

1. ANTECEDENTES

Una losa mixta se puede entender como una losa que combina dos materiales de características mecánicas y químicas diferentes. A la luz del desarrollo actual casi todas las losas que se conocen o construyen se fabrican de esta manera, ya sea reforzando el concreto con acero, utilizando láminas colaborantes dobladas en frío, o con losas compuestas, donde una viga metálica construida se combina con el hormigón. Estas últimas se aprovechan de las propiedades adicionales que pueden proveer el hormigón a la viga metálica siempre y cuando se garantice el trabajo integral de ambos materiales.

Inicialmente esta última condición se empezó a utilizar con el fin de dar protección contra el fuego a las estructuras metálicas, pero en la medida en que se fueron desarrollando nuevos productos para tal fin y que a su vez implicaban un menor costo, se pensó en la posibilidad de incorporar el hormigón a la resistencia del elemento. Los elementos compuestos se desarrollaron inicialmente en columnas y vigas de puentes donde esta combinación fue muy exitosa, y posteriormente se pasó a losas de entresijos y cubiertas en concreto.

En la actualidad se utilizan varios tipos de perfiles metálicos para losas de entresijo. Es así como se utilizan perfiles de alma llena (los cuales están relativamente bien documentados en la literatura), los perfiles de acero doblado en frío (cold rolled), (de los cuales existen tablas de diseño) y los perfiles de alma abierta o estructuras en celosía (de los cuales se cuenta con escasa literatura).

Al ser limitado el empleo de elementos de alma llena y perfiles de cierta envergadura, (que son los que se usan en países más desarrollados, en los que se combinan losas con perfiles de alma llena), fue necesario acoplar los conocimientos teóricos a la tecnología y disponibilidad de perfiles locales para obtener resultados finales muy parecidos. Lo anterior no indica que este sistema no se haya implementado en otros países, simplemente se expone en nuestro medio.

1.1. EL PROBLEMA

En la ciudad de Tarija se tiene poco conocimiento sobre las viguetas prefabricadas armadas tipo celosía, lo que no quiere decir que no exista información, pero es cierto que estas viguetas son poco conocidas en nuestro medio. Este hecho, genera la inquietud de elaborar el presente proyecto donde estas viguetas son objeto de estudio como elementos de soporte estructural en losas aligeradas.

1.2. OBJETIVOS

El proyecto de investigación de ingeniería civil tiene los siguientes objetivos:

1.2.1 Objetivo General

Realizar un estudio y análisis de viguetas prefabricadas armadas tipo celosía.

1.2.2 Objetivos Específicos

Realizar el análisis técnico de las secciones de viguetas de acero con alma en celosía para cada una de las diferentes luces dentro de un rango de 2 a 6 m.

Realizar el diseño de las viguetas de acero con alma en celosía para cada una de las diferentes luces dentro de un rango de 2 a 6 m.

Realizar el diseño de las viguetas de sección compuesta para cada una de las diferentes luces dentro de un rango de 2 a 6 m.

Efectuar un análisis del costo de los diseños de viguetas en celosía.

Determinar la viabilidad técnica y económica de las viguetas de alma abierta para losas aligeradas en obras de menor envergadura y viviendas de interés social.

Determinar las ventajas y desventajas que ofrecen las viguetas de acero con alma en celosía.

1.3 JUSTIFICACIÓN

1.3.1 Teórica

Mediante un análisis teórico de resistencia de materiales y análisis estructural se determinarán las propiedades mecánicas de las viguetas en celosía, es decir que, se analizarán los efectos en una vigueta de alma abierta, tanto a nivel de sección como de elemento, producidos por cargas de servicio y peso propio de una losa alivianada.

1.3.2 Metodológica

En la idealización de la vigueta se seguirá secuencialmente el análisis estructural, para posteriormente poder calcular y diseñar las viguetas en los diferentes estados de carga a los que son sometidas durante el proceso de construcción de una losa aligerada, esto implica el dimensionamiento de la sección de cada vigueta, distribución y diámetros de acero. Este diseño se lo elabora en función de cargas que una vigueta prefabricada debe resistir cuando trabaja como elemento de soporte en una losa aligerada.

1.3.3 Práctica

De acuerdo con los objetivos del proyecto de investigación, los resultados conseguidos permitirán conocer la incidencia, técnica y económica, que tiene el uso de viguetas de alma abierta sobre la construcción de losas alivianadas. De esta forma se puede dar a conocer las ventajas y desventajas que presentan las viguetas en celosía para la construcción de losas alivianadas.

1.4 LOCALIZACIÓN

1.4.1 Espacial

El desarrollo del presente proyecto de investigación se lo realizó en la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho.

1.4.2 Temporal

El presente proyecto de investigación se lo realizó en la gestión 2013.

2. MARCO TEÓRICO

2.1 VIGUETAS EN CELOSIA O DE ALMA ABIERTA

Son viguetas armadas prefabricadas, utilizadas en forjados unidireccionales. Están compuestas por una suela de hormigón y una celosía metálica que queda embebida en el hormigón "in situ".

En forjados compuestos por viguetas en celosía, hasta el endurecimiento del hormigón "In situ", la pieza prefabricada debe resistir el peso propio del forjado más las eventuales sobrecargas de construcción. Ello exige, en caso que la vigueta no resista, la disposición de puntales provisionales.

El Steel Joist Institute (SJI) define las viguetas de alma abierta o en celosía de la siguiente manera:

“Se refieren a vigas que tiene el alma abierta, cordones paralelos, que soportan adecuadamente la carga que le aportan pisos, techos en edificaciones, utilizando acero formado en caliente o doblado en frío. Y que han sido diseñadas para soportar una determinada carga distribuida”

El esfuerzo de corte de la viga en conjunto será absorbido mediante las diagonales.

Pueden ser planas, cuando las cargas y todas las barras se hallan en un mismo plano o espaciales (las viguetas en estudio), en las que los cordones superior y/o inferior están formados por dos barras.

En las barras comprimidas (tanto del cordón comprimido como de alguna de las diagonales) aparecerá el efecto de pandeo. Para minimizar este efecto puede reducirse la distancia entre nudos, lo que disminuye la longitud de las barras y por lo tanto la luz de pandeo).

2.2 ARMADURAS RETICULADAS

Una armadura reticulada es una estructura que actúa como una viga o como una columna, pero donde los componentes principales están sometidos ante todo a esfuerzos axiales. Los componentes están organizados en arreglos triangulares. Ya que las uniones son

soldadas, en el extremo de cada miembro se presenta un momento de rotación . Además si se presentan cargas en puntos distintos a los puntos del panel o nudos, se producen esfuerzos de flexión en los miembros.

2.3 ORIGENES DE LAS ARMADURAS RETICULADAS

La primera armadura (su concepción moderna) se le asigna al arquitecto italiano Andrea Palladio. Hacia el siglo XIX Ithiel Town patentó lo que se considera la precursora de las armaduras actuales, con la diferencia de que las diagonales se componían de madera y las cuerdas principales se formaban al unir 2 o más tablones. En un comienzo para eliminar la rigidez que se genera en los nudos, los primeros ingenieros norteamericanos que diseñaron este tipo de estructuras decidieron hacerlas articuladas en sus uniones, sin embargo, ingenieros europeos comenzaron a utilizar las uniones rígidas y con estudios posteriores se determinó que en cuanto a costo ambas resultaban igual de económicas. En la actualidad se diseñan rígidas.

Existe una infinidad de tipos de armaduras de acuerdo con la configuración de sus cordones y diagonales. Es por eso que existen armaduras tipo Pratt, Warren, etc que presentan unas cualidades estructurales geométricas que las hacen muy óptimas para determinados usos y materiales de conformación luego del diseño.

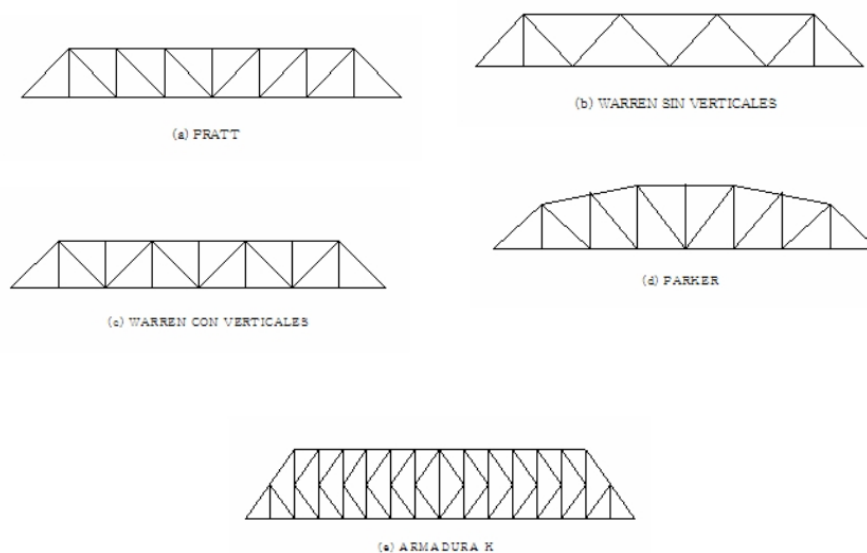


Figura 1: Tipos de armaduras reticuladas

2.4 COMPONENTES DE LAS ARMADURAS

Una armadura reticulada se compone de las siguientes partes, que es bueno entrar a definir, para comprender su uso y función dentro de ésta:

2.4.1 Nudo:

Son los puntos donde se generan las intersecciones de los miembros de la armadura. Estas uniones están soldadas y se debe realizar la verificación a soldadura.

Generalmente son los sitios donde se transmiten las cargas para no generar flexión en los elementos de las cuerdas o cordones.

2.4.2 Cordones:

Son los miembros superiores e inferiores de la estructura y como en las aletas de las vigas de alma llena, éstos se encargan de soportar la tracción y compresión que induce la flexión. La distancia que exista entre ellos va a generar pares internos de resistencia, entendiendo que al ser la separación mayor, mayor será la resistencia de la armadura y se optimizará utilizando mayores separaciones entre los cordones en los sitios de la estructura que se encuentran solicitados por un mayor momento flector.

Como uno de los fines de este trabajo es buscar economía en los diseños planteados, por diferentes investigaciones se ha llegado a la conclusión de que una distancia entre cordones obtenida por una relación altura/luz de 1:15 a 1:20 permite tener estructuras relativamente económicas.

2.4.3 Riostras, diagonales o miembros del alma:

Normalmente son diagonales que se encargan de la capacidad al corte de la sección, y en algunos casos dan puntos adicionales para soportar carga y mejorar las condiciones de esbeltez de los miembros de los cordones.

El propósito de la celosía es mantener paralelos los cordones principales y mantener adecuadamente el espaciamiento de los miembros, con la finalidad de uniformizar la distribución de esfuerzos en ellas. La celosía normalmente se forma por ángulos, varillas, canales u otros elementos.

En varios textos se recomienda que los ángulos de inclinación de las diagonales con respecto al eje longitudinal, deben estar entre los 40 y 60 grados para que redunde en economía, debido que al realizar la descomposición de fuerzas se consigue un equilibrio adecuado en longitud y carga asumida por el miembro que se traducen en secciones óptimas para los elementos de alma. Es de anotar que textos como el de Jack McCormac recomienda una inclinación de 45 grados.

Una vez determinados unos parámetros de altura y disposición de los paneles formados por las diagonales, se puede proceder a efectuar chequeos puntuales en diferentes tipos de la armadura con las secciones asignadas, lo cual redundara en una escogencia precisa de los elementos de la misma.

A la hora de diseñar se deben verificar varios aspectos:

Pandeo del miembro en conjunto si se halla bajo carga axial, pandeo y fluencia de los elementos individuales, tanto de los elementos principales como de la celosía, efectos de compresión y tracción en los cordones generados por flexión del miembro en conjunto, corte y deflexiones inmediatas así como diferidas.

Como las estructuras que se van a analizar son vigas simplemente apoyadas, la primera condición no aplicaría, ya que no se presentan cargas axiales al elemento en conjunto (pero sí en una columna en celosía).

2.5 ESPECIFICACIONES GENERALES

El análisis y diseño de la armadura de la vigueta en celosía, en el presente trabajo, se rige por las recomendaciones del Reglamento CIRSOC 308-2007 (Reglamento Argentino de Estructuras Livianas para Edificios con Barras de Acero de Sección Circular).

Este Reglamento establece los requisitos mínimos para el proyecto, ejecución y protección de estructuras para edificios con elementos estructurales formados por barras de acero de sección circular maciza y es complementario del Reglamento CIRSOC 301-2005 Reglamento Argentino de Estructuras de Acero para Edificios.

2.5.1 Campo de Validez

El Reglamento CIRSOC 308-2007 se aplica a todos los elementos estructurales de acero, armados con cordones y planos de celosías formados por barras de acero de sección circular maciza, y sus uniones, cuando los elementos estructurales formen parte de estructuras resistentes de acero de edificios destinados a: Viviendas, locales públicos, depósitos e industrias (incluso los que tengan carácter provisorio como andamios, cimbras, puntales, etc.).

El Reglamento CIRSOC 308-2007 no es de aplicación a elementos estructurales sometidos a acciones que produzcan efectos de fatiga y a elementos estructurales de secciones compuestas. Para estos últimos, cuando se analice la sección compuesta, se utilizará un reglamento específico del INTI-CIRSOC.

2.5.2 Materiales

Las especificaciones para el acero, en el presente trabajo, se adoptarán de la norma IRAM- IAS U500-528 Barras de Acero Conformadas de Dureza Natural, para Armadura en Estructuras de Hormigón.

Se determinó utilizar este tipo de acero ya que es utilizado comúnmente en nuestro medio.

Es posible soldar este tipo de acero, pero se tienen que tomar algunas precauciones como las que se señalan más adelante, en el subtítulo de uniones soldadas.

2.5.3 Tensión de Fluencia Especificada Máxima en el Acero

Para el dimensionado de barras de acero conformado de dureza natural de acuerdo con la norma IRAM-IAS U500-528 (Barras de acero conformadas de dureza natural para armadura en estructuras de hormigón) se deberá adoptar una tensión de fluencia especificada máxima de $F_y = 400 \text{ MPa}$.

2.5.4 Características Geométricas

Los momentos de inercia y radios de giro indicados a continuación son los que corresponden a la barra armada considerada rígida y no incluyen la influencia de la rigidez a corte de las celosías que disminuye los momentos de inercia por la deformación de las barras del alma. La rigidez real de la viga de alma abierta debe ser considerada para la determinación de esbelteces y deformaciones de la barra armada.

La influencia de la rigidez a corte de las celosías se puede considerar a partir de la esbeltez modificada de la barra armada, definida más adelante, en el apartado de Estado límite en Servicio por deflexión. El aumento de esbeltez a partir de la disminución del momento de inercia por la deformación de las barras del alma depende del dibujo de las celosías y del área de las barras que la formen, lo que queda reflejado por un valor auxiliar.

Área Bruta: El área bruta de la sección armada (A_g) es la suma de las área brutas de los cordones (A_{gi}) :

$$A_g = \sum A_{gi}$$

Momentos de Inercia y Radios de Giro: Los momentos de inercia de las secciones armadas con respecto a los ejes de flexión y de pandeo se calcularán por el Teorema de Steiner.

Como los cordones son barras de sección circular se pueden despreciar los momentos de inercia propios de las barras. Los momentos de inercia y los radios de giro, respecto al eje x, se pueden calcular de la siguiente manera:

$$I = k_x * h^2 * \frac{A_1 * A_2}{A_g}$$
$$r = \frac{h}{A_g} * \sqrt{k_x * A_1 * A_2}$$

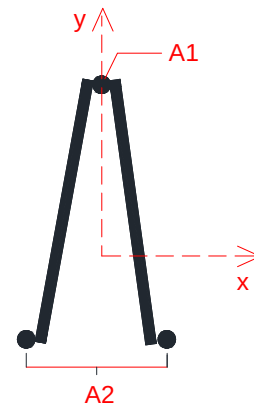


Figura 2. Sección transversal

siendo:

x, y los ejes baricéntricos de la sección armada

A1 la sección del cordón con coordenada (y) positiva, en cm²

A2 la sección total de los cordones con coordenada (y) negativa, en cm²

A_g el área bruta de la sección armada = A1+A2, en cm².

I el momento de Inercia de la sección armada respecto al eje (x), en cm⁴.

r el radio de giro de la sección armada respecto del eje (x), en cm.

k_x coeficiente experimental, de acuerdo al reglamento CIRSOC 308-2007 es igual a 1 para la sección triangular.

h la altura de la sección armada, medida entre ejes de barras del cordón, en cm.

2.6 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

2.6.1 Métodos de Análisis

En **estructuras isostáticas** las reacciones de vínculo y las solicitaciones de sección se deberán obtener utilizando las leyes y expresiones de la estática.

En **estructuras hiperestáticas** las reacciones de vínculo y las solicitaciones de sección se deberán obtener sólo por análisis global elástico.

En el análisis de estructuras hiperestáticas, la influencia de las deformaciones por corte en la rigidez de las barras, se podrá considerar mediante la utilización del momento de inercia modificado, I_m, (cm⁴) en reemplazo del momento de inercia I de la sección rígida, con respecto al mismo eje de pandeo o flexión.

$$I_m = r_m^2 * A_g$$

siendo:

r_m el radio de giro modificado de la sección transversal de la barra relativo al eje de flexión o pandeo, en cm.

$$r_m = \frac{(k * L)}{\lambda_m}$$

k el factor de longitud efectiva

L la longitud real de la barra correspondiente a la respectiva dirección de pandeo o flexión.

λ_m la esbeltez modificada de la barra armada.

A_g el área transversal bruta total de la barra armada, en cm².

2.6.2 Estabilidad global de la vigueta en celosía

Para garantizar la estabilidad de la vigueta en celosía, no será necesario realizar un análisis global de la misma, ya que los estados límites críticos que se tendrán que verificar para la flexión serán el pandeo local de las barras comprimidas (cordón superior y diagonales). Por lo que se realizará un análisis local de sus elementos más solicitados.

2.6.3 Tipos de Estructuras

De acuerdo con el Reglamento en el que está basado el análisis de las viguetas en celosía se permiten dos tipos de estructuras básicas, con sus respectivas hipótesis de proyecto y cálculo asociadas. Cada una de ellas define de una manera específica la resistencia de las barras estructurales y los tipos y resistencia de sus uniones. Ellas son

- a) **Estructura tipo TR** (totalmente restringida), usualmente designada como "Pórtico rígido" (o entramado continuo) , en la cual se supone que las uniones tienen suficiente rigidez para mantener invariables los ángulos entre las barras que a ellas concurren.
- b) **Estructura tipo PR** (parcialmente restringida), en la cual se supone que las uniones no tienen suficiente rigidez como para mantener invariables los ángulos entre las barras que a ellas concurren.

Dentro de la **tipología PR** cuando se desprecia la restricción al giro de todas las uniones, se tiene un "Entramado simple" con todos sus nudos articulados.

Para "Entramados simples " se establecen los siguientes requerimientos:

- Las uniones y las barras unidas se deberán proyectar para resistir cargas gravitatorias mayoradas, como vigas “Simplemente apoyadas”.
- Las uniones y las barras unidas se deberán proyectar para resistir las cargas laterales mayoradas.
- Las uniones deberán tener suficiente capacidad de rotación inelástica para evitar sobrecargar las soldaduras bajo la combinación de cargas gravitatorias y laterales mayoradas.

2.6.4 Articulaciones

Las uniones de apoyo de vigas, vigas armadas y vigas reticuladas serán proyectadas como articulaciones. Se admitirá que sean dimensionadas para transmitir solamente el esfuerzo de corte requerido y la fuerza axial requerida, si ella existiera, de la unión. Las articulaciones deberán permitir las rotaciones extremas de las barras supuestas como articuladas. Para lograr esa capacidad de rotación se podrá permitir en la unión alguna deformación plástica autolimitada.

En una triangulación, las uniones articuladas de barras serán proyectadas para transmitir las fuerzas requeridas resultantes del análisis estructural y no deberán desarrollar momentos flexores significativos que afecten a las barras concurrentes. Esta condición se considerará cumplida si el momento flexor desarrollado es menor o igual que el 20 % de la menor resistencia a flexión de las barras concurrentes. Los ejes de las barras que concurran a la unión se cortarán en un punto, excepto que el momento flexor resultante de la excentricidad sea considerado en el dimensionamiento de las barras concurrentes y de la unión.

2.6.5 Esfuerzos Secundarios

En las barras armadas reticuladas se pueden producir momentos flexores secundarios en los cordones y en las diagonales y montantes por las siguientes causas:

- a) excentricidad resultante de que los ejes de las barras concurrentes al nudo no se corten en un punto,
- b) hiperestaticidad interior del reticulado,
- c) curvatura de plegado de diagonales y montantes.

En general los momentos secundarios resultantes de la hiperestaticidad interior del reticulado (causa (b)) y del plegado de diagonales y montantes (causa (c)) se pueden despreciar en las estructuras incluidas en los alcances del Reglamento CIRSOC 308-2007 (Reglamento Argentino de Estructuras Livianas para Edificios con Barras de Acero de Sección Circular) y dentro de los límites de las deformaciones admisibles en servicio.

Los **momentos flexores secundarios en las barras**, resultantes de que los ejes de las mismas no se corten en un punto (causa (a)), se pueden determinar, aproximadamente, de la siguiente manera:

Para lograr el centrado de los ejes de las diagonales y el cordón ($e = 0$), el diámetro interior de doblado de las diagonales, d_{i0} (cm), deberá ser:

$$d_{i0} = \frac{d_c * \cos \alpha + d_D * (2 * \cos \alpha - 1)}{1 - \cos \alpha}$$

siendo:

e la excentricidad en (cm)

Cuando las diagonales tengan un diámetro interior de doblado, d_i (cm), la excentricidad resultante, e (cm), será:

$$e = \frac{(d_i + d_D)}{2 * \cos \alpha} - (0.5 * d_c + d_D + 0.5 * d_i)$$

El diámetro interior de doblado d_i deberá ser:

con $F_y \leq 250 \text{ MPa}$	$d_i \geq 5 * d_D$	para	$d_D > 16 \text{ mm}$
	$d_i \geq 2.5 * d_D$	para	$d_D \leq 16 \text{ mm}$

con $250 \text{ MPa} < F_y \leq 400 \text{ MPa}$

$d_i \geq 6 \cdot d_D$ para $d_D > 16 \text{ mm}$

$d_i \geq 4 \cdot d_D$ para $d_D \leq 16 \text{ mm}$

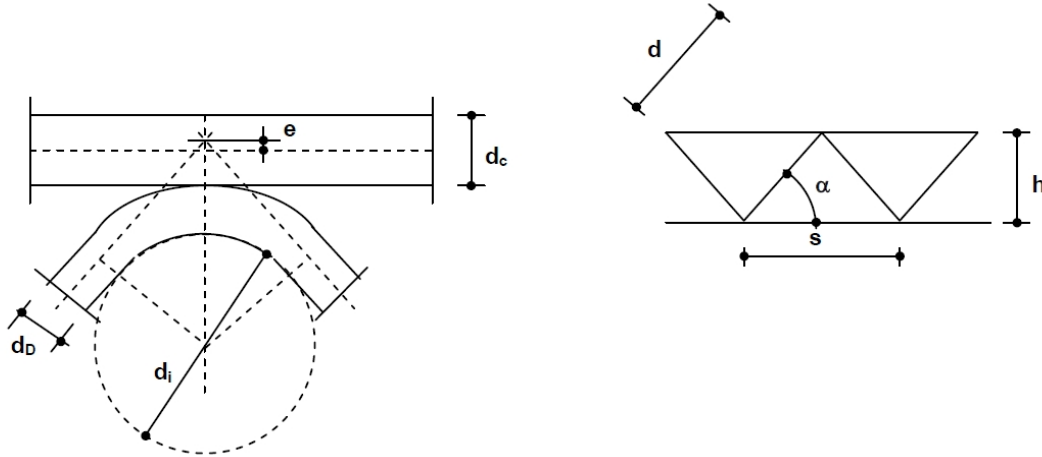


Figura 3. Excentricidad en la unión de la vigueta en celosía

El momento flexor secundario en el nudo, M_s (kNm), generado por la excentricidad e en la sección de la barra con esfuerzo de corte requerido, V_u (kN) será:

$$M_s = \frac{V_u * s * e}{h} * (10)^{-2}$$

con s , e y h en cm.

Los momentos flexores resultantes en las barras que concurren al nudo serán:

- En el cordón:

$$M_c = \frac{0.5}{1 + \left(\frac{d_D}{d_c}\right)^4 * \frac{s}{d}} * M_s$$

- En la diagonal:

$$M_D = \frac{0.5}{1 + \left(\frac{d_c}{d_D}\right)^4 * \frac{d}{s}} * M_s$$

Estos momentos flexores secundarios se considerarán actuando simultáneamente con los esfuerzos axiles requeridos en las mismas secciones transversales de la barra armada.

Las barras serán verificadas a fuerza axil combinada con flexión.

2.6.6 Estabilidad local de las barras comprimidas de la vigueta armada

El Reglamento CIRSOC 308-2007 adopta los siguientes valores para el factor de longitud efectiva:

Para Cordones

$$k = 1$$

Considerando que no hay ninguna restricción al giro en el nudo en razón de la posibilidad de pandeo en sentidos opuestos de los tramos adyacentes y de la forma constructiva del nudo.

La longitud de pandeo local $k*L$ será:

$$K * L = 1 * S$$

siendo:

S la distancia entre nudos, en cm.

Para Diagonales

$$k = 0.85$$

Aumentando el adoptado en la Recomendación CIRSOC 303 (edición Agosto 1991) que era $k = 0,75$. Si bien el nudo soldado produce una importante restricción al giro que

justifica un factor de longitud efectiva más reducido, las diagonales presentan en la práctica una mayor falta de rectitud que los cordones, equivalente a una mayor deformación inicial. A fin de considerar una misma curva de pandeo para cordones y diagonales se considera la mayor falta de rectitud aumentando el factor de longitud efectiva.

La longitud de pandeo local $k \cdot L$ será:

$$K * L = 0.85 * L_D$$

siendo:

L_D la longitud real de la diagonal, en cm.

2.7 DIMENSIONAMIENTO DE LA VIGUETA EN CELOSÍA.

Las directivas de los Reglamentos CIRSOC 308-2007 y CIRSOC 301-2005 utilizan el método de diseño por factores de carga y resistencia (DFR o LRFD), el cual se basa en los conceptos de estados límite.

2.7.1 Estados Límites

El método por estados límites es un método de dimensionamiento de estructuras en el cual la condición es que ningún estado límite sea superado cuando la estructura es sometida a todas las combinaciones apropiadas de acciones determinadas según las Secciones.

Un estado límite es aquél más allá del cual la estructura, o una parte de ella, no logra satisfacer los comportamientos requeridos por el proyecto.

Los estados límites se clasifican en :

- **Estados Límites Últimos.**
- **Estados Límites de Servicio.**

Los Estados **Límites Últimos** se establecen con el fin de conseguir seguridad y definir una capacidad máxima de transferencia de carga.

Los Estados **Límites de Servicio** se establecen con el fin de que la estructura presente un comportamiento normal y aceptable bajo condiciones de servicio. Es un estado límite que tiene la finalidad de que la estructura sea funcional y económica.

2.7.2 Dimensionamiento para Estados Límites Últimos.

Para el Estado Límite Último correspondiente:

La **resistencia de diseño (R_d)** de cada elemento estructural, de sus uniones, o de la estructura en su conjunto, debe ser igual o mayor que la **resistencia requerida (R_u)**.

La **resistencia de diseño (ϕR_n)**, para cada estado límite último aplicable, es igual al producto de la resistencia nominal R_n por el factor de resistencia ϕ .

La **resistencia requerida (R_u , efectos de las acciones)** de los elementos estructurales y sus uniones se debe determinar mediante análisis estructural para la combinación de acciones mayoradas.

La estructura no sólo debe ser capaz de resistir las cargas de diseño sino también las de servicio en forma tal, que se cumplan los requisitos de los usuarios de ella.

En este método, las cargas de trabajo o servicio, Q_i , se multiplican por factores de carga o “de seguridad”, γ_i , que son casi siempre mayores de 1 y se obtienen las cargas últimas o factorizadas. La estructura se proporciona para que tenga una resistencia última de diseño suficiente para soportar las cargas factorizadas.

Esta resistencia se considera igual a la resistencia teórica o nominal, R_n , del miembro estructural, multiplicada por un factor de resistencia ϕ , que es normalmente menor que 1. Con este factor, se intenta tomar en cuenta las incertidumbres relativas a resistencia de los materiales, dimensiones y mano de obra, etc. En pocas palabras, para un miembro particular se debe cumplir que:

$$R_u \leq R_d$$
$$\sum \gamma_i * Q_i \leq \phi * R_n$$

Factores de Carga

El propósito de los factores de carga es incrementar las cargas para tomar en cuenta las incertidumbres implicadas al estimar las magnitudes de las cargas vivas, muertas y accidentales durante la vida útil de la estructura.

El Reglamento CIRSOC 301-2005 Reglamento Argentino de Estructuras de Acero para Edificios tiene las siguientes combinaciones de carga:

U representa la carga última; D son las cargas permanentes; T son las cargas resultantes del impedimento de cambios dimensionales y también representa las cargas resultantes del proceso de soldadura; L son las cargas vivas; L_r son las cargas vivas en techos; S son las cargas de nieve; R son las cargas por lluvia, granizo o hielo, sin incluir el encharcamiento; W son las cargas de viento y E son las cargas sísmicas.

- a) $U = 1,4 (D + F)$
- b) $U = 1,2 (D + F + T) + 1,6 (L + H) + (f_1 L_r \text{ ó } 0,5 S \text{ ó } 0,5 R)$
- c) $U = 1,2 D + 1,6 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (f_1 L \text{ ó } 0,8 W)$
- d) $U = 1,2 D + 1,6 W + f_1 L + (f_1 L_r \text{ ó } 0,5 S \text{ ó } 0,5 R)$
- e) $U = 1,2 D + 1,0 E + f_1 (L + L_r) + f_2 S$
- f) $U = 0,9 D + (1,6 W \text{ ó } 1,0 E) + 1,6 H$

Factores de Resistencia

Para estimar con “precisión” la resistencia última de una estructura, es necesario tomar en cuenta las incertidumbres que se tiene en la resistencia de los materiales, en las dimensiones, en la mano de obra, etc. Algunas de las incertidumbres que afectan a estos factores son:

- a) La resistencia de los materiales puede variar inicialmente en forma considerable respecto a los valores supuestos y la variación será mayor con el paso del tiempo debido al flujo plástico, a la corrosión y a la fatiga.
- b) Los métodos de análisis están sujetos con frecuencia a errores apreciables o no se tiene un criterio definido para la estructuración.

- c) Los fenómenos naturales como sismos, huracanes y tornados causan condiciones difíciles de predecir.
- d) Las incertidumbres durante el proceso constructivo así como el maltrato que puedan recibir las estructuras durante la fabricación y montaje. Las cargas constructivas pocas veces consideradas en los análisis de cargas, etc.
- e) Las cargas muertas de una estructura pueden estimarse con bastante exactitud, pero no así las cargas vivas.
- f) Otras incertidumbres son la presencia de esfuerzos residuales y concentraciones de esfuerzos, variaciones en las dimensiones de las secciones, etc.

Tabla 1: Factores de Resistencia Característicos

Situaciones	Factores de Resistencia ϕ
Aplastamiento en áreas proyectantes de pasadores, fluencia del alma bajo cargas concentradas, cortante en tornillos en	1.00
Vigas sometidas a flexión, corte, filete de soldadura con esfuerzos paralelos al eje de soldadura, soldadura de ranura en el metal base.	0.90
Columnas, aplastamiento del alma, distancias al borde y capacidad de aplastamiento en agujeros.	0.85
Cortante en el área efectiva de soldaduras de ranura con penetración completa, tensión normal al área efectiva de	0.80
Tornillos a tensión, soldaduras de tapón o muescas, fractura en la sección neta de miembros a	0.75
Aplastamiento en tornillos (que no sean del tipo	0.65
Aplastamiento en tornillos A307, aplastamiento en cimentaciones de hormigón.	0.60

2.7.3 Diseño de Miembros a Tensión

En términos generales, el diseño por tensión es el más fácil, ya que al no presentarse el problema del pandeo sólo se necesita calcular la fuerza factorizada que debe tomar el miembro y dividirla entre un esfuerzo de diseño para obtener el área de la sección transversal necesaria.

El manual del AISC-LRFD, especifica que la resistencia de diseño de un elemento a tensión, $\phi_t P_n$, será el valor obtenido con la siguiente expresión:

Para el estado límite de fluencia en la sección bruta, la resistencia de diseño a tracción de barras de sección circular maciza, T_d (kN), será determinada por la expresión:

$$T_d = \phi_t * T_n$$

$$T_d = \phi_t * F_y * A_g * (10)^{-1} \quad \text{con } \phi_t = 0.9$$

Donde:

A_g = el área bruta de la barra de sección circular = $(\pi \cdot d^2) / 4$, en cm^2 .

d = el diámetro nominal de la barra de sección circular, en cm.

F_y = Límite de fluencia del acero 400 MPa

ϕ_t = Factor de resistencia a tracción especificado en el Reglamento CIRSOC 308-2007

T_d = resistencia de diseño a tracción kN

T_n = la resistencia nominal, en kN.

Aunque los miembros a tensión no presentan el problema de pandeo, CIRSOC 308-2007 recomienda usar una relación de esbeltez no mayor de $L / 300$ para miembros a tensión.

2.7.4 Diseño de Elementos a Compresión Axial

Una columna es un miembro que soporta una carga de compresión axial. Esta carga puede ser concéntrica, es decir, aplicada a lo largo del eje centroidal, o excéntrica, cuando la carga es aplicada paralelamente al eje del miembro centroidal, pero a cierta distancia del mismo.

Las diferencias entre los elementos a tensión y a compresión, para las barras en estudio, son que las cargas de tensión tienden a mantener rectos los miembros, en tanto que las cargas de compresión tienden a flexionarlos hacia fuera del plano de las cargas (pandeo).

Ecuación de Euler

La base de la teoría de las columnas es la fórmula de Euler, que fue publicada en 1757 por el matemático suizo Leonard Euler, basada en la ecuación de la elástica $EI(d^2y/dx^2)=M$. La fórmula de Euler, que es válida solo para columnas largas, calcula la carga crítica de pandeo. Esta es la carga última que puede soportar una columna larga.

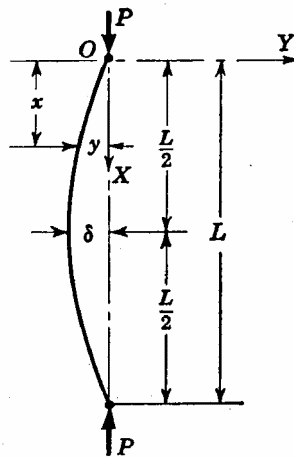


Figura 4: Columna de Euler

Así la ecuación de Euler es:

$$P = EI\pi^2/L^2$$

Donde P es la carga crítica de pandeo elástico o carga crítica de Euler.

Sabiendo que $r = (I/A)^{1/2}$ y que $\sigma = P/A$, se puede escribir la ecuación de Euler como

$$\sigma = \pi^2 E / (L/r)^2 = F_{cr}$$

Donde σ es el esfuerzo crítico de pandeo elástico.

En el Reglamento CIRSOC 308-2007, F_{cr} es el esfuerzo de Euler.

En la ecuación de Euler, el valor de L se tomará como la distancia entre los puntos de inflexión de la elástica, donde el momento de flexión vale cero. Esta distancia L se considera como la longitud efectiva de la columna.

Longitud Efectiva

La longitud efectiva de una columna se denomina KL , donde K es el factor de longitud efectiva. K es un número por el que se debe multiplicar la longitud de la columna para obtener la longitud efectiva de la columna. El valor de K depende de la restricción rotacional en los extremos de la columna y a su resistencia al movimiento lateral.

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Las líneas interrumpidas muestran la forma pandeada de la columna						
Valor K teórico	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores recomendados de diseño cuando las condiciones reales son parecidas a las ideales	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Símbolos para las condiciones de extremo						
	Rotación y traslación impedidos	Rotación libre y traslación impedida	Rotación impedida y traslación libre	Rotación y traslación libres		

Fuente: *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*, sep. 1, 1986 (Chicago: AISC, 1986); páginas 6-151 en el manual LRFD.

VE

Figura 5: Valores de K para columnas aisladas

El concepto de longitud efectiva es un artificio matemático para reemplazar una columna con cualquier condición en sus extremos por una columna equivalente con sus extremos articulados, a fin de aplicar la ecuación de Euler.

Los valores de K para las barras de la vigueta en celosía están especificados en el apartado 2.5.6 (Estabilidad local de las barras comprimidas de la vigueta armada) del presente trabajo.

Una columna sujeta a compresión axial se acortará en la dirección de la carga. Si la carga se incrementa hasta que dicho miembro se pandea, el acortamiento cesará y la columna se flexionará lateralmente pudiendo al mismo tiempo torcerse en una dirección perpendicular a su eje longitudinal.

La **resistencia de diseño a compresión axial de barras de sección circular maciza, P_d** (kN), será determinada por la siguiente expresión: La resistencia de diseño del miembro se determina como:

$$P_d = \phi_c * P_n$$

$$P_d = \phi_c * F_{cr} * A_g * (10)^{-1} \quad \text{con } \phi_c = 0.80$$

$$\phi_c = 0.85 \quad \text{para } F_y \leq 250 \text{ MPa}$$

$$\phi_c = 0.80 \quad \text{para } 250 \text{ MPa} \leq F_y \leq 400 \text{ MPa}$$

Donde:

P_d = Resistencia de diseño a compresión KN

P_n = Resistencia nominal a compresión KN

F_{cr} = Esfuerzo crítico o de pandeo

ϕ_c = Factor de resistencia a compresión

La **tensión crítica**, F_{cr} (MPa), será determinada con la siguiente expresión:

$$F_{cr} = \chi * F_y$$

con:

$$\chi = \frac{1}{\delta + \sqrt{(\delta^2 - \lambda_c^2)}}$$

$$\delta = 0.451 + 0.245 * \lambda_c + 0.5 * \lambda_c^2$$

Los valores de χ están tabulados en función de λ_c en la tabla siguiente.

siendo:

F_y la tensión de fluencia especificada del acero, en MPa.

A_g área bruta de la barra de sección circular = $(\pi \cdot d^2) / 4$, en cm².

d el diámetro nominal de la barra de sección circular, en cm.

λ_c el factor de esbeltez adimensional : $\lambda_c = \left(\frac{K * L}{\pi * r} \right) * \left(\frac{F_y}{E} \right)^{1/2}$

E el módulo de elasticidad longitudinal del acero = 200000 MPa

k el factor de longitud efectiva.

r el radio de giro de la sección transversal de la sección circular respecto a su eje baricéntrico = $d/4$, en cm.

L la longitud real de la barra entre puntos de arriostamiento correspondientes a la respectiva dirección de pandeo, en cm.

Tabla 2. Valores del coeficiente de pandeo

λ_c	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,2	1,000	0,995	0,990	0,985	0,980	0,975	0,970	0,964	0,959	0,954
0,3	0,949	0,944	0,939	0,934	0,929	0,923	0,918	0,913	0,908	0,903
0,4	0,897	0,892	0,887	0,881	0,876	0,871	0,865	0,860	0,854	0,849
0,5	0,843	0,837	0,832	0,826	0,820	0,815	0,809	0,803	0,797	0,791
0,6	0,785	0,779	0,773	0,767	0,761	0,755	0,749	0,743	0,737	0,731
0,7	0,725	0,718	0,712	0,706	0,700	0,694	0,687	0,681	0,675	0,668
0,8	0,662	0,656	0,650	0,643	0,637	0,631	0,625	0,618	0,612	0,606
0,9	0,600	0,594	0,588	0,582	0,575	0,569	0,563	0,558	0,552	0,546
1,0	0,540	0,534	0,528	0,523	0,517	0,511	0,506	0,500	0,495	0,490
1,1	0,484	0,479	0,474	0,469	0,463	0,458	0,453	0,448	0,443	0,439
1,2	0,434	0,429	0,424	0,420	0,415	0,411	0,406	0,402	0,397	0,393
1,3	0,389	0,385	0,380	0,376	0,372	0,368	0,364	0,361	0,357	0,353
1,4	0,349	0,346	0,342	0,338	0,335	0,331	0,328	0,324	0,321	0,318
1,5	0,315	0,311	0,308	0,305	0,302	0,299	0,296	0,293	0,290	0,287
1,6	0,284	0,281	0,279	0,276	0,273	0,271	0,268	0,265	0,263	0,260
1,7	0,258	0,255	0,253	0,250	0,248	0,246	0,243	0,241	0,239	0,237
1,8	0,235	0,232	0,230	0,228	0,226	0,224	0,222	0,220	0,218	0,216
1,9	0,214	0,212	0,210	0,209	0,207	0,205	0,203	0,201	0,200	0,198
2,0	0,196	0,194	0,193	0,191	0,190	0,188	0,186	0,185	0,183	0,182
2,1	0,180	0,179	0,177	0,176	0,174	0,173	0,172	0,170	0,169	0,168
2,2	0,166	0,165	0,164	0,162	0,161	0,160	0,159	0,157	0,156	0,155
2,3	0,154	0,153	0,151	0,150	0,149	0,148	0,147	0,146	0,145	0,144
2,4	0,143	0,141	0,140	0,139	0,138	0,137	0,136	0,135	0,134	0,133
2,5	0,132	0,132	0,131	0,130	0,129	0,128	0,127	0,126	0,125	0,124
2,6	0,123	0,123	0,122	0,121	0,120	0,119	0,118	0,118	0,117	0,116
2,7	0,115	0,114	0,114	0,113	0,112	0,111	0,111	0,110	0,109	0,109
2,8	0,108	0,107	0,106	0,106	0,105	0,104	0,104	0,103	0,102	0,102
2,9	0,101	0,101	0,100	0,099	0,099	0,098	0,097	0,097	0,096	0,096

Esbeltez Máxima

En el capítulo 5, (5.1. factor de longitud efectiva y limitación de esbelteces) del Reglamento CIRSOC 308-2007 establecen que de preferencia los miembros a compresión deben diseñarse con relaciones KL/r menores o iguales de 200.

2.7.5 Vigueta Armada en Flexión Simple

Estas especificaciones son aplicables siempre que se verifique lo siguiente:

- Cuando las barras de los cordones que resulten comprimidos o traccionados en la flexión simple alrededor de un eje principal, sean más de una, deberán tener la misma sección bruta.
- las celosías de las caras opuestas de la barra armada deben tener el mismo dibujo

Estados límites para solicitaciones de flexión y corte

Las barras armadas sometidas a flexión simple pueden fallar por las siguientes causas:

1. Por el pandeo de las barras de los cordones comprimidos o por el pandeo de las diagonales comprimidas. Las diagonales y montantes traccionadas tienen el mismo esfuerzo axial e igual longitud por lo que son críticas las barras comprimidas.
2. Por tracción de los cordones traccionados antes que los comprimidos, por quedar sometidos a fuerzas de mayor intensidad en secciones transversales que no sean simétricas con respecto al eje de flexión.
3. Por pandeo lateral-torsional de la barra armada según sea el arriostramiento del cordón comprimido.

En estos estados límites se puede determinar un momento de diseño M_d o un esfuerzo de corte de diseño V_d , que deberá ser mayor o igual al momento requerido o al esfuerzo de corte requerido, respectivamente.

Estado límite de pandeo local de las barras del cordón comprimido

La resistencia de diseño a flexión M_{dc} (kNm), para el estado límite de pandeo local de barras del cordón comprimido se determinará de la siguiente forma:

$$M_d = \phi_c * h * n_1 * A_{gc1} * F_{cr} * (10)^{-3}$$

donde:

$$\phi_c = 0,80 \quad \text{para} \quad 250 \text{ MPa} < F_y \leq 400 \text{ MPa}$$

h distancia entre centros de gravedad de los cordones medida en dirección perpendicular del eje de flexión considerado, en cm.

n1 el número de barras del cordón comprimido.

Agc1 el área bruta de una barra comprimida, en cm².

S la distancia entre nudos en cm.

Fcr la tensión crítica, en MPa.

Estado límite de pandeo local de las barras de diagonales:

La resistencia de diseño a corte, Vd (kN), para el estado límite de pandeo local de diagonales se determinará de la siguiente forma:

$$V_{dD} = \phi_c * F_{cr} * A_D * 2 * \sin \alpha * \cos \beta (10)^{-1}$$

donde:

ϕ_c 0,80 para $250 \text{ MPa} < F_y \leq 400 \text{ MPa}$

Fcr la tensión crítica, en MPa.

A_D el área bruta de una barra diagonal comprimida, en cm²

β el ángulo entre plano de celosía y eje y-y, en grados sexagesimales

α el ángulo entre barra diagonal y barra del cordón, en grados sexagesimales.

Estado límite de fluencia de barras del cordón traccionado.

La resistencia de diseño a flexión, Md t (kNm), para el estado límite de fluencia de las barras del cordón traccionado se determinará por medio de las siguientes expresiones

$$M_{dt} = \phi_t * h * n2 * A_{gt1} * F_y * (10)^{-3}$$

donde:

ϕ_t 0,90

h distancia entre centros de gravedad de los cordones medida en dirección perpendicular del eje de flexión considerado, en cm.

n_2 el número de barras del cordón traccionado.

A_{gt1} el área bruta de una barra traccionada, en cm².

F_y la tensión de fluencia mínima especificada del acero, en MPa.

Estado límite de pandeo lateral torsional

Dentro del rango de deformaciones admisibles de las secciones armadas con caras reticuladas se puede considerar que la sección no alabea.

Las secciones rectangulares y triangulares comúnmente utilizadas en nuestro medio, y que tienen el ancho b mayor o igual a la mitad de su altura h no presentan problemas de pandeo lateral siendo determinante para su diseño, alguno de los otros estados límites.

2.7.6 Barras de Sección Circular Maciza Sometidas a Fuerza Axil de Compresión Combinada con Flexión:

Las barras de la vigueta armada están solicitadas principalmente a esfuerzos axiales, pero también se deberá verificar los esfuerzos secundarios, el momento originado por la excentricidad del eje de las barras.

$$\frac{P_u}{P_d} + 7600 * \frac{M_u}{d^3 * F_y} \leq 1$$

siendo:

- Pu la resistencia axial requerida a compresión de la barra circular maciza, en KN
- Pd la resistencia de diseño a compresión axial de la barra, en KN.
- Mu la resistencia requerida a flexión de la barra circular maciza, en KN*m
- d el diámetro nominal de la barra circular maciza, en cm.
- Fy la tensión de fluencia mínima especificada del acero de la barra circular, en Mpa.

2.8 ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO

Una condición de servicio es un estado en el cual la función de un edificio, su aspecto y mantenimiento, y el confort de sus ocupantes están preservados para un uso normal.

Ningún estado límite de servicio podrá ser superado bajo los efectos de la combinación más desfavorable de las acciones de servicio.

Son estados límites de servicio:

- Las deformaciones, desplazamientos o flechas que afecten la apariencia o el uso eficaz de la estructura
- Las vibraciones, oscilaciones o inclinaciones que causen incomodidad a los ocupantes de un edificio o daño a sus contenidos.
- Los daños a revestimientos o elementos no estructurales debidos a deformaciones, flechas, desplazamientos, vibraciones, oscilaciones o inclinaciones de la estructura o de alguno de sus elementos estructurales.

Los estados límites de servicio se verificarán con las siguientes combinaciones de acciones:

$$(D + F) + \left(\sum L_i \text{ ó } W \text{ ó } T \right)$$

$$(D + F) + 0.7 * \left[\left(\sum L_i + W \right) \text{ ó } (W + T) \text{ ó } \left(\sum L_i + T \right) \right]$$

$$(D + F) + 0.6 * \sum L_i + 0.6 * W + 0.6 * T$$

donde:

$$\sum L_i = (L + L_r + S + R + H)$$

2.8.1 Estado Límite de las Deformaciones de las Barras Armadas Flexadas

Las deformaciones máximas de barras armadas flexadas comprendidas en los alcances de este Reglamento, considerando la influencia de las deformaciones por corte de las celosías, podrán ser determinadas utilizando las expresiones elásticas para elementos de alma llena en función del momento flexor, pero con la utilización del momento de inercia modificado, I_m (cm⁴), en reemplazo del momento de inercia, I , de la sección rígida, con respecto al mismo eje de flexión.

$$I_m = r_m^2 * A_g$$

siendo:

A_g el área transversal bruta total de la barra armada, en cm².

r_m el radio de giro modificado de la sección transversal de la barra relativo al eje de flexión, en cm. $r_m = \frac{(K*L)}{\lambda_m}$

k el factor de longitud efectiva ($k= 1$)

L la longitud real de la barra, correspondiente a la respectiva dirección de flexión, en cm.

λ_m la esbeltez modificada de la barra armada

$$\lambda_m = \sqrt{\left(\frac{k * L}{r}\right)^2 + \lambda_1^2}$$

r el radio de giro

λ_1 el valor auxiliar relacionado con la rigidez a corte de la celosía

$$\lambda_1 = \sqrt{\frac{2 * A_g * d^3}{n_o * A_D * S * h^2}}$$

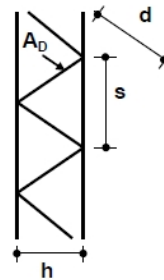


Figura 6. Parámetros geométricos

d la longitud de la diagonal, en cm.

A_D la sección bruta de la diagonal de un solo plano, en cm².

n_o el número de planos de celosía.

($n_o = 2 \cos \beta$ para pandeo alrededor de eje x-x.)

β el ángulo entre el plano de celosía y el eje y-y.

2.9 CONTRAFLECHAS

Las contra flechas pueden ser necesarias para compatibilizar las deformaciones de la estructura con exigencias funcionales de equipos, fijación de aberturas, fijación de revestimientos, para evitar en cubiertas la acumulación de agua de lluvia o deshielo, etc.

Para cada caso en particular se deberán determinar las contra flechas considerando como base la flecha debida a la carga permanente incluyendo o no, según el caso, los efectos de larga duración.

El valor máximo para las deformaciones bajo la combinación más desfavorable de acciones de servicio deberá ser menor o igual que los establecidos en la tabla 12

2.10 UNIONES SOLDADAS

2.10.1 Generalidades

Todos los componentes de la unión deberán ser dimensionados de manera que su resistencia de diseño sea mayor o igual a la resistencia requerida resultante del análisis estructural, considerando las excentricidades existentes.

Para el cálculo de la unión se utilizará el análisis elástico lineal.

El capítulo 9 del Reglamento CIRSOC 308-2007 brinda especificaciones para uniones en barras de acero redondo que conforman una viga armada, complementando lo especificado en el capítulo J del Reglamento CIRSOC 301-2005 y el reglamento CIRSOC 304-2007, especialmente las de su anexo B.

2.10.2 Materiales

Como ya se mencionó anteriormente, las especificaciones para el acero, en el presente trabajo, se adoptarán de la norma IRAM-IAS U500-528 Barras de Acero Conformadas de Dureza Natural, para Armadura en Estructuras de Hormigón.

Aunque este tipo de acero de construcción no tiene las mismas características de soldabilidad como otros aceros que son específicamente soldables, es un acero que puede ser soldado tomando precauciones: con electrodos o métodos de bajo hidrógeno, pre y post calentamiento de las barras, etc.

2.10.3 Soldabilidad

La soldabilidad puede definirse como la mayor o menor facilidad que presenta un metal para ser soldado; permitiendo la obtención de soldaduras sanas, homogéneas, que respondan a las necesidades para las que fueron realizadas, incluyendo los requisitos de fabricación.

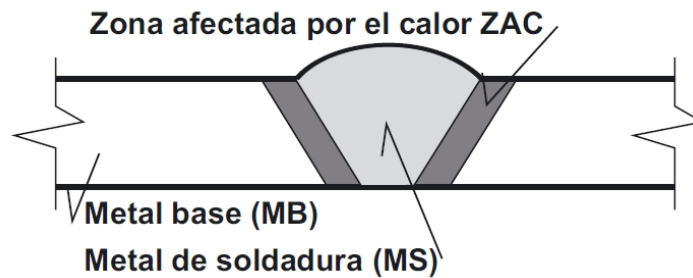


Figura 7. Zonas de la unión soldada.

En el caso particular de la soldadura de aceros también la soldabilidad puede ser definida, simplemente, como la mayor o menor facilidad que presentan los aceros para ser unidos mediante soldadura. De esta forma podemos decir que la soldabilidad de un acero depende en gran medida de su composición química, tanto por el contenido de carbono como de otros elementos de composición que actúan de manera análoga. Cuanto mayor sea el porcentaje en peso de carbono y otros elementos de composición mayor será la tendencia al aumento de templabilidad del acero y consecuentemente menor su soldabilidad. La templabilidad indica la tendencia a la formación de micro estructuras de temple, martensita, cuya susceptibilidad a la fisuración bajo determinadas condiciones de soldadura es muy importante.

Una forma práctica de evaluar la soldabilidad es por medio de un parámetro denominado carbono equivalente(CE), el cual se expresa en un número dado como % de peso, que vincula al carbono y otras elementos de aleación que inducen la templabilidad del acero. Se han desarrollado una gran cantidad de fórmulas de CE [18], pero las más utilizadas o tomadas como referencias son las siguientes:

Fórmula IIW, Instituto Internacional de Soldadura (International Institute of Welding)

$$CE = C + \frac{(Mn + Si)}{6} + \frac{(Cr + Mo + V)}{5} + \frac{(Ni + Cu)}{15}$$

Fórmula de Ito y Bessyo

$$P_{cm} = C + \frac{Si}{30} + \frac{Mn}{20} + \frac{Cu}{20} + \frac{Ni}{60} + \frac{Cr}{20} + \frac{Mo}{15} + \frac{V}{10} + 5 * B$$

Cuanto mayor sea el valor del CE (%) menor será la soldabilidad del acero y deberán tomarse medidas de precaución para la soldadura de manera de evitar el riesgo a la aparición de fisuras. Con valores de CE (%), según la fórmula del IIW menores que 0,30 tendríamos una muy buena soldabilidad del acero para diferentes y variadas condiciones de soldadura.

La definición de soldabilidad en aceros se encuentra íntimamente asociada con la integridad estructural de la unión soldada de un material en relación con el riesgo a fisuración en frío asistida por hidrógeno. Este tipo de fisura implica la interacción de numerosas variables tales como: proceso de soldadura, materiales de aporte y base, nivel de hidrógeno, tensiones, velocidades de enfriamiento y temperatura.

Una forma de visualizar este problema es utilizando el denominado Diagrama de Graville. El mismo permite una clasificación de los aceros en base a su soldabilidad asociada a problemas de fisuración en frío, en función del porcentaje de carbono y de elementos de aleación medidos a través del carbono equivalente del IIW. El diagrama agrupa a los aceros de acuerdo al tipo de curva de templabilidad (Ensayo de Jominy). La figura siguiente muestra el diagrama de Graville en el cual se distinguen tres zonas: I; II y III. En la zona I los aceros tienen bajo carbono, consecuentemente aún bajo las condiciones más exigidas que puedan generarse durante la soldadura (elevado nivel de hidrógeno y alta restricción) no son muy susceptibles a fisuración. En la Zona II los aceros tienen altos contenidos de carbono y bajos elementos de aleación. Las curvas de templabilidad indican un amplio rango de durezas, con lo cual para evitar micro estructuras sensibles a la fisuración deberá considerarse una disminución de la velocidad de enfriamiento de la ZAC, a través de un control en el aporte térmico y empleo de precalentamiento al conjunto soldado. En la zona

III los aceros poseen elevado carbono y elementos de aleación, lo que les confiere un alto endurecimiento, por lo que la soldadura produciría microestructuras susceptibles a fisuración bajo cualquier condición. Por lo tanto, para evitar la fisuración en frío asistida por hidrógeno en los aceros ubicados en la zona III deberían emplearse procesos de soldadura y consumibles de bajo hidrógeno, precalentamiento y eventualmente tratamientos térmicos post-soldadura.

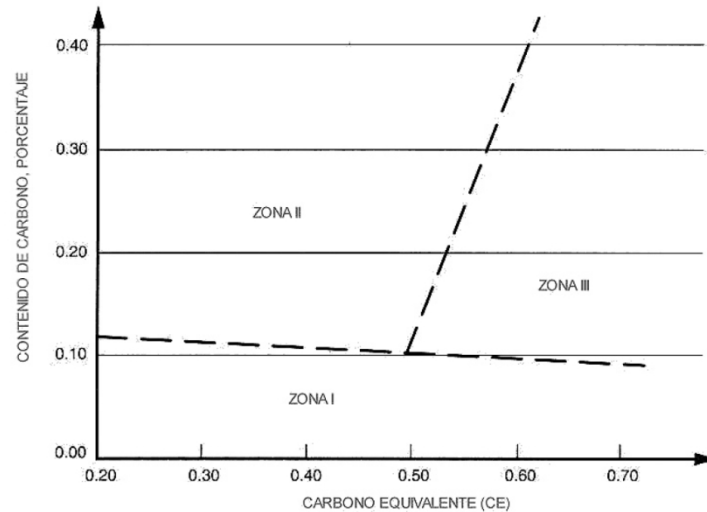


Figura 8. Diagrama de Graville

Determinación del Precalentamiento en la Soldadura de Aceros Estructurales

Un factor que controla la micro estructura de la ZAC, es su velocidad de enfriamiento, esta velocidad depende de los espesores del material base, la geometría de la unión, el calor aportado y la temperatura de precalentamiento.

La velocidad de enfriamiento puede entonces ser usada, dentro de cierto rango, para prevenir la formación de micro estructuras peligrosas en la ZAC.

Tal como se ha establecido en párrafos anteriores, por efecto de la velocidad de enfriamiento pueden originarse en el acero estructuras metalúrgicas de elevada dureza por la transformación directa de austenita a martensita. Si calentamos el material, previamente a la soldadura, disminuimos el desnivel térmico desde la temperatura de fusión del acero, desplazando la curva de enfriamiento hacia la derecha del diagrama o curva TTT o, para el

análisis de aceros bajo procesos de soldadura, la curva CCT. De este modo se favorecen las transformaciones metalúrgicas a estructuras más blandas que resultan menos frágiles y propensas a fisuración.

La temperatura de precalentamiento tiene como principal función disminuir la velocidad de enfriamiento de la soldadura. Es la mínima temperatura que debe ser alcanzada en todo el espesor y en una zona suficientemente ancha a ambos lados de la junta del material base, antes que comience el proceso de soldadura y que normalmente debe mantenerse entre pasadas en caso de soldadura de pasadas múltiples. Se aplica localmente por resistencia eléctrica (mantas térmicas) o llama de gas y su medición se realiza, siempre que sea posible, en la cara opuesta a la que se está aplicando la fuente de calor por medio de termocuplas, lápices termo-indicadores, termómetros de contacto, etc. La temperatura de precalentamiento debe ser balanceada con el calor aportado durante la operación de soldadura de acuerdo al tipo de acero y en función de las propiedades requeridas para la junta.

La temperatura de precalentamiento produce también un efecto importante en la velocidad de difusión del hidrógeno y previene la formación de martensita en aceros de alto carbono. Además tiene un efecto secundario de reducir las tensiones residuales disminuyendo los gradientes térmicos asociados a la soldadura.

El precalentamiento incluye la temperatura entre pasadas cuando se trata de soldadura en multipasadas. En general la temperatura de precalentamiento requerida en soldadura multipasadas es menor que para soldadura de simple pasada. En soldadura de multipasadas el calor de la segunda pasada disminuye la dureza de la ZAC que generó la primera pasada y acelera la migración de hidrógeno. Esto reduce notablemente la posibilidad de fisuración en frío en aceros soldados.

La pasada en caliente realizada inmediatamente después de la pasada de raíz, técnica habitual en la soldadura de cañerías en campo, es muy efectiva para prevenir la fisuración en frío, dado que puede reducir la concentración de hidrógeno en aproximadamente un 30 a 40 % comparados con los casos de pasada de raíz solamente. Esta hace que la temperatura de precalentamiento necesaria se pueda disminuir entre 30 y 50 °C aproximadamente. La

pasada en caliente además, puede disminuir la dureza en la ZAC. Generalmente, en la práctica las temperaturas de precalentamiento pueden variar desde temperatura ambiente hasta los 450 °C, en casos específicos puede ser aún mayor.

Métodos de Precalentamiento en la Soldadura de Aceros Estructurales

Existen numerosos métodos de carácter predictivo propuestos para determinar o estimar la necesidad de precalentar en la soldadura de aceros [20-22]. Estos métodos consideran algunos o todos los factores que influyen en la fisuración en frío: Composición química del acero, difusión de hidrógeno, calor aportado, espesor del metal base, tensiones residuales en la soldadura y restricción de la junta. Sin embargo, hay una considerable diferencia en la valoración de la importancia de estos factores entre los distintos métodos. Por ejemplo, el efecto de la composición química difiere de un método a otro en la evaluación de la importancia de cada elemento de aleación y por lo tanto pueden considerar distintos carbonos equivalentes (CE). Alguno de los métodos más conocidos y aplicados para el cálculo de la temperatura de precalentamiento son los siguientes:

- Norma British Standard BS 5135
- Nomograma de Coe
- Criterio de Duren
- Criterio de Ito y Bessyo
- Criterio de Suzuki y Yurioka
- Método de Seferian
- Método del Instituto Internacional de Soldadura
- ANSI/AWS D1.1, Código de Estructuras Soldadas en Acero
- Método de la Carta

El Reglamento CIRSOC 304-2007 adopta como método alternativo la utilización del criterio aplicado por el Código ANSI/AWS D1.1. Este criterio utiliza dos métodos básicos para estimar las condiciones de soldadura para evitar la fisura en frío:

- Control de Dureza en la ZAC
- Control del Hidrógeno

Además el apéndice B del Reglamento CIRSOC 304-2007 presenta una tabla para el precalentamiento en las soldaduras de barras de acero redondo, con un proceso de soldadura manual (SMAW, con electrodos de bajo hidrógeno)

Tabla 3. Temperatura mínima de precalentamiento y entre pasadas para procesos SMAW (con electrodos de bajo hidrógeno) GMAW y FCAW), b)

Carbono equivalente (CE_{IIW}) ^{c), d)}	Diámetro de la barra (d)	Temperatura mínima
%	mm	°C
$\leq 0,40$	$d \leq 36$	N/A ^{e)}
	$40 \geq d \leq 57$	10
$0,40 > CE \leq 0,45$	$d \leq 36$	N/A ^{e)}
	$40 \geq d \leq 57$	10
$0,45 > CE \leq 0,55$	$d \leq 20$	N/A ^{e)}
	$20 > d \leq 40$	10
	$40 > d \leq 57$	100
$0,55 > CE \leq 0,65$	$d \leq 20$	40
	$20 > d \leq 40$	100
	$40 > d \leq 57$	150
$0,65 > CE \leq 0,75$	$d \leq 20$	150
	$20 > d \leq 57$	200
$> 0,75$	$d \leq 20$	150
	$20 > d \leq 57$	260

(a) Cuando las barras sean soldadas a otros elementos estructurales de acero será necesario considerar, para establecer la temperatura mínima de precalentamiento y entre pasadas, las características de tales aceros y lo recomendado en el Capítulo 3 del Reglamento CIRSOC 304-2007. Se deberá prestar especial atención a la soldadura de barras a elementos estructurales de aceros templados y revenidos. En todos los casos se utilizará la mayor temperatura de precalentamiento establecida por las Tablas o por la metodología de cálculo utilizada.

(b) El precalentamiento deberá ser hecho de manera tal que asegure cubrir la sección completa de la barra, planchuela o perfil a una distancia, hacia cada lado de la junta, mayor o igual que 150 mm.

(c) Después de ejecutada la soldadura las barras deberán ser enfriadas en forma natural hasta la temperatura ambiente. Cualquier enfriamiento acelerado no está permitido.

(d) Cuando no sea posible obtener la composición química de la barra, el carbono equivalente será asumido en 0,75% .

(e) Si el metal base o la barra se encuentra a una temperatura menor que 0° C, antes de iniciar la soldadura, se deberá efectuar un precalentamiento hasta una temperatura mayor o igual que 20 ° C. Se recomienda, también esta práctica para liberar humedad del material base.

La influencia del hidrógeno

El riesgo a fisuración en frío en la soldadura de los aceros depende de varios factores mutuamente relacionados, no obstante la cantidad de hidrógeno introducido durante el proceso de soldadura es de fundamental importancia.

Las principales fuentes de contaminación con hidrógeno para la soldadura son: La atmósfera, humedad e hidrocarburos (aceites, grasas y pinturas) en la superficie del metal base, solventes, humedad en el revestimiento del electrodo, humedad en el fundente o flux, etc.

Los procesos y consumibles de soldadura pueden ser clasificados en relación con su contenido de hidrógeno en: De muy bajo, bajo, medio y alto nivel. Dependiendo de la cantidad de hidrógeno introducido en el metal de soldadura, en ml por cada 100 g de metal depositado, se establecen los siguientes niveles:

- Muy bajo, menor que 5 ml /100 g.
- Bajo, entre 5 y 10 ml /100 g.
- Medio, entre 10 y 15 ml /100 g.
- Alto, mayor que 15 ml /100 g.

También aparece otro nivel denominado de extra bajo hidrógeno con valores menores que 3 ml /100 g.

La siguiente figura 9 muestra las distribuciones estadísticas típicas del contenido de hidrógeno en el metal depositado para distintos procesos de soldaduras.

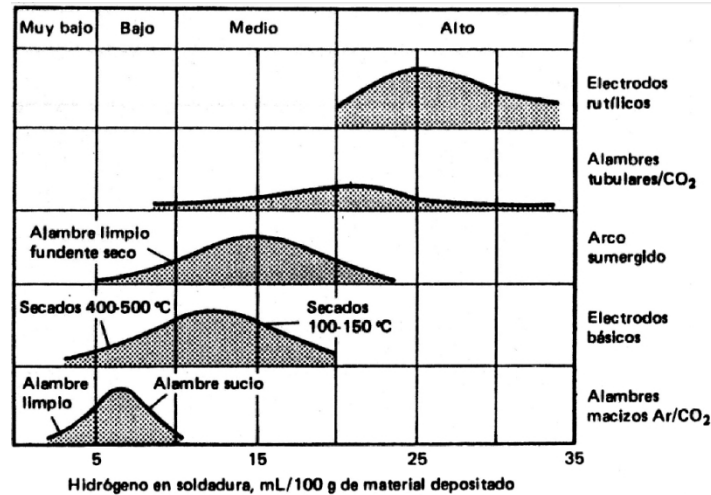


Figura 9. contenido de hidrógeno en el metal depositado para distintos procesos de soldaduras

2.10.4 Uniones Soldadas entre Cordones y Barras de la Celosía

Según lo especificado en el Reglamento CIRSOC 308-2007 (art. 9.2.1), el tipo de soldadura para las uniones de las barras de la vigueta en celosía es la **soldadura de filete**. Adicionalmente el Reglamento 304-2007 (art. 2.4.1.4) indica que las tensiones calculadas en juntas de filete deberán ser consideradas como tensiones de corte aplicadas sobre el área efectiva para cualquier dirección de aplicación de la carga.

La **tensión requerida** en la soldadura f_u (MPa) deberá ser:

$$f_u \leq f_d = \phi * F_w$$

$$f_u \leq f_d = 0.60 * 0.60 * F_{EXX}$$

siendo:

f_d la tensión de diseño para soldaduras de filete

F_w la resistencia nominal del material del electrodo, en MPa.

ϕ el factor de resistencia, de tabla (0.60)

F_{EXX} la resistencia mínima especificada del electrodo, en MPa.

Tabla 4. Resistencia de diseño de cordones de soldadura según tipo de soldadura

Tipo de fuerza (a)	Material	Factor de Resistencia ϕ	Resistencia Nominal F_{BM} o F_w	Nivel de Resistencia Requerida del material de aporte (b,c)
Soldaduras a Tope de Penetración Completa				
Tracción perpendicular al área efectiva	Base	0,90	F_y	Debe usarse material de aporte compatible. Para requerimientos de Ensayo Charpy ver (d)
Compresión perpendicular al área efectiva	Base	0,90	F_y	Se permite usar metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que la del metal de aporte compatible
Tracción o compresión paralela al eje de la soldadura				
Corte en el área efectiva	Base Electrodo	0,90 0,65	$0,60 F_y$ $0,60 F_{EXX}$	
Soldaduras a Tope de Penetración Parcial				
Compresión perpendicular al área efectiva	Base	0,90	F_y	Se permite usar metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que la del metal de aporte compatible
Tracción o compresión paralela al eje de la soldadura (e)				
Corte paralelo al eje de la soldadura	Base Electrodo	0,60 (f)	(f) $0,60 F_{EXX}$	
Tracción perpendicular al área efectiva	Base Electrodo	0,90 0,65	F_y $0,60 F_{EXX}$	
Soldaduras de Filete				
Corte en el área efectiva	Base Electrodo	0,60 (f)	$0,60 F_{EXX}(f)$	Se permite usar metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que la del metal de aporte compatible
Tracción o compresión paralela al eje de la soldadura (e)	Base	0,90	F_y	
Soldaduras de Tapón y de Muesca				
Corte paralelo a las superficies de empalme (en el área efectiva)	Base Electrodo	0,60 (f)	(f) $0,60 F_{EXX}$	Se permite usar metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que la del metal de aporte compatible
(a) Para la definición del área efectiva, ver la Sección J.2.				
(b) Para el material de aporte compatible, ver la Tabla 3.1, Reglamento CIRSOC 304-2007.				
(c) Se permitirá metal de aporte con una resistencia mayor en un nivel que el metal de aporte compatible.				
(d) Para juntas en T o en ángulo sin retiro de chapas de respaldo en servicio se deberá utilizar material de aporte con una mínima tenacidad Charpy de 27J a 4°C. Si el material de aporte no cumple la citada exigencia y la chapa de respaldo no es retirada, la soldadura será dimensionada utilizando el factor de resistencia y la resistencia nominal de la soldadura a tope de penetración parcial.				
(e) Las soldaduras de filete y de penetración parcial que unen los elementos componentes de barras armadas, como una unión de ala y alma, podrán ser dimensionadas sin considerar la tensión de tracción o compresión en aquellos elementos, paralelos al eje de las soldaduras.				
(f) El cálculo de los materiales unidos está gobernado por las Secciones J.4. y J.5.				

La **sección de soldadura** se considera una elipse con:

El eje mayor $I_M = 2.5 * d_D$

El eje menor $I_m = d_D$

El **área efectiva** de la soldadura resulta

$$A_W = 1.97 * d_D^2$$

El **módulo resistente** elástico del área efectiva será

$$S_W = 0.62 * d_D^3$$

La **tensión requerida**, f_u (MPa), para la unión soldada de diagonales inclinadas será:

Con excentricidad $e = 0$

$$f_{ux} = \frac{10 * V_{ux}}{d_D^2 * \tan \alpha} * \sqrt{0.26 + 0.73 * \left(\frac{d_c}{d_D}\right)^2}$$

siendo:

V_{ux} el esfuerzo de corte requerido para la barra armada en dirección normal al eje **x-x**, en kN.

Con excentricidad $e > 0$

$$f_{ux} = \frac{10 * V_{ux}}{d_D^2 * \tan \alpha} * \sqrt{0.26 + 0.73 * \left(\frac{d_c + 2 * e}{d_D}\right)^2}$$

siendo:

V_{ux} el esfuerzo de corte requerido para la barra armada en dirección normal al eje **x-x**, en kN.

d_D el diámetro de la diagonal, en cm.

d_c el diámetro del cordón, en cm

α el ángulo entre diagonal y cordón, en grados sexagesimales.

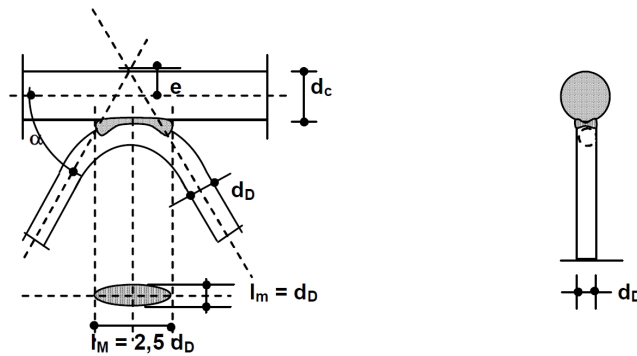


Figura 10. Unión soldada diagonal y cordón circular macizo.

2.10.5 Tipo de Soldadura

El Reglamento CIRSOC 304-2007 permite la aplicación de los siguientes procesos de soldadura por arco eléctrico:

- soldadura por arco con electrodo revestido (**SMAW**)
- soldadura por arco eléctrico con protección gaseosa (semiautomática alambre macizo), **GMAW**
- soldadura por arco con alambre tubular (semiautomática alambre tubular), con o sin protección gaseosa. (**FCAW**)
- Para los procesos (b) y (c) deberán ser utilizadas únicamente máquinas de soldar con fuente de poder de tensión constante.

El tipo de soldadura para las uniones de las barras de la vigueta en celosía es la Soldadura por Arco Eléctrico con electrodo revestido (a). Este tipo de soldadura manual es el más utilizado, para este tipo de estructuras, en los talleres de soldadura en nuestro medio.

Máquinas de Soldar

Son las que proporcionan la corriente adecuada para soldar.

Las compañías eléctricas suministran corriente alterna de baja intensidad y de alto voltaje, que es adecuada para los usos domésticos y para la mayoría de usos industriales, mientras que para el soldeo se necesitan altas intensidades (50 - 1500 A) y bajos voltajes (20 - 80 V) en corriente alterna o en corriente continua, como se muestra en la siguiente figura:

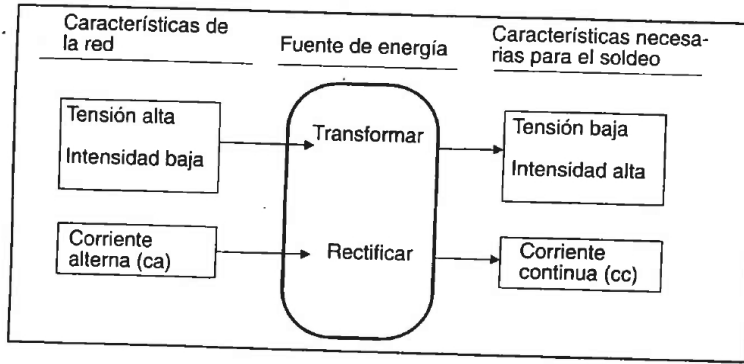


Figura 11. Funciones Fundamentales de la Fuente de Energía

La fuente de energía es el elemento que se encarga de transformar y/o convertir la corriente eléctrica de la red en otra alterna o continua, con una tensión e intensidad adecuadas para la formación y estabilización del arco eléctrico.

Entonces los **tipos de máquinas de soldar** son las siguientes:

- **Tipo Transformador:** Proporcionan corriente alterna para soldar. Tienen la ventaja de que no producen soplo magnético, es más barato.

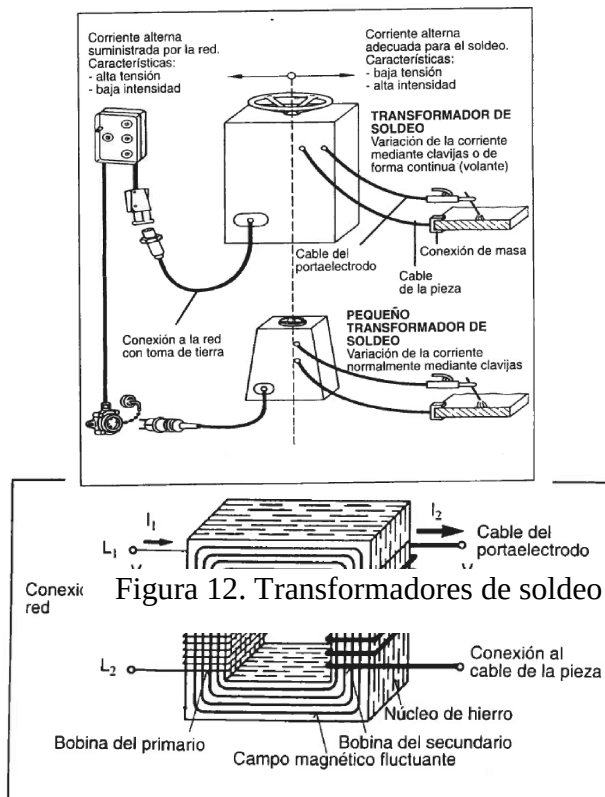


Figura 12. Transformadores de soldeo

Figura 13. Constitución y principio del transformador

- **Tipo Rectificador:** Proporcionan corriente continua para soldar. Tienen la ventaja de que se puede soldar con todo tipo de electrodos y el arco es más estable.

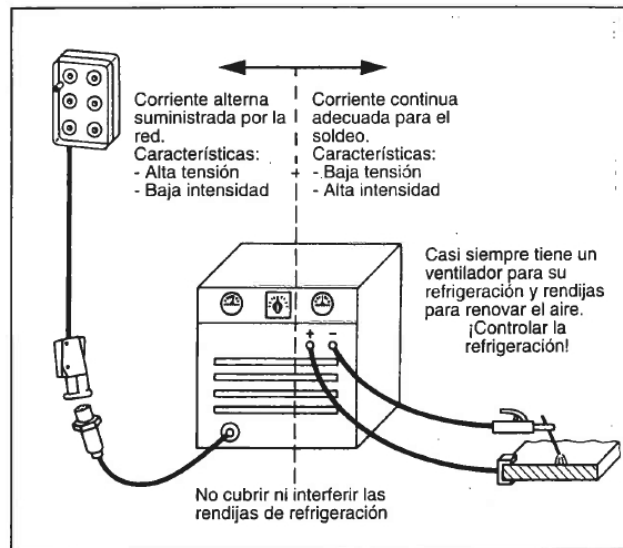
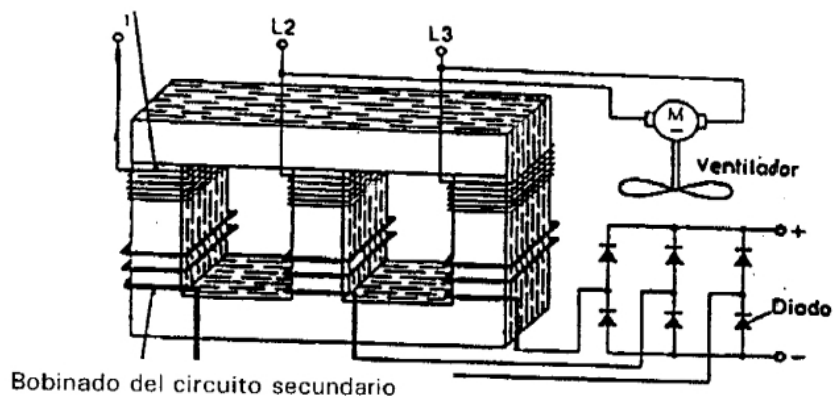


Figura 14. Rectificadores de Soldeo

Bobina del circuito primario



Tipo Generador: Proporcionan corriente continua para soldar. Tienen la ventaja de que se pueden utilizar en lugares donde no existe corriente eléctrica.

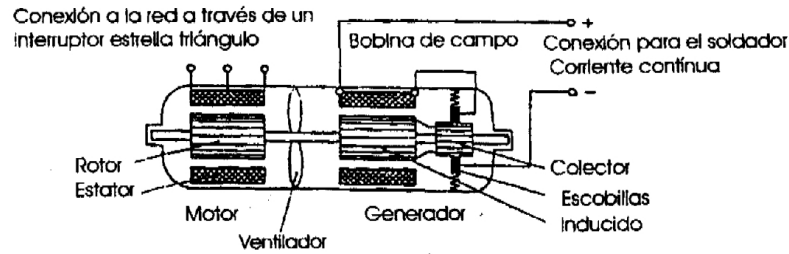


Figura 15. Generador de SoldadoAccesorios.

- **El Porta electrodo:** Es un dispositivo de sujeción aislado hacia afuera que alimenta el electrodo con corriente de soldadura. Tienen mordazas de cobre acanaladas para sujetar electrodos de diferentes diámetros y a diferentes ángulos. Su capacidad se expresa en amperios que debe estar de acuerdo con la capacidad de la máquina.

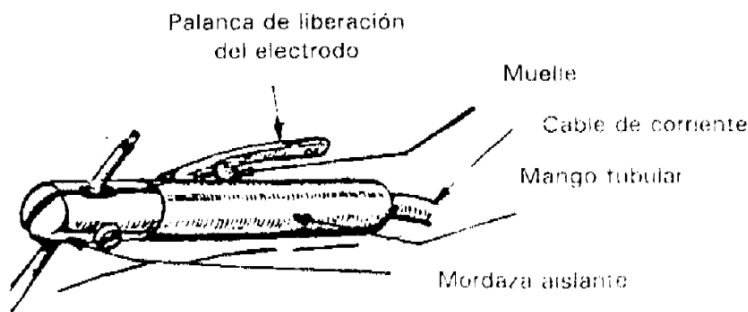


Figura 16. Porta electrodo.

- **Grapas para Tierra:** (Toma de masa): Se sujeta en el metal (pieza) que se va a soldar. Son de diversas formas y tamaños.

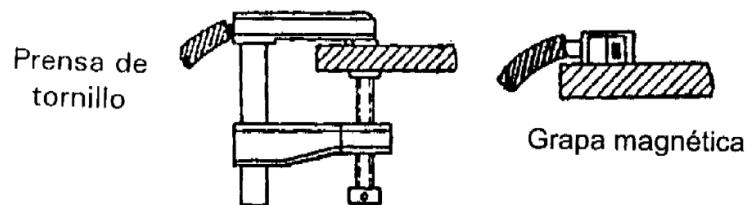


Figura 17. Grapas para tierra.

- **Conectores:** Facilitan conectar y desconectar los cables e instalar cables nuevos cuando se necesite.

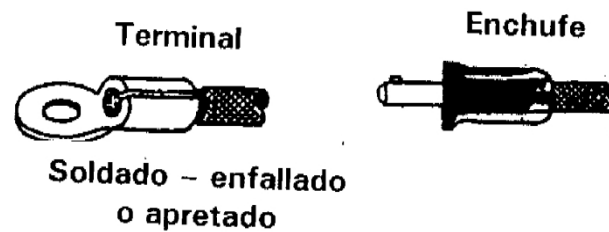


Figura 18. Conectores.

- **Acoplamiento:** Son de mucha importancia para prolongar los cables de soldadura.

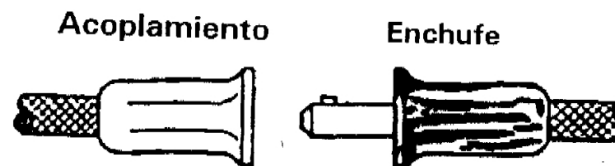


Figura 19. Acoplamiento.

Principio del Arco Eléctrico

Cuando la punta del electrodo choca con el metal base (plancha), se enciende el arco y se derriten, el electrodo y el metal, formando una unión llamada "Soldadura"

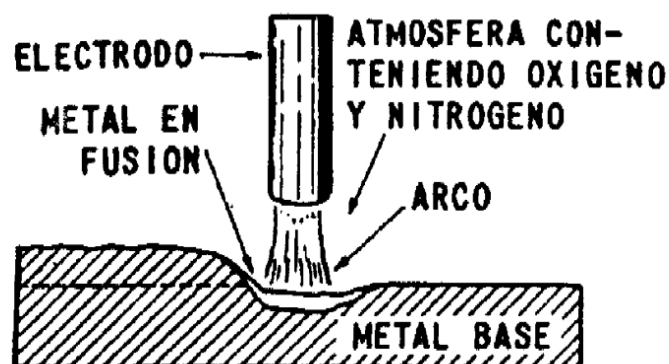


Figura 20. Arco eléctrico.

Principios de Electricidad

- **Voltaje:** Es una fuerza con que sale la corriente eléctrica de la máquina de soldar y pasa por los cables. Su unidad es el voltio y se mide con un voltímetro.
- **Amperaje:** Es la cantidad de corriente que pasa por los cables de soldar. Su unidad es el Amper y se mide con un amperímetro.

Clases de Corriente Eléctrica

- **Corriente Alterna (C.A.) :** Cuando la corriente varía de una dirección a la otra (opuesta)
- **Corriente Continua (C.C.) :** Cuando la corriente no cambia su dirección.

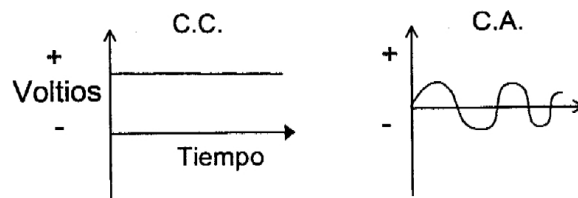


Figura 21. Clases de corriente eléctrica.

En la **corriente continua** es necesario conocer la polaridad.

Polaridad

Es la dirección de circulación de la corriente en el circuito de soldadura.

Clases de Polaridad

Directa o normal: Cuando el cable del porta electrodo es conectado al polo negativo (-) de la máquina de soldar y el cable de tierra al polo positivo (+). Se usan principalmente para electrodos de tipo rutílico.

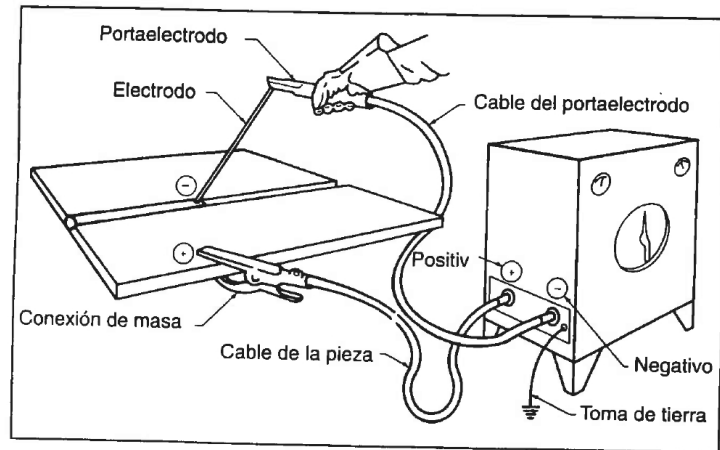


Figura 22. Corriente continua, electrodo negativo (soldeo con electrodos revestidos)

Indirecta o Invertida: Cuando el cable del porta electrodo es conectado al polo positivo (+) de la máquina de soldar y el cable de tierra al polo negativo (-). Se utilizan principalmente para los electrodos básicos.

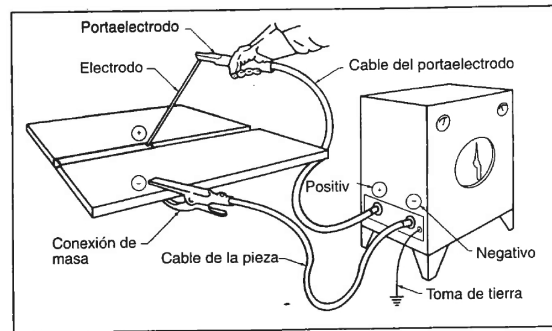


Figura 23. Corriente continua, electrodo positivo (soldeo con electrodos revestidos)

Electrodos

Son fabricados de una variedad de aleaciones de metales y tienen diferentes tipos de revestimiento.

Las funciones principales de los electrodos revestidos son:

- Formar un arco estable.
- Reemplazar los elementos del metal perdidos por fusión.
- Proveer de gas para proteger el baño de metal fundido.
- Formar la escoria para proteger el metal mientras se enfríe.

Clases de electrodos

Los electrodos revestidos se clasifican:

- Según su núcleo:
 - Electrodos para aceros al carbono (bajo y alto carbono)
 - Electrodos para aceros inoxidable o de aleación especial
 - Electrodos para hierro fundido
 - Electrodos para metales no ferrosos (aluminio, bronce, etc.)
- Según su revestimiento en:
 - **Celulósico:** Son de alta penetración. Los electrodos que pertenecen a este grupo son los que terminan en los números 10 y 11 (Ejemplo: E-6011)
 - **Rutílicos:** De mediana penetración, buen acabado. Los electrodos que pertenecen a este grupo son los que terminan en los números 12 y 13. (Ejemplo: E-6013)
 - **Básicos:** De mediana penetración, Los electrodos que pertenecen a este grupo son los que terminan en los números 5, 6 y 8. (Ejemplo: E-7018)
 - **Hierro en Polvo:** De alta penetración y de relleno rápido. Los electrodos que pertenecen a este grupo son los que terminan en los números 5 y 7. (Ejemplo: E-6027)

Identificación de Electroodos

La norma Americana (AWS) , en la que está basada la norma Argentina CIRSOC 304-2007, asigna un símbolo numérico a cada electrodo. Ejemplo: E-6010, E-6012, E-11015, etc.

Interpretación:

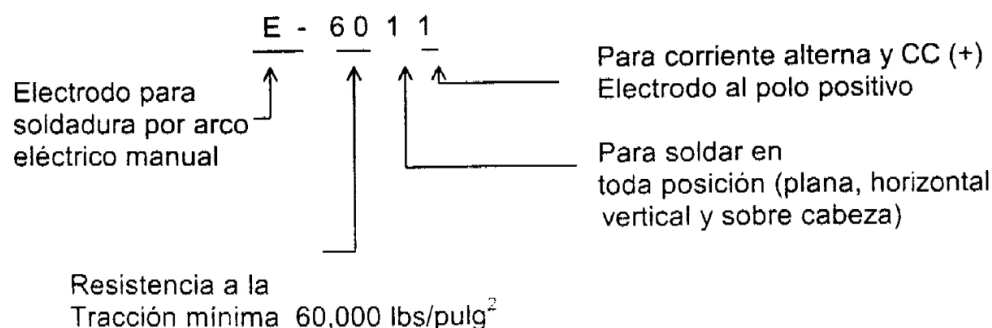


Figura 24. Nomenclatura del electrodo.

Selección de Electrodo

Se escogen de acuerdo al metal a soldar. Los revestimientos se seleccionan para mejorar la resistencia y calidad de la soldadura terminada.

Se fabrican de 9, 12, 14, o 18 pulgadas de largo con diámetros del Núcleo que varían de 1/16 a 1/4 de pulgada.

La selección del material de aporte, en este caso el electrodo, para una determinada unión soldada se basa fundamentalmente en dos criterios: La igualación de la resistencia con el material base o igualación de resistencia y similitud de composición química.

La igualación de resistencia es frecuentemente aplicada en la soldadura de aceros estructurales en general, mientras que la igualación por resistencia y composición química se aplica en aceros que contienen elementos característicos de aleación para conferir propiedades específicas relacionadas con el comportamiento en servicio. Este es el caso de los aceros destinados a aplicaciones tales como: Altas temperaturas, bajas temperaturas o régimen criogénico, resistencia a la corrosión (aceros inoxidables), etc.

En algunos casos se puede presentar una variante, como la utilización de un material de aporte con una resistencia menor al material base. Dicha alternativa es definida cuando la resistencia de los materiales base excede el nivel de resistencia admisible y se define un material de aporte ajustado a la necesidad de resistencia estructural, privilegiando un buen nivel de ductilidad y tenacidad en el metal de soldadura.

El Reglamento CIRSOC 304-2007 (tabla B.1.2) indica las diferentes combinaciones de materiales de aporte, bajo el criterio de igualación de resistencia con el material base, correspondiente al proceso de soldadura por arco con electrodo revestido (SMAW), en barras de acero conformadas de dureza natural, para armaduras en estructuras de hormigón, sin requisitos de soldabilidad, de acuerdo con las normas IRAM-IAS U 500-528 (con y sin requisitos de soldabilidad).

Tabla 5. Combinaciones de Materiales de Aporte

Requerimientos del metal base (1) (2) (4)			Requerimientos del metal de aporte		
Grupo de Acero	Límite de fluencia (MPa)	Resistencia a la tracción (MPa)	Proceso	Especificación del metal de aporte	Clasificación del metal de aporte
I	≤350	≤500	Soldadura manual	IRAM-IAS U 500-601 (AWS A5.1) IRAM-IAS U 500-127 (AWS A5.5)	E51XX (E70XX) E48XX-X (E70XX-X)
			Soldadura semiautomática alambre macizo	IRAM-IAS U 500-166 (AWS A5.18) AWS A5.28	E50S-X (ER70S-X, E70C-XC, E70C-XM, excepto -GS) ER70S-XXX, E70C-XXX
			Soldadura semiautomática alambre tubular	AWS A5.20 AWS A5.29	E7XT-X, E7XT-XM E7XTX-X, E7XTX-XM
II	>350 ≤420	>500 ≤550	Soldadura manual	IRAM-IAS U 500-601 (AWS A 5.1) IRAM-IAS U 500-127 (AWS A 5.5)	E51XX (E70XX) E48XX-X (E70XX-X)
			soldadura semiautomática alambre macizo	IRAM-IAS U 500-166 (AWS A5.18) AWS A5.28	E50S-X (ER70S-X, E70C-XC, E70C-XM, excepto -GS) ER70S-XXX, E70C-XXX
			soldadura semiautomática alambre tubular	AWS A5.20 AWS A5.29	E7XT-X, E7XT-XM E7XTX-X, E7XTX-XM

En función al límite de fluencia establecido en 400 MPa. los electrodos que se pueden utilizar para las uniones de la vigueta en celosía son los especificados dentro del grupo de acero II, para el proceso de soldadura manual (SMAW).

2.11 SECCIÓN COMPUESTA

2.11.1 Generalidades

La construcción compuesta como se conoce hoy en día, supone estructuras que se valen de dos o más materiales con características mecánicas y físicas diferentes para soportar los requerimientos de carga, normalmente usándose hormigón y acero, sin que esto implique que otros materiales no puedan conformar construcciones compuestas.

Si se observa el hormigón armado que comúnmente se usa en la mayoría de construcciones, éste sería una construcción compuesta, pero el tipo de estructuras al que nos referiremos, tratan más de la mejora en la capacidad de resistencia de un elemento estructural, como son las viguetas de acero, con un elemento como el concreto, quien le aportará a la estructura como un todo, las ventajas y beneficios que éste posee.

Las primeras versiones de vigas compuestas que se usaron, fueron las vigas embebidas en hormigón, las cuales fueron diseñadas con el fin de darle protección a la estructura metálica contra el fuego. Pero en la medida que los materiales dispuestos como protección contra el fuego fueron innovándose, esta idea inicial se desvirtuó por el incremento en costo y peso que implica para las vigas estar cubiertas por hormigón. Pero se pensó que el hormigón podría colaborar de alguna medida en la resistencia de la sección de acero y esto se lograría conectando la viga de acero al hormigón de tal manera que su comportamiento fuera como una unidad. Esto sólo se da si el desplazamiento horizontal entre cada uno de los materiales se restringe de alguna manera, como la adherencia y fricción desarrollada en el acero corrugado de la varilla y el hormigón.

Una losa compuesta es aquella donde se logra la interacción de una losa de hormigón con una viga metálica, en donde la viga de hormigón cumple la función de patín a compresión y la viga de acero es la que resiste los esfuerzos a tracción.

Las dimensiones de la viga de acero como el espesor de hormigón dependen del momento de inercia de la sección compuesta.

Si se da un deslizamiento parcial entre el acero y el hormigón la viga no se considerará como compuesta totalmente, si no que será parcial y como tal soportará una fracción de carga que la primera. Además cuando no se garantiza una buena adherencia entre el hormigón y la viga de acero la capacidad de carga que puede tener la losa de hormigón es muy baja.

La capacidad de carga que se obtiene, al garantizar una buena adherencia entre el hormigón y las vigas de acero, puede generar incrementos de capacidad de soporte de alrededor de una tercera parte, si las vigas de acero y el hormigón estuvieran trabajando separadamente.

Una gran ventaja de las losas compuestas es que aprovechan las características más sobresalientes de cada uno de los materiales, pues la alta resistencia a la compresión que posee el hormigón (casi toda la losa trabaja a compresión) y la gran capacidad de carga que tiene el acero a tracción permitirán en el diseño final unas secciones menores de acero para soportar las mismas cargas en las mismas luces.

De acuerdo con Jhon Mc Cormac “ Ciertas pruebas han demostrado que la capacidad de una estructura compuesta para soportar sobrecarga, decididamente es mayor que la de otro tipo” Ref. análisis y diseño de estructuras en acero método Lrfd

El proceso de construcción define de cierta manera las consideraciones de cálculo de los elementos, en especial la determinación de las cargas en las diferentes etapas de construcción de la estructura. Es así como a la hora de efectuar el análisis estructural, se debe chequear la viga para que soporte el peso de la formaleta, el del hormigón fresco y de las otras cargas normales de la construcción como cargas vivas derivadas de personal, maquinaria etc. Si la viga diseñada para la estructura compuesta no está en capacidad de soportar estas cargas mencionadas anteriormente, se debe verificar su estabilidad local y general bajo apuntalamiento temporal. La mayoría de códigos y especificaciones indican que la losa puede considerarse que ha comenzado a trabajar como compuesta (y

por tanto soportar las cargas que se pensaron en su diseño) cuando alcance el 75% de la resistencia a la compresión del hormigón a los 28 días.

Si se decide por usar apuntalamiento es recomendable chequear lo siguiente en especial en el proceso constructivo:

Se debe tener especial cuidado en los asentamientos de los puntales, situación muy común en los vaciados de losas.

En estudios se ha observado que las resistencias últimas cuando se usa o no apuntalamiento es la misma, pero el hecho de usar apuntalamiento es buscar vigas más livianas y menos resistentes, que al final obtendrán valores en costos en su conjunto menores.

Cuando se retira el apuntalamiento de la losa luego del endurecimiento del hormigón, la losa comenzará a soportar las cargas muertas, que generarán en ella compresión y estas cargas permanentes darán como resultado la aparición de flujo plástico y contracción considerables en la dirección de las vigas. Esto hace que la el acero asuma más carga que el hormigón, quedando el hormigón para soportar cargas vivas y las vigas de acero las muertas, que es un caso muy similar a que no estuviera apuntaladas.

2.11.2 Normativa

El análisis y diseño de la sección compuesta de hormigón y acero cumple con los requerimientos del Reglamento CIRSOC 201-2005 (Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón).

2.11.3 Especificaciones de Durabilidad y Resistencia

El hormigón a utilizar debe cumplir con requisitos de Durabilidad y Resistencia. A continuación se muestra lo que especifica el Reglamento CIRSOC 201-2005

Especificaciones por Durabilidad del Hormigón

Estas exigencias pretenden lograr una vida útil en servicio de 50 años

Los requisitos por Durabilidad del hormigón son:

- Resistencia mínima a especificar por durabilidad, en MPa. $f'_{c \text{ mín}}$

- Relación agua/cemento, en masa. a/c

Tabla 6. Clases de exposición generales que producen corrosión de armaduras

1	2	3	4	5	6
EXPOSICIÓN					
Desig.	Clase	Subclase	Tipo de proceso	Descripción del medio ambiente	Ejemplos ilustrativos de estructuras donde se pueden dar las clases de exposición
A 1	No agresiva		Ninguno	• Interiores de edificios no sometidos a condensaciones • Elementos exteriores de edificios, revestidos • Hormigón masivo interior • Estructuras en ambientes rurales y climas desérticos, con precipitación media anual < 250 mm.	• Interiores de edificios protegidos de la intemperie • Columnas y vigas exteriores revestidas con materiales cerámicos o materiales que demoran la difusión del CO_2. • Elementos estructurales de hormigón masivo que no están en contacto con el medio ambiente. Parte interior de los mismos.
A 2	Ambiente Normal	Temperatura moderada y fría, sin congelación. Humedad alta y media o con ciclos de mojado y secado	Corrosión por carbonatación	• Interiores de edificios expuestos al aire con $HR \geq 65\%$ o a condensaciones • Exteriores expuestos a lluvias con precipitación media anual < 1.000 mm. • Elementos enterrados en suelos húmedos o sumergidos	• Sótanos no ventilados • Fundaciones • Tableros y pilas de puentes • Elementos de hormigón en cubiertas de edificios • Exteriores de edificios. • Interiores de edificios con humedad del aire alta o media
A 3	Clima cálido y húmedo		Corrosión por carbonatación	• Exteriores expuestos a lluvias con precipitación media anual ≥ 1.000 mm • Temperatura media mensual durante más de 3 meses al año $\geq 25^\circ C$.	• Pavimentos • Losas para estacionamientos

Con la clasificación de la tabla anterior se ingresa a la siguiente tabla y se tiene la relación agua/cemento y la resistencia mínima por durabilidad:

Tabla 7. Requisitos de durabilidad a cumplir por los hormigones, en función del tipo de exposición de la estructura.

Requisitos	Tipos de exposición de las estructuras, de acuerdo con la clasificación de las Tablas 2.1. y 2.2. y sus complementarias 2.3. y 2.4.									
	A 1	A 2	A 3 y M 1	C L y M 2	M 3	C 1 ⁽²⁾	C 2 ⁽²⁾	Q 1	Q 2	Q 3 ⁽³⁾
a) Razón a/c máxima ⁽¹⁾										
Hormigón simple	----	----	----	0,45	0,45	0,45	0,40	0,50	0,45	0,40
Hormigón armado	0,60	0,50	0,50	0,45	0,40	0,45	0,40	0,50	0,45	0,40
Hormigón pretensado	0,60	0,50	0,50	0,45	0,40	0,45	0,40	0,50	0,45	0,40
b) $f'_{c\ min}$ (MPa)										
Hormigón simple	----	----	----	30	35	30	35	30	35	40
Hormigón armado	20	25	30	35	40	30	35	30	35	40
Hormigón pretensado	25	30	35	40	45	30	35	35	40	45
Penetración de agua o succión capilar según 2.2.11.	no	si	si	si	si	si	si	si	si	si
⁽¹⁾ Cuando se use cemento pórtland más una o varias adiciones minerales activas incorporadas directamente en planta elaboradora, se podrá reemplazar la razón agua/cemento (a/c), por la razón agua/ material cementicio $[a/(c+x)]$, que tenga en cuenta la suma del cemento pórtland (c) y la cantidad de la adición mineral (x), cuando se trate de puzolanas según norma IRAM 1668:1968 o de escorias según norma IRAM 1667:1990. ⁽²⁾ Debe incorporarse intencionalmente aire, en la cantidad requerida en la Tabla 5.3.. ⁽³⁾ Cuando corresponda se debe proteger a la estructura según 2.2.5.2.c3 ó 2.2.10.3.										

Especificaciones por Resistencia del Hormigón

La Resistencia Específica:

La resistencia especificada o resistencia característica de rotura a compresión f'_c es el valor de la resistencia a compresión que se adopta en el proyecto y se utiliza como base para los cálculos.

Clase de Hormigón:

Es la designación abreviada de un hormigón. Se indica con la letra H seguida de un número. La parte numérica indica la resistencia característica a la compresión del hormigón a la edad de diseño (28 días), expresada en MPa. Ejemplo: H-20, H-30, etc.

Las clases de hormigón se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 8. Resistencias de los hormigones

Clase de hormigón	Resistencia especificada a compresión f'_c (MPa)	A utilizar en hormigones
H – 15	15	simples (sin armar)
H – 20	20	simples y armados
H – 25	25	Simples, armados y pretensados
H – 30	30	
H – 35	35	
H – 40	40	
H – 45	45	
H – 50	50	
H – 60	60	

2.11.4 Materiales

Tipos de cementos: Se indican los tipos de cementos para uso general contemplados en la norma CIRSOC 201-2005.

Tabla 9. Tipos de Cemento

Tipo de Cemento	Nomenclatura	A usar en Hormigón
Cemento pórtland normal	CPN	Simple, Armado o Pretensado
Cemento pórtland con filler calcáreo	CPF	
Cemento pórtland puzolánico	CPP	
Cemento pórtland con escoria	CPE	
Cemento pórtland compuesto	CPC	
Cemento de alto horno	CAH	Simple o Armado

Según su resistencia a la compresión, la categoría del cemento es: CP 30, CP 40 o CP 50.

Los hormigones de clase superior a H-25, se deben elaborar con cementos de categoría CP-40 o CP-50.

Agua: El agua que proviene de la red de agua potable se considera apta.

Aceros: El acero empleado es el que se distribuye en nuestro medio, ACINDAR DN-A 420 (Acero de dureza natural), que cumple con las especificaciones de la norma IRAM-IAS U500-528. (Barras de acero conformadas de dureza natural, para armadura en estructuras de hormigón).

Tabla 10. Barras de acero para armaduras en estructuras de hormigón.

	Barras de acero			
Designación de las barras de acero		AL 220 AL 220 S	ADN 420	ADN 420 S
Normas a las que responde		IRAM-IAS U 500-502	IRAM-IAS U 500-528	IRAM-IAS U 500-207
Conformación superficial		Lisa (L)	Nervurada (N)	Nervurada (N)
Diámetro nominal (d) (*)	mm	6 - 8 - 10 - 12 16 - 20 - 25	6 - 8 - 10 - 12 - 16 20 - 25 - 32 - 40	6 - 8 - 10 - 12 - 16 20 - 25 - 32 - 40
Tensión de fluencia característica (**)	MPa	220	420	420
Resistencia a la tracción, característica (**)	MPa	340	500	500
Alargamiento porcentual de rotura característico (A ₁₀)	%	18	12	12
Diámetro del mandril de doblado. Angulo de doblado 180°	mm	2 d	d ≤ 25 3,5 d d = 32 5,0 d d = 40 7,0 d	d ≤ 25 3,5 d d = 32 5,0 d d = 40 7,0 d
(*) Las normas IRAM-IAS designan al diámetro nominal de la barra o alambre como d mientras que en este Reglamento se designan como d _b				
(**) Según se define en el artículo 3.0. Simbología				

2.11.5 Doblado de la armadura

De acuerdo al Reglamento CIRSOC 201-2005, toda la armadura debe ser doblada en frío.

Como se indicó en la determinación de esfuerzos secundarios por excentricidad, el diámetro mínimo del mandril de doblado para las barras que conforman la celosía debe ser:

para $d_D \leq 16 \text{ mm}$

$250 \text{ Mpa} < F_y \leq 400 \text{ Mpa}$

$$d_i \geq 4 * d_D$$

donde:

d_D diámetro de la barra de celosía.

d_i diámetro mínimo del mandril de doblado

2.11.6 Límites para la Separación de la Armadura

La separación libre mínima (sl) , entre las barras paralelas, ubicadas en una capa de armadura en elementos solicitados a flexión, debe ser :

$$sl \left\{ \begin{array}{l} \geq db \\ \geq 25 \text{ mm} \\ \geq 1.33 \text{ tamaño máximo nominal del agregado grueso} \end{array} \right.$$

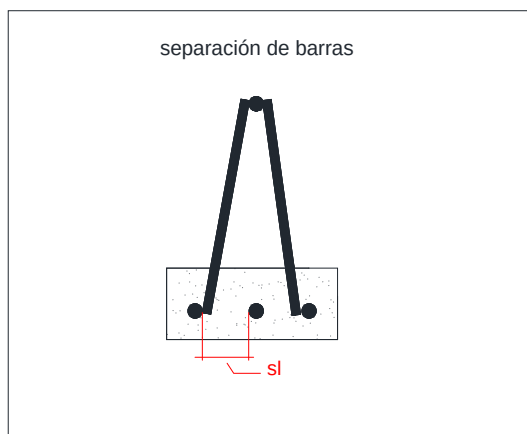


Figura 25. Separación de los cordones inferiores

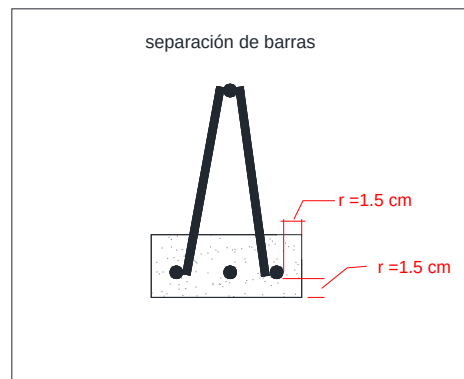
2.11.7 Recubrimiento de Hormigón

El recubrimiento de hormigón para protección de la armadura frente a la acción del clima y otras acciones, se debe medir desde la superficie del hormigón hasta la superficie exterior de la armadura a la que se aplica el recubrimiento.

La armadura debe tener el recubrimiento mínimo de hormigón que se indica a continuación:

Tabla 11. Recubrimientos mínimos para hormigón elaborado bajo control en planta, (clase A1 y A2).

	Condición	Recubrimiento mínimo en mm
(a)	Hormigón que una vez desencofrado está en contacto con el suelo o expuesto al aire libre	
	<i>Paneles para tabiques:</i> □ para barras con $d_b > 32 \text{ mm}$ y cables de pretensado con $d_b > 40 \text{ mm}$	40
	□ para barras y alambres con $d_b \leq 32 \text{ mm}$ y cables de pretensado con $d_b \leq 40 \text{ mm}$	20
	<i>Otros elementos:</i> □ para barras con $d_b > 32 \text{ mm}$ y cables de pretensado con $d_b > 40 \text{ mm}$	40
	□ para barras con $16 \text{ mm} < d_b \leq 32 \text{ mm}$ y cables de pretensado con $15 \text{ mm} < d_b \leq 40 \text{ mm}$	30
(b)		
	<i>Losas, tabiques, nervaduras:</i> □ para barras con $d_b > 32 \text{ mm}$ y cables de pretensado con $d_b > 40 \text{ mm}$	30
	□ cables de pretensado con $d_b \leq 40 \text{ mm}$	20
	□ para barras y alambres con $d_b \leq 32 \text{ mm}$	15
	<i>Vigas, columnas:</i> □ para armadura principal	d_b pero ≥ 15 y ≤ 40
	□ para estribos, estribos cerrados y zunchos en espiral	20
	<i>Cáscaras y placas plegadas:</i> □ cables de pretensado	20
	□ para barras con $d_b > 16 \text{ mm}$	15
(*)	□ para barras y alambres con $d_b \leq 16 \text{ mm}$	10
	• Para las clases de exposición A3, Q1 y C1 (ver Tabla 2.1.), los valores dados en esta Tabla se deben incrementar un 30 % .	
	• Para las clases de exposición CL, M1, M2, M3, C2, Q2 y Q3 (ver Tabla 2.1.), los valores dados en esta Tabla se deben incrementar un 50 %.	



2.11.8 Módulo de Elasticidad

El módulo de elasticidad E_c del hormigón de densidad normal (entre 2000 y 2800 kg/cm³) se puede determinar con la siguiente expresión:

Figura 26. Recubrimiento de los cordones inferiores.

$$E_c = 4700 * \sqrt{f'_c}$$

El módulo de elasticidad del hormigón con valores de w_c comprendido entre 1500 y 2500 kg/m³ se puede determinar con la siguiente expresión:

$$E_c = w_c^{1.5} * 0.043 * \sqrt{f'_c}$$

en la cual f'_c se expresa en MPa.

El módulo de elasticidad E_s de la armadura, se puede considerar igual a:

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

2.11.9 Determinación del ancho efectivo

La cercanía que exista entre las vigas de acero va a generar diferentes tipos de comportamiento en la losa de hormigón, pues si están lo suficientemente cerca las unas de las otras la flexión generada, se puede decir que se distribuirá uniformemente en el patín a compresión, pero si la distancia es relativamente grande, la distribución de esfuerzos a través del patín de la viga no será uniforme. Es decir entre más alejada una sección de la losa de hormigón de la viga de acero menor será su esfuerzo a flexión. Para evitar este inconveniente y facilitar el proceso de cálculo, convencionalmente se usa reemplazar la losa real por una losa con un ancho efectivo menor pero que posee un esfuerzo constante, y donde se supone que esta losa equivalente soporta la misma compresión que la losa real.

El reglamento CIRSOC 201-2005 determina que el ancho efectivo del ala, a cada lado del alma, debe ser:

$$b_e \leq 8 \text{ veces el espesor de la losa}$$

$$be \leq \frac{1}{2} \text{ de la distancia libre al alma de la viga adyacente}$$

Las viguetas de la losa deben tener las siguientes limitaciones dimensionales:

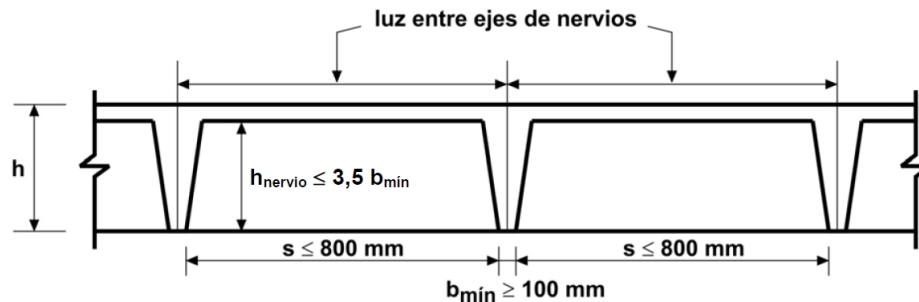


Figura 27. Limitaciones dimensionales para la losa.

donde:

s Separación entre almas de la viga en te

b_{min} Espesor del alma de la viga en te

h_f Espesor de la losa en compresión (debe tener un mínimo de 5 cm)

h Canto de la losa

2.11.10 Requisitos de Resistencia y Comportamiento en Servicio

Las estructuras y los elementos estructurales se deben diseñar para obtener, en cualquier sección, una resistencia igual o mayor que la resistencia requerida, determinada para las cargas mayoradas combinadas

El requisito básico para el diseño por resistencia de estructuras de hormigón se puede expresar de la siguiente forma:

$$\text{Resistencia de Diseño} \geq \text{Resistencia Requerida}$$

$$\phi * S_n \geq U$$

Las combinaciones de cargas que recomienda el Reglamento CIRSOC 201-2005 son:

$$U = 1.4 * (D + F)$$

$$U = 1.2 * (D + F + T) + 1.6 * (L + H) + 0.5 * (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$$

$$U = 1.2 * D + 1.6 * (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R) + (f1 * L \text{ ó } 0.8 * W)$$

$$U = 1.2 * D + 1.6 * W + f1 * L + 0.5 * (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$$

$$U = 1.2 * D + 1.0 * E + f1 * (L + Lr) + f2 * S$$

$$U = 0.9 * D + 1.6 * W + 1.6 * H$$

$$U = 0.9 * D + 1.0 * E + 1.6 * H$$

siendo:

- D cargas permanentes o las solicitaciones correspondientes, (cargas permanentes debidas al peso de los elementos estructurales y de los elementos que actúan en forma permanente sobre la estructura), en N.
- E efecto provocado por las componentes horizontal y vertical de la acción sísmica, en N.
- L sobrecargas o las solicitaciones correspondientes (sobrecarga debida a la ocupación y a los equipos móviles), en N.
- Lr sobrecargas en las cubiertas o las solicitaciones correspondientes.
- R carga debida a la lluvia, o las solicitaciones correspondientes, en N.
- S carga debida a la nieve, o las solicitaciones correspondientes, en N.
- T solicitaciones de coacción y efectos provenientes de la contracción o expansión resultante de las variaciones de temperatura, fluencia lenta de los materiales componentes, contracción, cambios de humedad y asentamientos diferenciales o sus combinaciones.

U resistencia requerida para resistir las cargas mayoradas o las solicitaciones correspondientes.

W carga debida al viento o las solicitaciones correspondientes, en N.

2.11.11 Resistencia de Diseño

La resistencia de diseño proporcionada por un elemento estructural, así como por su sección transversal, en términos de flexión y corte; se debe calcular como la resistencia nominal, multiplicada por los factores ϕ de reducción de resistencia, establecidos a continuación:

- Secciones controladas por tracción $\phi = 0.9$
- Corte $\phi = 0.75$

2.11.12 Control de las Flechas

Los elementos de hormigón armado solicitados a flexión, se deben diseñar con una rigidez adecuada que permita limitar las flechas o cualquier deformación que pudiera afectar en forma negativa, tanto a la resistencia como al comportamiento en servicio de la estructura.

En la tabla 12 se muestran las flechas máximas admitidas en el Reglamento base:

Tabla 12. Flechas Admisibles

Tipo de elemento	Deformaciones (Flechas) a considerar	Deformación (flecha) limite
❑ Cubiertas planas que <i>no soportan ni están unidas</i> a elementos no estructurales que puedan sufrir daños por grandes flechas	<i>Flecha instantánea debida a la sobrecarga L</i>	$\frac{\ell}{180}$ (*)
❑ Entrepisos que <i>no soportan ni están unidos</i> a elementos no estructurales que puedan sufrir daños por grandes flechas	<i>Flecha instantánea debida a la sobrecarga L</i>	$\frac{\ell}{360}$
❑ Cubiertas o entrepisos que <i>soportan o están unidos</i> a elementos no estructurales que pueden sufrir daños por grandes flechas	<i>Parte de la flecha total que ocurre después de la construcción de los elementos no estructurales, o sea, la suma de las flechas a largo plazo debidas a las cargas de larga duración y las flechas instantáneas que ocasiona cualquier sobrecarga adicional (***)</i>	$\frac{\ell}{480}$ (**)
❑ Cubiertas o entrepisos que <i>soportan o están unidos</i> a elementos no estructurales que <i>no</i> pueden sufrir daños por grandes deformaciones (flechas)	<i>Parte de la flecha total que ocurre después de la construcción de los elementos no estructurales, o sea, la suma de las flechas a largo plazo debidas a las cargas de larga duración y las flechas instantáneas que ocasiona cualquier sobrecarga adicional (***)</i>	$\frac{\ell}{240}$ (****)

Clases de Flechas a Considerar.

Como norma general, en la mayoría de los casos de edificación puede ser necesario calcular tres tipos de flechas debidas a acciones verticales:

- a) **Flechas instantáneas:** Han de basarse en el valor del módulo de deformación del hormigón E_{ci} dado más adelante y el momento de inercia equivalente I_e .
- b) **Flecha Diferida:** Es la flecha adicional a largo plazo resultante de la fluencia lenta. Depende del factor ξ que está en función del tiempo.
- c) **Flecha Total:** Su cálculo se realiza sumando a las instantáneas las diferidas.

2.11.13 Flecha Instantánea

La determinación de las flechas instantáneas se debe realizar mediante los métodos o fórmulas usuales para la evaluación de deformaciones elásticas, considerando los efectos de la fisuración y de la armadura en la rigidez del elemento.

Las flechas instantáneas se deben determinar con el valor del momento de inercia efectivo I_e , obtenido con la siguiente expresión, valor que nunca debe ser mayor que I_g .

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 * I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] * I_{cr} \leq I_g$$

siendo:

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{y_t}$$

$$f_r = 0.625 * \sqrt{f'_c}$$

I_e momento de inercia efectivo para el cálculo de las flechas, en mm⁴.

I_g momento de inercia de la sección total o bruta del elemento de hormigón, con respecto al eje baricéntrico, sin considerar la armadura, en mm⁴.

I_{cr} momento de inercia de la sección fisurada de hormigón, en mm⁴.

- Ma momento máximo sin mayorar en un elemento, para la etapa en la que se calcula su flecha, en N mm.
- Mcr momento de fisuración, en N mm.
- yt distancia desde el eje baricéntrico de la sección transversal bruta del hormigón, sin considerar la armadura, a la cara traccionada, en mm.

2.11.14 Flecha Diferida

La flecha adicional a largo plazo resultante de la fluencia lenta y de la contracción en elementos flexionados, se debe determinar multiplicando la flecha instantánea, producida por la carga de larga duración, por el factor λ_{Δ} :

$$\lambda_{\Delta} = \frac{\xi}{1 + 50 * \rho'}$$

siendo:

- ρ' el valor de la cuantía de armadura comprimida no tesa, en la mitad de la luz para tramos simples y continuos, y en el apoyo para voladizos.
- ξ el factor que depende del tiempo y que para cargas de larga duración se puede adoptar igual a:

- | | |
|----------------|-------------|
| • 5 años o más | $\xi = 2.0$ |
| • 12 meses | $\xi = 1.4$ |
| • 6 meses | $\xi = 1.2$ |
| • 3 meses | $\xi = 1.0$ |
| • 1 mes | $\xi = 0.7$ |

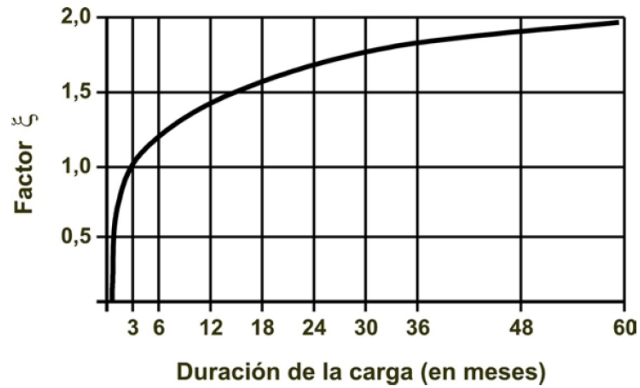


Figura 28. Variación del factor ξ en función del tiempo para el cálculo de las flechas diferidas.

Debe prestarse atención a la debida interpretación del gráfico de la anterior figura pues la frase (tiempo en meses) puede inducir a confusión.

El gráfico conduce a que, para cargas aplicadas íntegramente a edades cortas, para $\rho' = 0$, resulta $\xi=2$ y, por lo tanto, la flecha diferida es doble de la inmediata y la total, triple de la inmediata.

Sin embargo, si la carga se aplica: A una edad t_1 , no despreciable, como es frecuente que ocurra en edificación para la tabiquería y revestimientos, el valor de ξ a introducir en la ecuación de $\lambda \Delta$ no es $\xi=2$ sino $\xi=2 - \xi_1$. Por ejemplo, para $t_1 = 3$ meses (un valor mínimo en la mayoría de los edificios para las cargas de tabiquería y revestimientos) resulta $\xi=2 - 1 = 1$, en lugar del valor 2. En general, la flecha adicional diferida entre las edades t_1 y t_2 ($t_2 > t_1$) debe, por tanto, calcularse con el valor de :

$$\xi = \xi(t_2) - \xi(t_1)$$

Para el caso habitual en que la carga total P se aplica por fracciones $P_1, \dots, P_n$, a edades $t_1, t_2, \dots, t_n$, puede aceptarse el tomar un valor medio ξ_m :

$$\xi_m = \frac{\xi_1 * P_1 + \xi_2 * P_2 + \dots + \xi_n * P_n}{P_1 + P_1 + \dots + P_n}$$

Para determinar el valor del coeficiente ξ para tiempos diferentes a los mostrados anteriormente se puede utilizar la siguiente aproximación polinómica: (Fuente "CÁLCULO DE FLECHAS POR EL MÉTODO DE BRANSON" JF Bissio)

$$\xi = 0.0194 * [\ln(j)]^2 + 0.24 * \ln(j) + 0.705$$

Válido para $0 < j < 60$ (en meses, fórmula recopilada de PRAEH 201)

también se puede utilizar:

$$\xi = 0.6809 + 0.2891 * \ln\left(\frac{j}{30}\right)$$

donde j es el tiempo en días.

Correcciones Adicionales al Método Propuesto por el Reglamento CIRSOC 201-2005 en Función de la Humedad del Ambiente y del Espesar Medio de la Losa.

El método descrito anteriormente para determinar la flecha diferida no considera las variaciones de la humedad relativa del ambiente ni del espesor medio de la pieza. Ambas variables tienen influencia sobre la flecha diferida.

El método expuesto para el cálculo de la flecha diferida mediante el coeficiente ξ , parte de que la pieza tiene un espesor medio de 15 cm y está situada en un ambiente con humedad relativa HR = 40 %.

El coeficiente ξ puede ser multiplicado por los coeficientes k_t , función del espesor medio, y k_h , función de la humedad relativa, de acuerdo con las siguientes tablas:

Tabla 13. Factor corrector k_h del coeficiente ξ en función de la humedad ambiente

Humedad relativa %	40	50	60	70	80
k_h	1.00	0.94	0.87	0.8	0.73

Tabla 14. Factor corrector, k_t , del coeficiente ξ en función del espesor medio de la pieza

Espesor medio (mm)	50	75	100	150	200	250	300
k_t	1.3	1.17	1.11	1.00	0.96	0.91	0.86

Acciones y Edades de Aplicación.

Para determinar la deformación total (flecha inmediata + flecha diferida) se tomará en cuenta los siguientes tiempos (en días) a los que actuarán las acciones sobre la losa unidireccional:

Tabla 15. Acciones y Edades de Aplicación

Acciones (Metrado de cargas en memoria de cálculo)	Carga uniformemente distribuida en KN/m²	Tiempo (j) en días
1. Peso Propio	2	14
2. Tabiquería	1	60
3. Revestimiento	0.25	120
4. Sobrecarga	2	

Evolución de la Resistencia del Hormigón con el Tiempo:

Dada la gran cantidad de factores que intervienen en el proceso de endurecimiento del hormigón, es muy difícil predecir la resistencia a una edad a partir de los resultados obtenidos a edades más tempranas, o viceversa.

En la tabla 16 se proporciona unos valores estimativos de la resistencia a compresión a la edad de "j" días en relación con la resistencia a 28 días.

Tabla 16. Resistencia a compresión sobre probetas del mismo tipo.

Edad del hormigón (días)	3	7	28	90	360
Hormigones de endurecimiento natural	0.40	0.65	1.00	1.20	1.35

Dado que la anterior tabla sólo proporciona valores a edades muy concretas, se puede recurrir a otras normativas para establecer la evolución de la resistencia con el tiempo.

En este sentido, tomando la expresión facilitada en el libro CALCULO DE FLECHAS EN ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO del Dr. Ing. J. Calavera Ruiz se tiene:

$$f_c(j) = \beta_{cc}(j) * f_{c,28}$$

donde:

$\beta_{cc}(j)$ es un coeficiente de valor:

$$\beta_{cc}(j) = e^{\left[s * \left(1 - \sqrt{\frac{28}{j}} \right) \right]}$$

siendo:

$f_c(j)$ Resistencia a compresión a la edad de j.

$f_{c,28}$ Resistencia a compresión a la edad de 28 días.

s Coeficiente que depende del tipo de cemento y que adopta los valores:

0.20 para cementos de endurecimiento rápido y de alta resistencia.

0.25 para cementos de endurecimiento normal o rápido.

0.38 para cementos de endurecimiento lento

Desarrollo del Módulo de Deformación con el Tiempo.

Para una edad t, diferente de 28 días, el módulo de deformación puede estimarse mediante la fórmula: (apartado 2.3.5 del libro ante dicho de Calavera)

$$E_{ci}(j) = \beta_E(j) * E_{ci}$$

siendo:

$$\beta_E(j) = [\beta_{cc}(j)]^{0.5}$$

y para el módulo de deformación:

$$E_{ci} = 4700 * (f'_c)^{1/2}$$

Momento de Inercia para la sección fisurada.

Para determinar el momento de inercia equivalente de la sección compuesta es necesario calcular el momento de inercia de la sección fisurada. En este sentido se tiene las siguientes relaciones:

Para una sección rectangular:

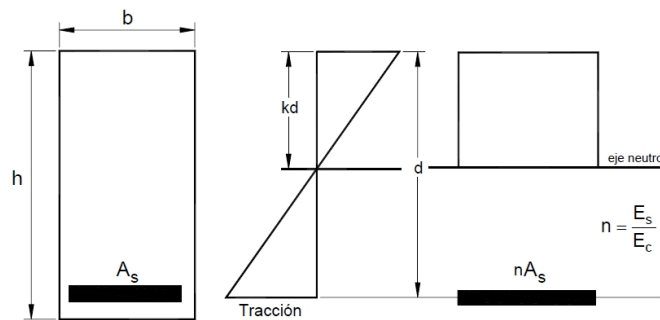


Figura 29. Sección fisurada transformada de una viga con armadura de tracción.

Para la viga rectangular no fisurada ilustrada en la Figura 29, se utiliza el momento de inercia de la sección bruta de hormigón ($I_g = b \cdot h^3 / 12$). El momento de inercia de una viga fisurada con armadura de tracción (I_{cr}) se calcula de la siguiente manera:

Tomando el momento de áreas respecto del eje neutro,

$$b * kd * \frac{kd}{2} = n * A_s * (d - kd)$$

usar

$$B = \frac{be}{n * A_s}$$

$$kd = \frac{\sqrt{2 * B * d + 1} - 1}{B}$$

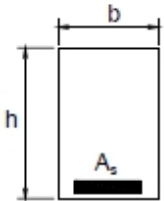
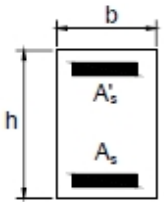
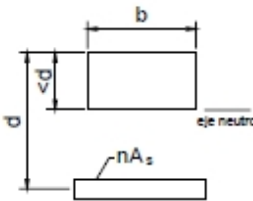
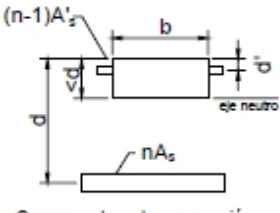
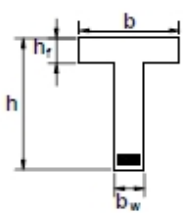
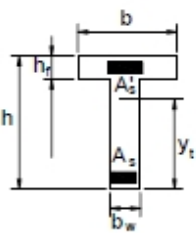
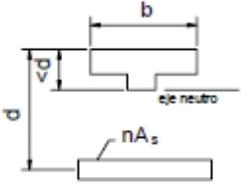
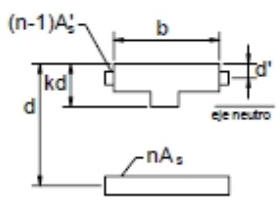
- Momento de inercia de la sección fisurada respecto del eje neutro:

$$I_{cr} = \frac{b * (kd)^3}{3} + n * A_s * (d - kd)^2$$

Para una sección en T:

Las expresiones para calcular el momento de inercia de la sección fisurada para secciones que tienen armadura de compresión y para secciones tipo T son similares. Estas expresiones se indican en la tabla 17.

Tabla 17. Momento de inercia de la sección bruta y de la sección fisurada para secciones rectangulares y con alas.

Sección bruta	Sección fisurada transformada	Momento de inercia de la sección bruta y de la sección fisurada
 	 Sin armadura de compresión  Con armadura de compresión	$n = \frac{E_s}{E_c}$ $B = \frac{b}{(nA_s)}$ $I_g = \frac{bh^3}{12}$ Sin armadura de compresión: $kd = (\sqrt{2dB + 1} - 1)/B$ $I_{cr} = b(kd)^3/3 + nA_s(d - kd)^2$ Con armadura de compresión: $r = (n-1)A'_s/(nA_s)$ $kd = [\sqrt{2dB + (1 + rd')/d + (1+r)^2} - (1+r)]/B$ $I_{cr} = b(kd)^3/3 + nA_s(d - kd)^2 + (n-1)A'_s(kd - d')^2$
 	 	$n = \frac{E_s}{E_c}$ $C = b_w/(nA_s) \quad f = h_f(b - b_w)/(nA_s)$ $y_t = h - 1/2[(b - b_w)h_f^2 + b_w h^2]/[(b - b_w)h_f + b_w h]$ $I_g = (b - b_w)h_f^3/12 + b_w h^3/12 + (b - b_w)h_f(h - h_f/2 - y_t)^2 + b_w h(y_t - h/2)^2$ Sin armadura de compresión: $kd = [\sqrt{C(2d + h_f f) + (1 + f)^2} - (1 + f)]/C$ $I_{cr} = (b - b_w)h_f^3/12 + b_w(kd)^3/3 + (b - b_w)h_f(kd - h_f/2)^2 + nA_s(d - kd)^2$ Con armadura de compresión: $kd = [\sqrt{C(2d + h_f f + 2rd') + (f + r + 1)^2} - (f + r + 1)]/C$ $I_{cr} = (b - b_w)h_f^3/12 + b_w(kd)^3/3 + (b - b_w)h_f(kd - h_f/2)^2 + nA_s(d - kd)^2 + (n-1)A'_s(kd - d')^2$

2.11.15 Flexión en la Sección Compuesta

Una viga se entiende como el miembro estructural diseñado para soportar fuerzas que actúan transversalmente a su eje.

Al analizar vigas suele distinguirse entre flexión pura y flexión no uniforme. Flexión pura se refiere a la flexión de una viga bajo un momento flexionante constante; por lo tanto, ocurre sólo en regiones de una viga donde la fuerza cortante es cero. En contraste, la flexión no uniforme se refiere a la flexión en presencia de fuerzas cortantes, lo que significa que el momento cambia al moverse a lo largo del eje de la viga.

Al realizar el análisis de una viga, se debe tener en cuenta que los mayores esfuerzos son los normales (perpendiculares a la sección). Cada fibra de la viga está sometida a tracción o compresión, esto es, las fibras están en un estado de esfuerzos uniaxial.

Así, los esfuerzos normales que actúan sobre la sección transversal varían linealmente con la distancia “y” medida a partir de la superficie neutra. Este tipo de distribución de esfuerzos se representa en la figura, donde los esfuerzos son negativos de compresión por arriba de la superficie neutra y positivos, de tracción, por debajo de ella, cuando el momento actúa en la dirección señalada produce una curvatura negativa, aunque represente un momento flexionante positivo.

Se debe tener en cuenta que los esfuerzos máximos se presentan en los puntos más alejados del eje neutro. En el caso de la vigueta mostrada, estos estarían en las fibras extremas.

2.11.16 Hipótesis de Diseño

El diseño por resistencia de elementos solicitados a flexión se debe fundamentar en las hipótesis establecidas a continuación. Además debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de las deformaciones.

Las deformaciones específicas en la armadura y en el hormigón se deben suponer directamente proporcionales a la distancia al eje neutro

Para la determinación de la resistencia nominal de una sección, se debe considerar como máxima deformación en la fibra extrema del hormigón sometida a compresión un valor igual a 0,003.

La tensión en el acero se debe calcular como E_s veces la deformación de la armadura, siempre que dicha tensión resulte menor que la tensión de fluencia especificada f_y . Para deformaciones mayores que la correspondiente a f_y , la tensión se debe considerar independiente de la deformación, e igual a f_y .

La resistencia a la tracción del hormigón no se debe considerar en el dimensionamiento de los elementos de hormigón armado solicitados a flexión

La relación entre la tensión de compresión en el hormigón y la deformación específica del hormigón, se debe suponer rectangular.

La tensión en el hormigón se adopta igual a $0,85 f'_c$, y se supone uniformemente distribuida en una zona de compresión equivalente, limitada por los extremos de la sección transversal, y por una línea recta paralela al eje neutro, a una distancia $a = \beta_1 c$, a partir de la fibra comprimida con deformación máxima.

La distancia c , entre la fibra comprimida con deformación máxima y el eje neutro, se debe medir en dirección perpendicular a dicho eje.

Como valor del factor β_1 se debe adoptar: para $f'_c \leq 30$ MPa: 0,85

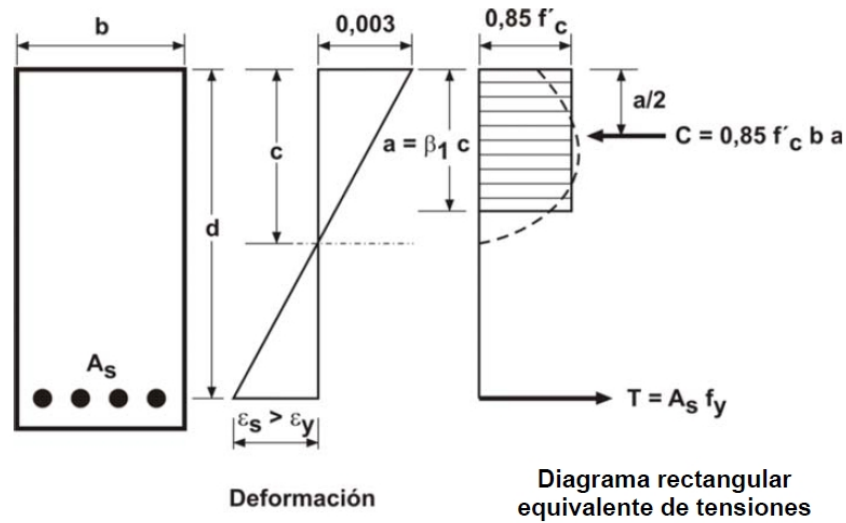


Figura 30. Distribución rectangular equivalente de tensiones en el hormigón.

2.11.17 Armadura Mínima

El área A_s adoptada en cada sección de un elemento solicitado a flexión, en el que se requiera por cálculo armadura de tracción debe ser como mínimo:

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 * F_y} * b_w * d$$

siempre que:

$$A_{s,min} \geq \frac{1.4 * b_w * d}{F_y}$$

Para elementos estáticamente determinados con el ala traccionada, el área $A_{s,min}$ debe ser igual o mayor que el menor valor obtenido de la expresión anterior, reemplazando b_w por $2 b_w$, o por el ancho del ala.

2.11.18 Relación Modular

Una viga compuesta no es homogénea y las relaciones no se aplican directamente, se requiere de un “Cambio” de la sección, la que por una relación modular se transforma una determinada sección de hormigón en otra de acero, lo cual requiere que las deformaciones unitarias del material que está reemplazando a otro sean iguales a las de éste.

La relación modular se obtiene al efectuar una igualación de desplazamientos unitarios entre el hormigón y el acero al ser sometidos a una carga transversal, al reemplazar dicho desplazamiento, aplicando la teoría elástica, se tiene que la resistencia entre cada uno de los materiales está en una proporción que equivale a la relación entre sus módulos de elasticidad o Young. ($n = E_s / E_c$)

$\epsilon_c = \epsilon_s$ (igualación de desplazamientos)

$f_c / E_c = f_s / E_s$ $f_s = (E_s / E_c) f_c = n f_c$ por lo tanto

$n = E_s / E_c$

Al efectuar la transformación entre un material y el otro se pueden obtener unas nuevas geometrías transformadas y así una nueva homogeneidad (ficticia) entre los materiales que permiten establecer sus características geométricas y sus nuevas propiedades mecánicas. Así para una carga transversal impuesta en la viga se podrían calcular los valores máximos de esfuerzo (tanto para la sección en hormigón como para la sección en acero).

2.11.19 Esfuerzo de Corte

Resistencia al Corte

El diseño de las secciones transversales sometidas a esfuerzos de corte se debe basar en la siguiente expresión:

$$\phi * V_n \geq V_u$$

siendo:

V_u el esfuerzo de corte mayorado en la sección considerada, en N.

V_n resistencia nominal al corte determinada con la siguiente expresión, en N.

$$V_n = V_c + V_s$$

siendo:

V_c la resistencia nominal al corte proporcionada por el hormigón.

V_s la resistencia nominal al corte proporcionada por la armadura de corte.

Se permite dimensionar las secciones ubicadas a una distancia menor que d , medida desde la cara del apoyo, con el mismo valor de corte V_u que el determinado para una distancia d . Esto tiene validez siempre que se verifiquen las siguientes condiciones:

- Que la reacción en el apoyo, en la dirección del corte aplicado, introduzca compresión en las zonas extremas del elemento;
- Que las cargas se apliquen en, o cerca de, la cara superior del elemento.
- Que no se presente ninguna carga concentrada entre el borde del apoyo y la ubicación de la sección crítica.

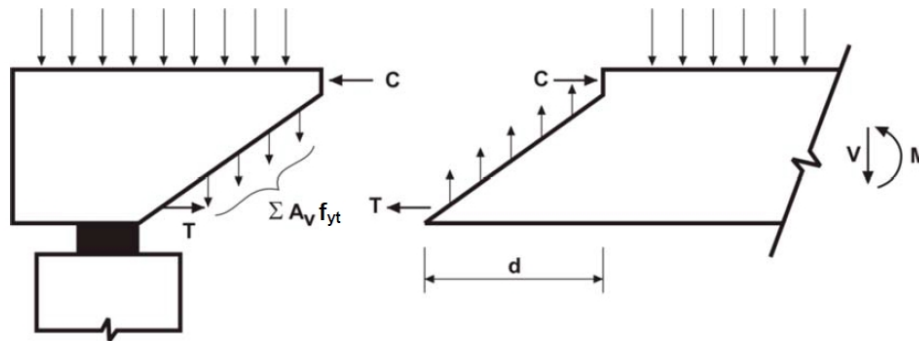


Figura 31. Diagrama de cuerpo libre en el extremo de una viga

Resistencia al Corte Proporcionada por el Hormigón

Para elementos sometidos únicamente a corte y flexión, V_c debe ser:

$$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{f_c} * bw * d$$

También se puede determinar V_c mediante un procedimiento más detallado que se describe a continuación:

$$V_c = \left(\sqrt{f_c} + 120 * \rho_w * \frac{V_u * d}{M_u} \right) \frac{1}{7} * bw * d \leq 0.3 * \sqrt{f_c} * bw * d$$

siendo:

ρ_w cuantía de la armadura referida a una sección $b_w * d$; relación entre A_s y $b_w * d$
 $(\rho_w = A_s / b_w d)$

M_u momento mayorado en la sección considerada, en N*mm

b_w ancho del alma, en mm

d altura útil, en mm.

En la anterior fórmula, el cociente $(V_u * d / M_u)$, se debe adoptar ≤ 1.0 , siendo M_u el momento mayorado que actúa simultáneamente con V_u en la sección considerada.

Resistencia al Corte Proporcionada por la Armadura Correspondiente

Si el esfuerzo de corte mayorado V_u es mayor que la resistencia al corte ϕV_c (resistida por el hormigón) , la armadura de corte se debe determinar de acuerdo con la siguiente expresión:

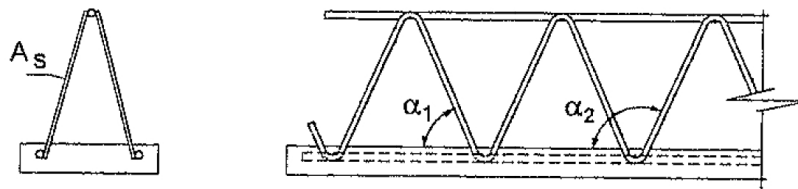


Figura 32. Armadura de corte.

$$V_{su} = \frac{3.6 * d * A_s * f_{y\alpha,d} * \sin \alpha_1}{S}$$

siendo:

α_1 el ángulo entre las barras de la celosía y el eje longitudinal del elemento.

S la separación que se debe medir en dirección paralela a la armadura longitudinal

De la anterior figura, la eficacia de la rama con $\alpha_2 = \pi - \alpha_1$ es menor que la rama que forma un ángulo α_1 con la armadura longitudinal, pero ya que esta armadura se dispone por razones constructivas sería ilógico no considerarla a efectos de esfuerzo cortante. (Fuente "Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón", Tomo II de Calavera).

La resistencia nominal al corte V_s , se debe considerar:

$$V_s \leq \frac{2}{3} * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

2.11.20 Corte por Fricción

La armadura en celosía permite que el hormigón que es vaciado en obra se una eficientemente con el tacón de hormigón de la vigueta, permitiendo de esta manera una total integración entre hormigones y resultando en un forjado monolítico (como si toda la losa se vaciara al mismo tiempo).

El esfuerzo de corte por fricción se genera en la superficie de contacto entre el patín de hormigón de la vigueta en celosía y el hormigón fresco que es vaciado en obra. Como el patín de hormigón de la vigueta no cuenta con una superficie intencionalmente rugosa es necesario verificar que la armadura en celosía resista dicho esfuerzo.

Resistencia al Corte por Fricción

El dimensionamiento de las secciones transversales sujetas a la transmisión del esfuerzo de corte se debe determinar mediante la siguiente expresión:

$$\phi * V_n \geq V_u$$

siendo:

V_u el esfuerzo de corte mayorado producido por el esfuerzo de flexión, actuando en la superficie donde se produce el corte por fricción, en N.

V_n resistencia nominal al corte, en N.

Se debe suponer que se produce una fisura a lo largo del plano de corte considerado.

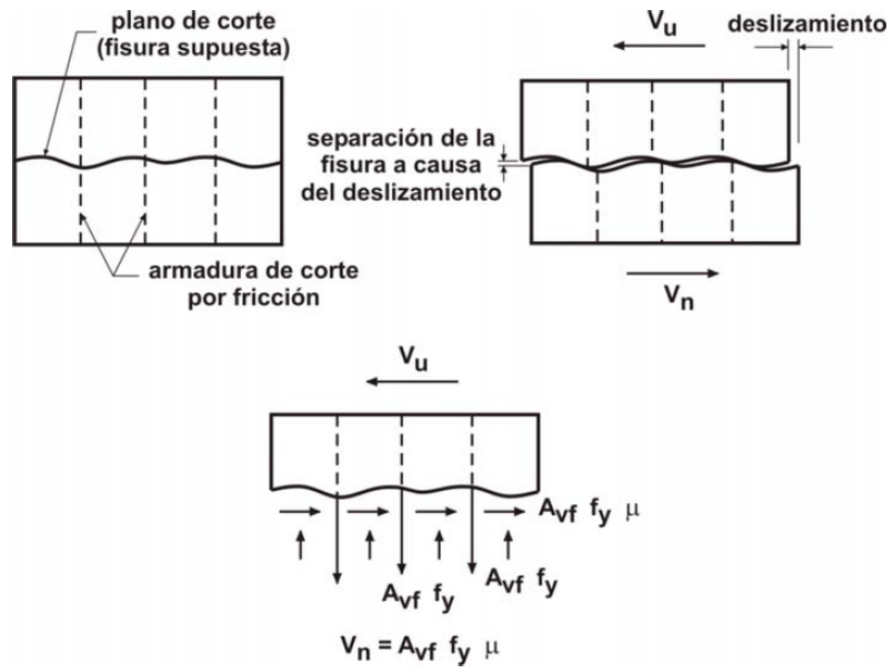


Figura 33. Idealización del concepto de corte por fricción

La armadura de celosía presenta un ángulo de inclinación respecto al plano de corte igual a α . Mientras la orientación de la barra inclinada produzca tracción en la armadura de corte por fricción (como se muestra en la siguiente figura), la resistencia al corte V_n se debe determinar con la siguiente expresión:

$$V_n = 2 * A_{vf} * F_y * (\mu * \sin \alpha + \cos \alpha)$$

siendo:

α el ángulo entre la armadura de corte por fricción y el plano de corte.

En la siguiente figura se puede observar que la inclinación de la armadura con respecto a la fisura produce tracción en la barra. Si por el contrario la armadura resulta comprimida la expresión para V_n deja de tener validez.

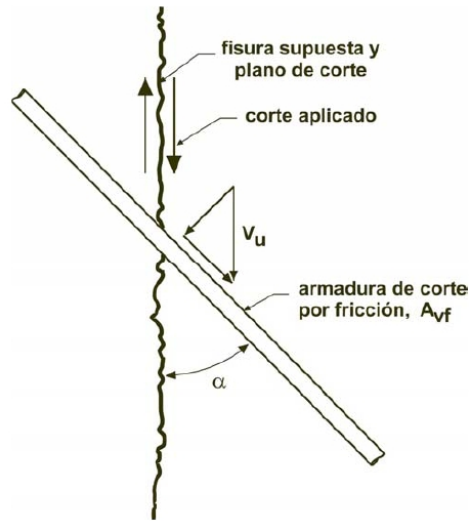


Figura 34. Armadura de corte por fricción A_{vf} ubicada con respecto a la fisura supuesta en un ángulo α

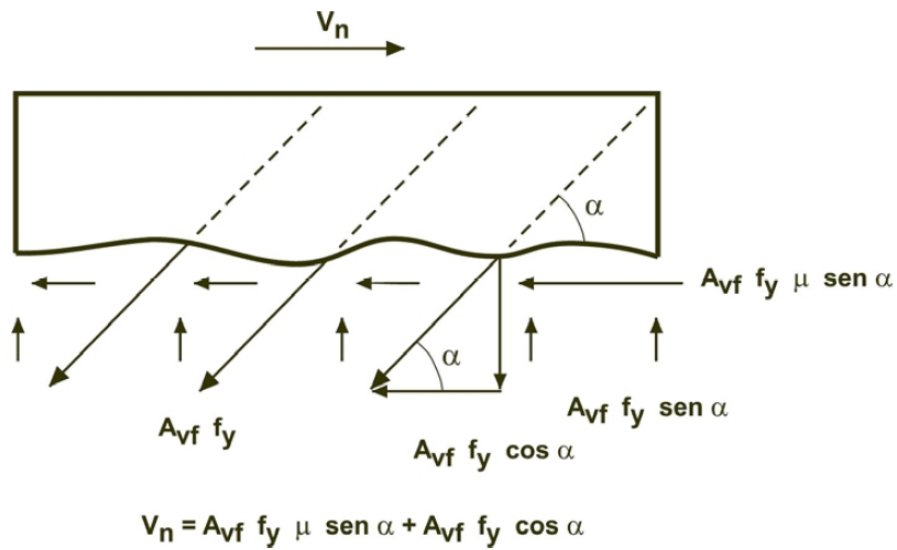


Figura 35. Idealización de la armadura de corte por fricción inclinada un ángulo α .

El coeficiente de fricción μ , a utilizar en la expresión para V_n , debe ser según el tipo de hormigón:

Tabla 18. Coeficiente de Fricción μ

Tipo de hormigón	μ
Hormigón colocado monolíticamente	$1,4 \lambda$
Hormigón colocado sobre hormigón endurecido con la superficie intencionalmente rugosa como se especifica en el artículo 11.7.9.	$1,0 \lambda$
Hormigón colocado sobre hormigón endurecido con la superficie no intencionalmente rugosa	$0,6 \lambda$
Hormigón anclado a placas o perfiles de acero estructural, mediante pasadores con cabeza, o barras de armadura (ver el artículo 11.7.10.)	$0,7 \lambda$
siendo: $\lambda = 1,0$ para hormigón de densidad normal Hasta tanto se redacte y entre en vigencia legal el nuevo Reglamento CIRSOC 202 "Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón Ejecutado con Agregados Livianos" se deberán utilizar los siguientes valores de λ : $\lambda = 0,85$ para hormigones livianos con arena de densidad normal, y $\lambda = 0,75$ para hormigones con todos sus componentes livianos. Se podrá interpolar linealmente cuando se utilice reemplazo parcial de arena.	

La resistencia al corte V_n debe ser:

$$V_n \leq \begin{cases} 0.2 * f'_c * A_c \\ 5.5 * A_c \end{cases}$$

El límite superior fijado para la resistencia de corte a fricción se especifica porque la expresión para determinarla no es conservadora cuando V_n supera dicho valor.

2.11.21 Tracción Transversal en la Vigüeta en Celosía.

En el análisis y diseño a flexión, de la sección compuesta, se desprecia la resistencia a tracción del hormigón, bajo el concepto que el hormigón se encuentra fisurado, pero en las hipótesis de carga anteriores a la sección compuesta es necesario considerar su resistencia a tracción para garantizar que no se produzca un desplazamiento transversal de la armadura de la vigüeta en celosía (figura 36).

Por este motivo se tiene que verificar la resistencia a tracción del tacón de hormigón.

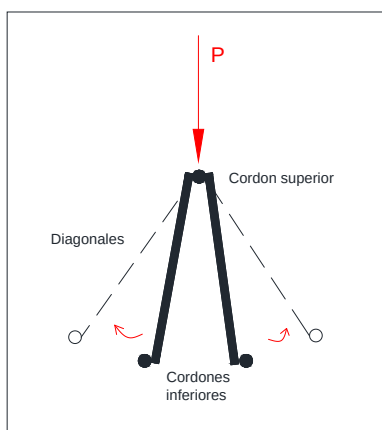


Figura 36. Desplazamiento transversal.

Para determinar la carga que actúa en el tacón de hormigón, traccionando trasversalmente el mismo, se descompone la carga U (KN/m) como se muestra a continuación:

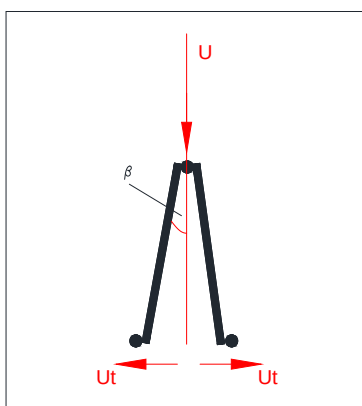


Figura 37. Esfuerzo de tracción transversal

$$U_t = U * \tan \beta$$

Esfuerzo a tracción del hormigón:

Una medida de la resistencia a tracción del hormigón es el módulo de rotura (f_r), cuyo valor está en función de la resistencia característica de rotura a compresión (f_c).

El Reglamento CIRSOC 201-2005 (Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón) establece la siguiente relación:

$$f_r = 0.625 * \sqrt{f_c}$$

Sección de cálculo:

De las secciones A y B (ver figura 38), la sección más desfavorable será la que presente el mayor valor de t (diámetro de la armadura longitudinal)

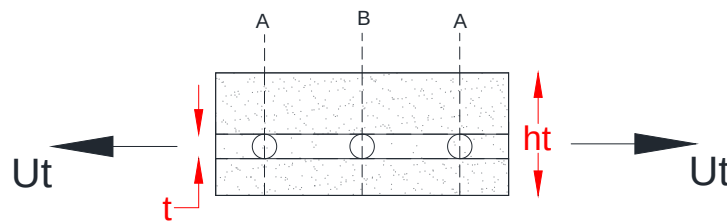


Figura 38. Sección desfavorable para el esfuerzo de tracción transversal.

La sección de cálculo o área neta será:

$$A_t = (h_t - t) * 100 \quad [cm^2]$$

2.11.22 Apuntalamiento

Si las vigas se apuntalan, las cargas las soportará por completo la sección compuesta después de retirar el apuntalamiento, de lo contrario la viga de acero debe soportar por sí misma la carga que aporta el hormigón sin fraguar y colaborar con la acción compuesta.

Sin apuntalamiento el hormigón fresco tiende a generar deflexiones en la viga de acero, que pueden ser remediadas en parte al darle contra flecha a las vigas.

Para el cálculo, cuando no se considera el apuntalamiento, se debe tener en cuenta las cargas propias de construcción, como personal, maquinaria, impactos de vaciado etc.

2.11.23 Refuerzo adicional en secciones compuestas

Por las consideraciones de apoyo tan variables a la hora de construir, es posible que se presente unos momentos mínimos negativos hacia los apoyos que pueden fisurar la losa de hormigón. Esta situación se remedia utilizando un refuerzo negativo en la losa, con las cantidades y especificaciones de un acero de temperatura y retracción de acuerdo a recomendaciones hechas por el Reglamento CIRSOC 201-2005.

En aras de obtener una reducción importante en los costos del entrepiso que se piensa evaluar, es importante considerar la losa de hormigón mas allá de la sección compuesta y evaluar la luz máxima que soportaría bajo cargas de servicio para obtener un mayor espaciamiento entre viguetas y así reducir su valor final.

3. METODOLOGÍA

Dimensionar una viga reticulada significa, por un lado, establecer la geometría de la sección (alto y ancho) y, por otro, determinar la sección y forma de cada una de las barras que componen la viga.

3.1 DEFINICIÓN GEOMÉTRICA

Existen losas aligeradas de diferentes alturas o peraltes, esto varía en función a los requerimientos de la construcción. La vigueta en celosía que es motivo de estudio, será diseñada para formar parte, como elemento de soporte, en una losa de 20 cm, comprendiendo que este peralte es el más común en obras pequeñas y medianas que son de interés social. En la siguiente figura se muestra el detalle de una losa aligerada de estas características.

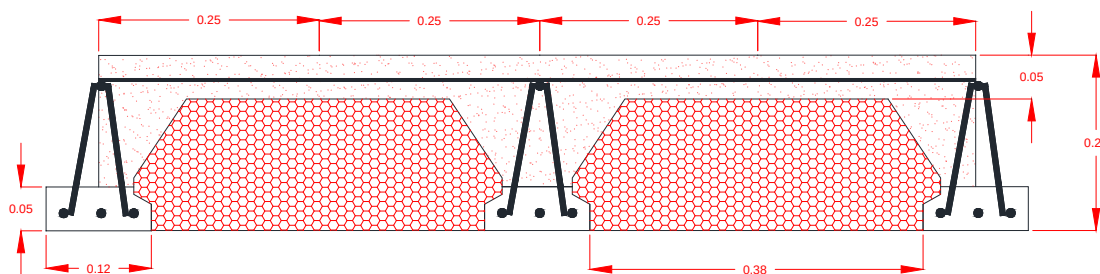


Figura 1: detalle de losa aligerada con viguetas en celosía

En la figura se puede observar que la posición del cordón superior de la vigueta, también funciona como un apoyo para la armadura de retracción que se coloca en la losa de compresión.

La armadura de retracción debe estar a una altura media del espesor de la carpeta de compresión y para mantener esta posición generalmente se utilizan tacos o galletas de hormigón u otros detalles constructivos.

En muchos casos, Cuando no se cuenta con una buena supervisión, se comete el error de apoyar la malla armada directamente sobre el complemento, quedando en la parte inferior de la carpeta de compresión. En estos casos, dicha armadura no cumple eficientemente con la función para la cual fue diseñada.

Con el uso de la vigueta en celosía se puede ahorrar tiempo y trabajo apoyando la malla de armadura sobre los cordones superiores de las viguetas.

3.1.1 Sección Transversal de Vigueta en Celosía

Construida la vigueta en celosía como elemento prefabricado se tiene la siguiente sección transversal.

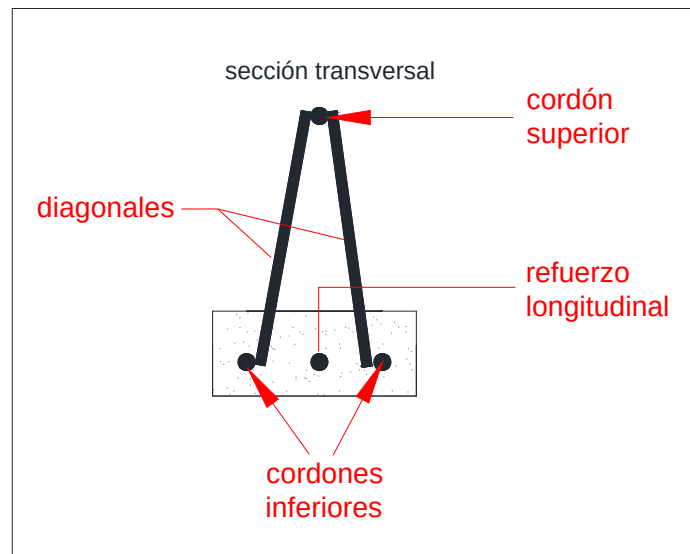


Figura 2: Sección transversal de la vigueta

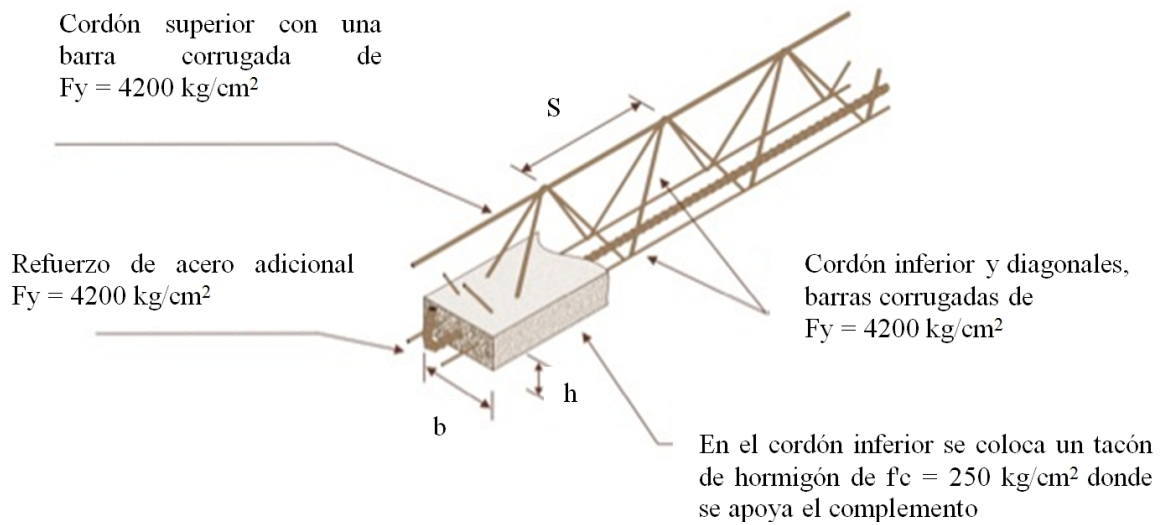


Figura 3: Detalle en perspectiva de la vigueta

De la anterior gráfica se tiene los siguientes valores de recubrimientos y separación de las barras de refuerzo longitudinal.

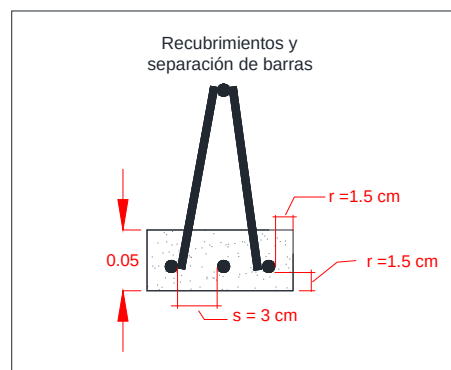


Figura 4: Recubrimientos y separación de barras

3.2 IDEALIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Una parte importante en el cálculo de estructuras es la idealización de esta. Para la realización del análisis, se idealizan tanto la geometría de la estructura como las acciones y las condiciones de apoyo mediante un modelo matemático adecuado. El modelo elegido deberá ser capaz de reproducir el comportamiento estructural dominante.

La vigueta en estudio es un elemento de soporte estructural que trabaja a flexión simple, para idealizar y posteriormente diseñar la vigueta es necesario comprender la función que cumple cada uno de sus componentes.

La armadura de la vigueta tiene la función de resistir el esfuerzo de flexión y corte generado por las cargas, es decir que se desprecia el aporte del trabajo a tracción, por flexión, del hormigón, pero, como se mencionó en el apartado 2.11.21 es necesario considerar su resistencia a tracción para garantizar que no se produzca un desplazamiento transversal de la armadura de la vigueta en celosía.

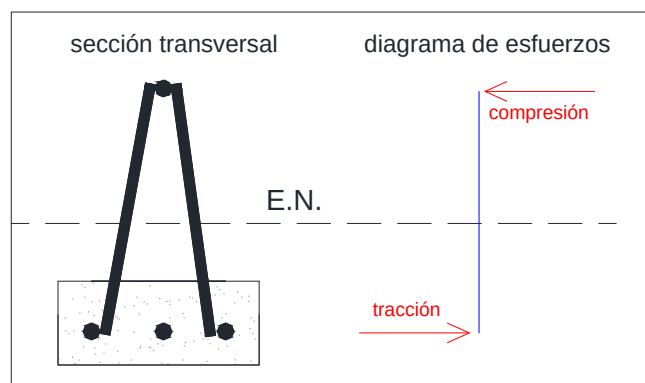


Figura 5: Posición del tacón de hormigón en el diagrama de esfuerzos de la sección.

3.2.1 Condición de apoyos

En las etapas de diseño 1,2 y 3 se analiza la vigueta como simplemente apoyada.

En la etapa de diseño 4 (sección compuesta), a pesar que se puede presentar continuidad entre los vanos de la losa, el análisis se lo realiza con el momento isostático de la viga compuesta. De esta manera cuando se quiera diseñar una losa utilizando viguetas en celosía, el diseñador tendrá la información de los momentos isostáticos máximos que las

viguetas pueden resistir para diferentes luces, y en función a estos podrá realizar el análisis de la continuidad en los vanos de la losa.

3.3 ANÁLISIS DE CARGAS

3.3.1 Hipótesis de Cargas

Las hipótesis de cargas, en las cuáles se analiza y diseña la vigueta, comprenden diferentes combinaciones de cargas. Estas solicitaciones tienen lugar en el transcurso de construcción de la losa unidireccional hasta su conclusión.

El análisis de las hipótesis de cargas se elabora con el fin de determinar los efectos de la carga máxima de diseño sobre la estructura.

Las hipótesis de cargas consideradas son las siguientes:

- Manipuleo de la vigueta
- Puesta en obra (esfuerzos de montaje y construcción)
- Hormigón Fresco
- Cargas de servicio (Sección compuesta)

3.3.2 Manipuleo de la Vigueta

Carga que es generada por el peso propio de la vigueta al trasladar la misma.

Los claros más comunes en viviendas permiten utilizar viguetas que pesan entre 20 y 60 kg y su manejo es manual.

En esta etapa se consideran, por más desfavorable, los esfuerzos que se generan en la vigueta cuando dos personas la sujetan por sus extremos. Además se analiza el caso en que se invierta la sección de la vigueta al trasladarla, invirtiendo de esta manera los esfuerzos en la sección transversal (tracción en el cordón superior y compresión en cordones inferiores).

Al actuar únicamente el peso propio de la vigueta, como carga permanente (D), la combinación de carga será la siguiente:

$$U = 1.4 * D$$

3.3.3 Puesta en Obra (Esfuerzos de montaje y Construcción)

Las cargas de montaje y construcción son aquellas cargas impuestas sobre una estructura durante y como resultado del proceso de construcción. Las cargas de construcción incluyen materiales, personal y equipamiento que se ubican sobre la estructura durante su proceso de construcción.

Las viguetas en celosía deben resistir los efectos de las siguientes cargas y sus combinaciones:

- Cargas permanentes (D)
- Cargas de Construcción
 - o Cargas debido a los materiales (C_{FML})
 - o Cargas debido a los procedimientos constructivos (Personal y Equipamiento C_p)

Las viguetas se deben diseñar de manera que su resistencia exceda los efectos de las cargas mayoradas en las siguientes combinaciones establecidas en el Reglamento Argentino de Cargas de Diseño para Estructuras Durante su Construcción CIRSOC 108-2007 :

$$U = 1.4 * D + 1.2 * C_{FML}$$

$$U = 1.2 * D + 1.2 * C_{FML} + 1.6 * C_p$$

siendo:

D Peso propio de la viga (D = 13 kg/m)

C_p Carga debida al personal y equipamiento. Siendo una carga puntual de 100 kg, según el Reglamento Argentino de Cargas de Diseño para Estructuras Durante su Construcción CIRSOC 108-2007, que se puede considerar como uniformemente distribuida si esta da como resultado fuerzas y momentos que sean envolventes de las fuerzas y momentos que resultarían de la aplicación de la carga concentrada.

C_{FML} Cargas debidas a los materiales. (complemento y malla de acero)

3.3.4 Colocado de Hormigón Fresco

En esta etapa de diseño el hormigón de la losa de compresión, que es vaciado en obra, está en proceso de fraguado.

Las combinaciones de cargas que se analizan son las siguientes:

$$U = 1.4 * D$$

$$U = 1.2 * D + 1.6 * L$$

Donde:

Carga Permanente:

D Peso propio de la vigueta mas el peso de complementos y malla de acero (materiales)

Sobrecarga

L Peso del hormigón fresco. ($P_e = 23.5 \text{ kN/m}^3$)

3.3.5 Cargas de Servicio (Sección Compuesta)

En esta etapa de diseño se entiende que el hormigón, vaciado en obra, ya alcanzó su resistencia de diseño y la sección se analiza para las cargas de servicio:

Metrado de Cargas:

Para el peso específico del hormigón se tiene:

- Hormigón simple $p_e = 23.5 \text{ KN/m}^3$
- Hormigón armado $p_e = 25 \text{ KN/m}^3$

Los valores anteriores (p_e) y la sobrecarga de la losa (L) fueron tomados del REGLAMENTO ARGENTINO DE CARGAS PERMANENTES Y SOBRECARGAS MÍNIMAS DE DISEÑO PARA EDIFICIOS Y OTRAS ESTRUCTURAS CIRSOC 101-2005.

Carga Muerta

Capa de comp. =	1.25	kN/m ²
piso + cielo razo =	0.8	kN/m ²
tabiqueria =	1.00	kN/m ²
Nervio =	0.79	kN/m ²
D=	3.84	kN/m ²

Sobrecarga (carga viva)

L =	2.00	kN/m ²
------------	------	-------------------

El cálculo de la carga por metro de vigueta está en función del área de aporte de cada vigueta. Para un ancho de ala de $b = 50$ cm se tienen dos viguetas por metro de ancho de losa y las cargas uniformemente distribuida son las siguientes:

Carga por metro de vigueta

WD =	1.92	kN/m
WL =	1.00	kg/m
$W_u = 1.2 * WD + 1.6 * WL$		
Wu =	3.90	kN/m

4. MEMORIA DE CÁLCULO

4.1 VIGUETA EN CELOSÍA

Datos:

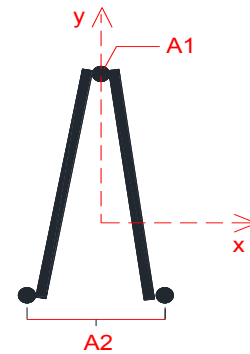
E	200000	Mpa	S =	20	cm
E_y	400	Mpa	h	14.5	cm
ϕ	500	cm	b	8	cm
ϕ_1	10	mm	A1 =	0.785	cm ²
ϕ_2	12	mm	A2 =	2.262	cm ²
Diag.	8	mm	A _D =	0.50	cm ²

4.1.1 Características Geométricas

Área bruta

$$A_g = A_1 + A_2$$

$$A_g = 3.05 \text{ cm}^2$$



Momento de Inercia de la Sección Armada (Respecto a x)

$$I = kx * h^2 * \frac{A_1 * A_2}{A_g}$$

$$kx = 1$$

$$I = 122.57 \text{ cm}^4$$

Radio de Giro de la Sección Armada (Respecto a x)

$$r = \frac{h}{A_g} * \sqrt{K_x * A_1 * A_2}$$

$$r = 6.34 \text{ cm}$$

Momento de Inercia modificado (Im)

Para determinar la inercia modificada se tiene que determinar la esbeltez y el radio de giro modificado:

$$d = 18.06 \text{ cm}$$

$$\beta = 15.42$$

$$n_0 = 2 * \cos(\beta)$$

$$k = 1$$

$$n_0 = 1.93$$

$$\lambda_1 = \sqrt{\frac{2 * A_g * d^3}{n_0 * A_D * S * h^2}}$$

$$\lambda_1 = 2.97$$

Esbeltez modificada:

$$\lambda_m = \sqrt{\left(\frac{k * L}{r}\right)^2 + \lambda_1^2}$$

$\lambda_m = 78.89$

Radio de giro Modificado:

$$r_m = \frac{(k * L)}{\lambda_m}$$

$r_m = 6.34 \text{ cm}$

Inercia Modificada:

$$I_m = r_m^2 * A_g$$

$I_m = 122.40 \text{ cm}^4$

4.1.2 Cálculo de Cargas

HIÓTESIS DE CARGAS

1. Manipuleo de la vigueta

Carga factorizada:

$D = 0.13 \text{ kN/m}$

$$U = 1.4 * D$$

$U = 0.182 \text{ kN/m}$

Solicitaciones Requeridas a Flexión

Momento último

$$Mu = \frac{q * L^2}{8}$$

$Mu = 0.57 \text{ KN*m}$

Cortante último

$$Vu = \frac{q * L}{2}$$

$Vu = 0.46 \text{ KN}$

2. puesta en obra

Cargas debido a los materiales:	C_{FML}	
Complemento de Plastoformo =	90	N/m ³
$A_p = 0.38 * 0.15 =$	0.057	m ²
Carga complemento =	5.13	N/m
Armadura de Contracción y Temp. =	196	N/m ²
Carga por armadura =	15	N/m
Total =	20.13	N/m
Carga debido al Personal y Equipamiento:	C_p	
Carga concentrada =	981	N
Carga equivalente (u.d) =	392.4	N/m

Carga factorizada

$D =$	0.13	KN/m	(peso propio de vigueta)
$C_{FML} =$	0.020	KN/m	(materiales)
$C_p =$	0.3924	KN/m	(Personal y Equipamiento)

$$U = 1.4 * D + 1.2 * C_{FML}$$

$$U = 0.206 \quad \text{KN/m}$$

$$U = 1.2 * D + 1.2 * C_{FML} + 1.6 * C_p$$

$$U = 0.81 \quad \text{KN/m}$$

Momento último

$$Mu = \frac{q * L^2}{8}$$

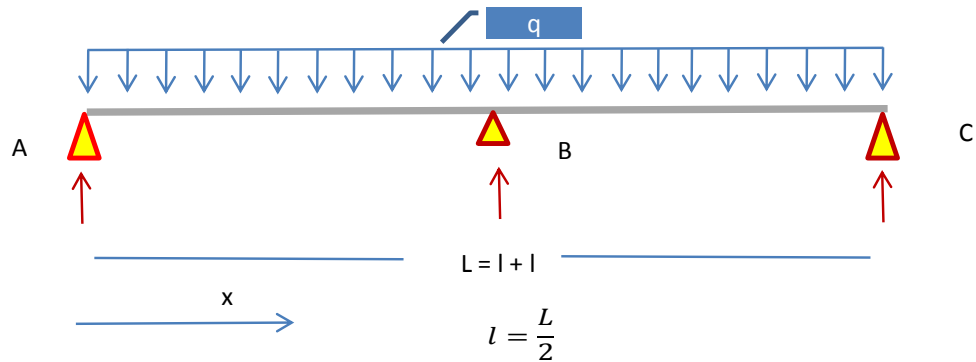
$$Mu = 2.52 \quad \text{KN*m}$$

Cortante último

$$Vu = \frac{q * L}{2}$$

$$Vu = 2.02 \quad \text{KN}$$

Esfuerzos con la vigueta apuntalada a L/2



Aplicando la Ecuación de los tres momentos, los esfuerzos máximos resultan:

Cortantes (igual a las reacciones en apoyos)

$$V_{AB} = \frac{3}{8} * q * l$$

$$V_{AB} = 0.76 \quad \text{KN}$$

$$V_{BA} = \frac{5}{8} * q * l$$

$$V_{BA} = 1.26 \quad \text{KN}$$

Por simetría:

$$V_{BC} = V_{BA} = \frac{5}{8} * q * l$$

$$V_{CB} = V_{AB} = \frac{3}{8} * q * l$$

Cortante máximo:

$$Vu = 1.26 \quad \text{KN}$$

Momento negativo (en B)

$$M_B = -\frac{q * l^2}{8}$$

$$M_B = -0.63 \quad \text{KN*m}$$

Momento Positivo (en x, donde V = 0)

Cortante en x :

$$R_{AB} - q * x = 0$$

$$x = \frac{R_{AB}}{q}$$

$$x = \frac{3}{8} * l$$

$$x = 0.94 \quad m$$

Momento en x: (Máx. positivo)

$$M_x = \frac{3}{8} * q * l * \frac{3}{8} * l - q * \frac{\left(\frac{3}{8} * l\right)^2}{2}$$

$$M_x = \frac{q}{2} * \left(\frac{3}{8} * l\right)^2$$

$$\mathbf{Mu = 0.36 \quad KN*m}$$

3. Hormigón Fresco

Volumen de Hormigón:

$$\text{Nervio} = (0.08+0.2)/2 * 0.1 * 1 * 2$$

$$\text{Nervio} = 0.028 \quad m^3/m^2$$

$$\text{Peso esp.} = 23.5 \quad KN/m^3$$

$$\text{Losa de comp. (5 cm)} = 0.05 \quad m^3/m^2$$

$$\text{Vol. De Ho} = 0.078 \quad m^3/m^2$$

$$\text{Nro. De viguetas} = 100 \text{ cm} / 50$$

$$\text{peso Ho} = 1.833 \quad KN/m^2$$

$$\text{Nro. De viguetas} = 2 \quad \text{vig./m}^2$$

$$\text{Peso Ho} = 0.9165 \quad KN/m$$

Carga factorizada

$$D = 0.15 \quad KN/m$$

$$L = 0.9165 \quad KN/m$$

$$U = 1.4 * D$$

$$U = 0.21 \quad KN/m$$

$$U = 1.2 * D + 1.6 * L$$

$$\mathbf{U = 1.65 \quad KN/m}$$

Momento último

$$Mu = \frac{q * L^2}{8}$$

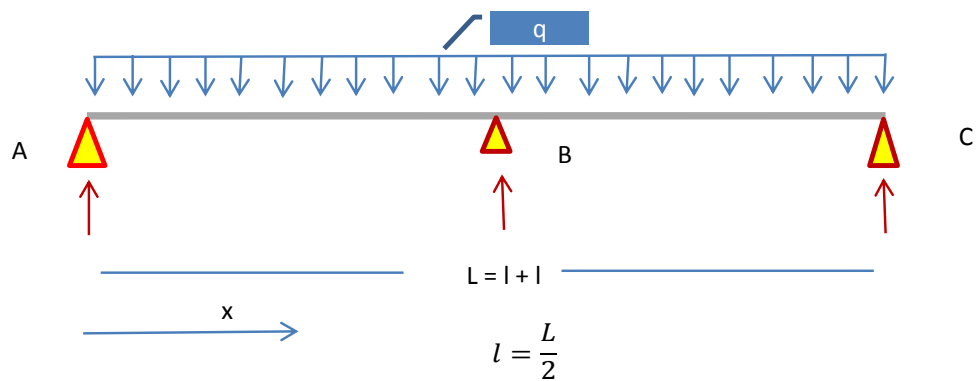
$$Mu = 5.15 \text{ KN*m}$$

Cortante último

$$Vu = \frac{q * L}{2}$$

$$Vu = 4.12 \text{ KN}$$

Esfuerzos con la vigueta apuntalada a L/2



Utilizando la Ecuación de los tres momentos, los esfuerzos máximos resultan:

Cortantes (igual a las reacciones en apoyos)

$$V_{AB} = \frac{3}{8} * q * l$$

$$V_{AB} = 1.54 \text{ KN}$$

$$V_{BA} = \frac{5}{8} * q * l$$

$$V_{BA} = 2.57 \text{ KN}$$

Por simetría:

$$V_{BC} = V_{BA} = \frac{5}{8} * q * l$$

$$V_{CB} = V_{AB} = \frac{3}{8} * q * l$$

Cortante máximo:

$$V_u = 2.57 \text{ KN}$$

Momento negativo (en B)

$$M_B = -\frac{q * l^2}{8}$$

$$M_B = -1.29 \text{ KN*m}$$

Momento Positivo (en x, donde V = 0)

Cortante en x :

$$R_{AB} - q * x = 0$$

$$x = \frac{R_{AB}}{q}$$

$$x = \frac{3}{8} * l$$

$$x = 0.94 \text{ m}$$

Momento en x: (Máx. positivo)

$$M_x = \frac{3}{8} * q * l * \frac{3}{8} * l - q * \frac{\left(\frac{3}{8} * l\right)^2}{2}$$

$$M_x = \frac{q}{2} * \left(\frac{3}{8} * l\right)^2$$

$$M_u = 0.72 \text{ KN*m}$$

4.1.3 Estados Límites para Solicitaciones de Flexión y de Corte y Estado Limite de Servicio

4.1.4 Hipótesis de Carga 1: (Manipuleo)

Pandeo local de las barras del cordón comprimido:

Tensión Crítica: (Fcr)

$$K = 1$$

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

$$r = d/4 = 0.25 \text{ cm}$$

$$\lambda_c = \left(\frac{K * L}{\pi * r}\right) * \left(\frac{F_y}{E}\right)^{1/2}$$

$$\lambda_c = 1.14$$

$$\delta = 0.451 + 0.245 * \lambda_c + 0.5 * \lambda_c^2$$

$$\delta = 1.38$$

$$\chi = \frac{1}{\delta + \sqrt{(\delta^2 - \lambda_c^2)}}$$

$$\chi = 0.46$$

$$F_{cr} = \chi * F_y$$

$$F_{cr} = 185.60 \text{ Mpa}$$

ϕ
Resistencia de diseño a flexión del cordón comprimido: Mdc

$$c = 0.8$$

$$n1 = 1$$

$$A_{gc1} = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$Mdc = \phi_c * h * n1 * A_{gc1} * F_{cr} * (10)^{-3}$$

$$Mdc = 1.69 \text{ KN*m}$$

Mdc	>	Mu	
1.69	>	0.57	Verifica

Estado límite de pandeo local de las barras de diagonales: Vd

Pandeo local de la diagonal comprimida:

Tensión Crítica: (Fcr)

$$K = 1$$

$$L = 18.06 \text{ cm}$$

$$r = d/4 = 0.2 \text{ cm}$$

$$\lambda_c = \left(\frac{K * L}{\pi * r} \right) * \left(\frac{F_y}{E} \right)^{1/2}$$

$$\lambda_c = 1.29$$

$$\delta = 0.451 + 0.245 * \lambda_c + 0.5 * \lambda_c^2$$

$$\delta = 1.59$$

$$\chi = \frac{1}{\delta + \sqrt{(\delta^2 - \lambda_c^2)}}$$

$$\chi = 0.39$$

$$F_{cr} = \chi * F_y$$

$$F_{cr} = 157.98 \text{ Mpa}$$

Resistencia de diseño a corte:

$$\begin{aligned} c &= 0.8 \\ A_D &= 0.50 \text{ cm}^2 \\ \beta &= 15.42 \\ \alpha &= 55.41 \end{aligned}$$

$$V_{dD} = \phi_c * F_{cr} * A_D * 2 * \sin \alpha * \cos \beta (10)^{-1}$$

$$V_{dD} = 10.08 \text{ KN}$$

V_{dD}	>	V_u	Verifica
10.08	>	0.46	

Estado límite de fluencia de barras del cordón traccionado: Md

Resistencia de diseño a flexión:

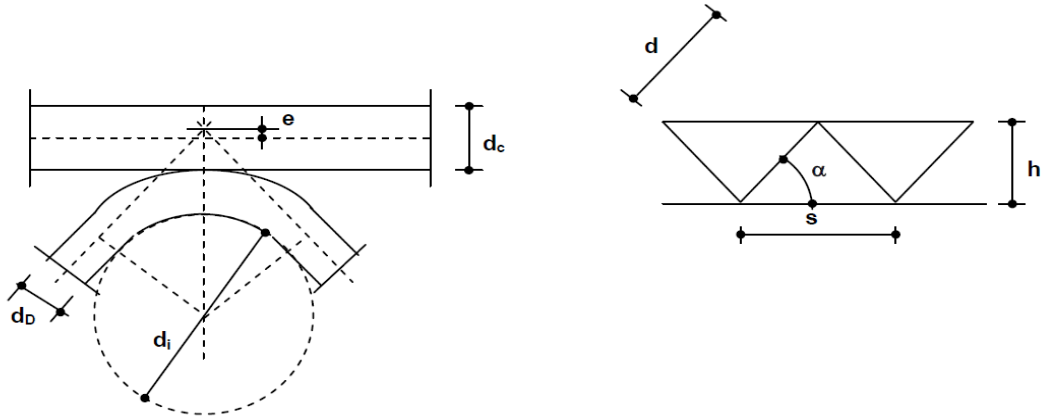
$$\begin{aligned} t &= 0.9 \\ n_2 &= 2 \\ A_{gt1} &= 1.13 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$M_{dt} = \phi_t * h * n_2 * A_{gt1} * F_y * (10)^{-3}$$

$$M_{dt} = 11.81 \text{ KN*m}$$

M_{dt}	>	M_u	Verifica
11.81	>	0.57	

Esfuerzos Secundarios por Excentricidad:



Diámetro interior de doblado: d_i

$$\begin{aligned} d_D &= 0.8 \text{ cm} \\ d_c &= 1 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$d_i \geq 4 * d_D$$

$$d_i = 3.2 \text{ cm}$$

$$d_i = 3.5 \text{ cm}$$

$$e = \frac{(d_i + d_D)}{2 * \cos \alpha} - (0.5 * d_c + d_D + 0.5 * d_i)$$

$$e = 0.74 \text{ cm}$$

El momento flexor secundario en el nudo: M_s

$$M_s = \frac{V_u * s * e}{h} * (10)^{-2}$$

$$M_s = 0.00463 \text{ KN*m}$$

Los momentos flexores resultantes en las barras que concurren al nudo serán:

En el cordón:

$$d = 18.06 \text{ cm}$$

$$M_c = \frac{0.5}{1 + \left(\frac{d_D}{d_c}\right)^4 * \frac{s}{d}} * M_s$$

$$M_c = 0.00159 \text{ KN*m}$$

En la diagonal:

$$M_D = \frac{0.5}{1 + \left(\frac{d_c}{d_D}\right)^4 * \frac{d}{s}} * M_s$$

$$M_d = 0.000722 \text{ KN*m}$$

Barras de sección circular maciza sometidas a fuerza axial de compresión combinada con flexión:

En el cordón:

Fuerza axial requerida a compresión de la barra circular maciza:

$$n_1 = 1$$

$$P_u = \frac{M_u}{n_1 * h} * (10)^2$$

$$P_u = 3.92 \text{ KN}$$

Resistencia de diseño a compresión axial de la barra:

$$\phi_c = 0.8$$

$$P_d = \phi_c * F_{cr} * A_g * (10)^{-1} \quad \text{con } \phi_c = 0.80$$

$$P_d = 11.66 \text{ KN}$$

Se verifica la siguiente relación de interacción:

$$\frac{P_u}{P_d} + 7600 * \frac{M_u}{d^3 * F_y} \leq 1$$

0.367	<	1
--------------	-------------	----------

Verifica

En la diagonal

Fuerza axial requerida a compresión de la barra circular maciza:

$$V_{uD} = \frac{V_u}{2 * \sin \alpha * \cos \beta}$$

$$V_{uD} = 0.57 \text{ KN}$$

Resistencia de diseño a compresión axil de la barra:

$$\phi_c = 0.8$$

$$P_d = \phi_c * F_{cr} * A_g * (10)^{-1} \quad \text{con } \phi_c = 0.80$$

$$P_d = 6.35 \quad \text{KN}$$

Se verifica la siguiente relación de interacción:

$$\frac{P_u}{P_d} + 7600 * \frac{M_u}{d^3 * F_y} \leq 1$$

0.117	<	1	Verifica
--------------	-------------	----------	-----------------

ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Las deformaciones se verifican con las cargas de servicio. Las combinaciones de servicio son:

$$C_s = D + L$$

$$f_{m\acute{a}x} = \frac{5 * q * L^4}{384 * E * I_m} * (10)^{-1}$$

$$f_{m\acute{a}x} = 0.43 \quad \text{cm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{360}$$

f _{máx}	<	f _{adm}	
0.43	<	1.39	Verifica

4.1.5 Hipótesis de Carga 1: (Manipuleo Sección Invertida)

Pandeo local de las barras del cordón comprimido:

Tensión Crítica: (F_{cr})

$$\begin{aligned} K &= 1 \\ L &= 20 \quad \text{cm} \\ r = d/4 &= 0.3 \quad \text{cm} \end{aligned}$$

$$\lambda_c = \left(\frac{K * L}{\pi * r} \right) * \left(\frac{F_y}{E} \right)^{1/2}$$

$$\lambda_c = 0.95$$

$$\delta = 0.451 + 0.245 * \lambda_c + 0.5 * \lambda_c^2$$

$$\delta = 1.13$$

$$\chi = \frac{1}{\delta + \sqrt{(\delta^2 - \lambda_c^2)}}$$

$$\chi = 0.57$$

$$F_{cr} = \chi * F_y$$

$$F_{cr} = 228.02 \quad \text{Mpa}$$

Resistencia de diseño a flexión del cordón comprimido: M_{dc}

$$\begin{aligned} c &= 0.8 \\ n1 &= 2 \\ A_{gc1} &= 1.131 \quad \text{cm}^2 \end{aligned}$$

$$M_{dc} = \phi_c * h * n1 * A_{gc1} * F_{cr} * (10)^{-3}$$

$$M_{dc} = 5.98 \quad \text{KN*m}$$

$$M_{dc} > M_u$$

5.98	>	0.57
-------------	-------------	-------------

Verifica

Estado límite de pandeo local de las barras de diagonales: Vd

Pandeo local de la diagonal comprimida:

Tensión Crítica: (Fcr)

$$\begin{aligned} K &= 1 \\ L &= 18.06 \quad \text{cm} \\ r = d/4 &= 0.2 \quad \text{cm} \end{aligned}$$

$$\lambda_c = \left(\frac{K * L}{\pi * r} \right) * \left(\frac{F_y}{E} \right)^{1/2}$$

$$\lambda_c = 1.29$$

$$\delta = 0.451 + 0.245 * \lambda_c + 0.5 * \lambda_c^2$$

$$\delta = 1.59$$

$$\chi = \frac{1}{\delta + \sqrt{(\delta^2 - \lambda_c^2)}}$$

$$\chi = 0.39$$

$$F_{cr} = \chi * F_y$$

$$F_{cr} = 157.98 \quad \text{Mpa}$$

Resistencia de diseño a corte:

$$\begin{aligned} c &= 0.8 \\ A_D &= 0.50 \quad \text{cm}^2 \\ \beta &= 15.42 \\ \alpha &= 55.41 \end{aligned}$$

$$V_{dD} = \phi_c * F_{cr} * A_D * 2 * \sin \alpha * \cos \beta (10)^{-1}$$

$$V_{dD} = 10.08 \quad \text{KN}$$

V_{dD}	>	V_u	
10.08	>	0.46	Verifica

4.1.6 Hipótesis de Carga 2: (Puesta en Obra)

ESTADOS LÍMITES PARA SOLICITACIONES DE FLEXIÓN Y DE CORTE

Pandeo local de las barras del cordón comprimido:

Tensión Crítica: (F_{cr})

$$\begin{aligned} K &= 1 \\ L &= 20 \quad \text{cm} \\ r = d/4 &= 0.25 \quad \text{cm} \end{aligned}$$

$$\lambda_c = \left(\frac{K * L}{\pi * r} \right) * \left(\frac{F_y}{E} \right)^{1/2}$$

$$\lambda_c = 1.14$$

$$\delta = 0.451 + 0.245 * \lambda_c + 0.5 * \lambda_c^2$$

$$\delta = 1.38$$

$$\chi = \frac{1}{\delta + \sqrt{(\delta^2 - \lambda_c^2)}}$$

$$\chi = 0.46$$

$$F_{cr} = \chi * F_y$$

$$F_{cr} = 185.60 \quad \text{Mpa}$$

Resistencia de diseño a flexión del cordón comprimido: M_{dc}

$$\begin{aligned} \phi_c &= 0.8 \\ n1 &= 1 \\ A_{gc1} &= 0.785 \quad \text{cm}^2 \end{aligned}$$

$$M_{dc} = \phi_c * h * n1 * A_{gc1} * F_{cr} * (10)^{-3}$$

$$M_{dc} = 1.69 \quad \text{KN*m}$$

$$M_{dc} < M_u$$

$$1.69 < 2.52$$

Como no verifica es necesario apuntalar la vigueta

Estado límite de pandeo local de las barras de diagonales: Vd

Pandeo local de la diagonal comprimida:

Tensión Crítica: (Fcr)

$$\begin{aligned} K &= 1 \\ L &= 18.0623919 \quad \text{cm} \\ r = d/4 &= 0.2 \quad \text{cm} \end{aligned}$$

$$\lambda_c = \left(\frac{K * L}{\pi * r} \right) * \left(\frac{F_y}{E} \right)^{1/2}$$

$$\lambda_c = 1.29$$

$$\delta = 0.451 + 0.245 * \lambda_c + 0.5 * \lambda_c^2$$

$$\delta = 1.59$$

$$\chi = \frac{1}{\delta + \sqrt{(\delta^2 - \lambda_c^2)}}$$

$$\chi = 0.39$$

$$F_{cr} = \chi * F_y$$

$$F_{cr} = 157.98 \quad \text{Mpa}$$

Resistencia de diseño a corte:

$$\begin{aligned} \phi_c &= 0.8 \\ A_D &= 0.50 \quad \text{cm}^2 \\ \beta &= 15.42 \\ \alpha &= 55.41 \end{aligned}$$

$$V_{dD} = \phi_c * F_{cr} * A_D * 2 * \sin \alpha * \cos \beta (10)^{-1}$$

$$V_{dD} = 10.08 \quad \text{KN}$$

V_{dD}	>	V_u	Verifica
10.08	>	2.02	

Estado límite de fluencia de barras del cordón traccionado: Md

Resistencia de diseño a flexión:

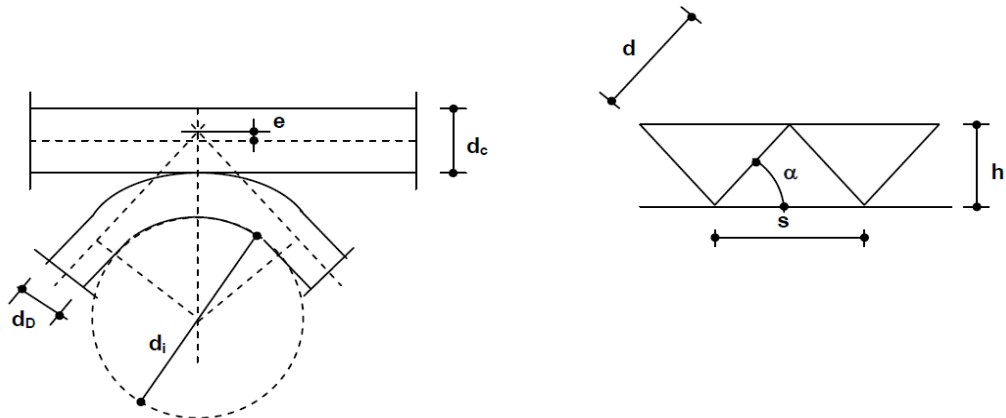
$$\begin{aligned}\phi_t &= 0.9 \\ n2 &= 2 \\ A_{gt1} &= 1.13 \quad \text{cm}^2\end{aligned}$$

$$M_{dt} = \phi_t * h * n2 * A_{gt1} * Fy * (10)^{-3}$$

$$M_{dt} = 11.81 \quad \text{KN*m}$$

Mdt	>	Mu	
11.81	>	2.52	Verifica

Esfuerzos Secundarios por Excentricidad:



Diámetro interior de doblado: di

$$\begin{aligned}d_D &= 0.8 \quad \text{cm} \\ d_c &= 1 \quad \text{cm}\end{aligned}$$

$$d_i \geq 4 * d_D$$

$$\begin{aligned}d_i &= 3.2 \quad \text{cm} \\ d_i &= 3.5 \quad \text{cm}\end{aligned}$$

$$e = \frac{(d_i + d_D)}{2 * \cos \alpha} - (0.5 * d_c + d_D + 0.5 * d_i)$$

$$e = 0.74 \quad \text{cm}$$

El momento flexor secundario en el nudo: M_s

$$M_s = \frac{V_u * s * e}{h} * (10)^{-2}$$

$$M_s = 0.02053 \quad \text{KN*m}$$

Los momentos flexores resultantes en las barras que concurren al nudo serán:

En el cordón:

$$d = 18.06 \quad \text{cm}$$

$$M_c = \frac{0.5}{1 + \left(\frac{d_p}{d_c}\right)^4 * \frac{s}{d}} * M_s$$

$$M_c = 0.00706 \quad \text{KN*m}$$

En la diagonal:

$$M_D = \frac{0.5}{1 + \left(\frac{d_c}{d_D}\right)^4 * \frac{d}{s}} * M_s$$

$$M_d = 0.003204 \quad \text{KN*m}$$

Barras de sección circular maciza sometidas a fuerza axial de compresión combinada con flexión:

En el cordón:

Fuerza axial requerida a compresión de la barra circular maciza:

$$n_1 = 1$$

$$P_u = \frac{M_u}{n_1 * h} * (10)^2$$

$$P_u = 17.41 \quad \text{KN}$$

Resistencia de diseño a compresión axial de la barra:

$$\phi_c = 0.8$$

$$P_d = \phi_c * F_{cr} * A_g * (10)^{-1} \quad \text{con } \phi_c = 0.80$$

$$P_d = 11.66 \quad \text{KN}$$

Se verifica la siguiente relación de interacción:

$$\frac{P_u}{P_d} + 7600 * \frac{M_u}{d^3 * Fy} \leq 1$$

1.627	>	1
-------	---	---

Como no verifica es necesario apuntalar la vigueta

En la diagonal

Fuerza axil requerida a compresión de la barra circular maciza:

$$V_{uD} = \frac{Vu}{2 * \sin \alpha * \cos \beta}$$

$V_{uD} =$ 2.55 KN

Resistencia de diseño a compresión axil de la barra:

$\phi_c =$ 0.8

$$P_d = \phi_c * Fcr * A_g * (10)^{-1} \quad \text{con } \phi_c = 0.80$$

$P_d =$ 6.35 KN

Se verifica la siguiente relación de interacción:

$$\frac{P_u}{P_d} + 7600 * \frac{M_u}{d^3 * Fy} \leq 1$$

0.520	<	1
-------	---	---

Verifica

ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Las deformaciones se verifican con las cargas de servicio. Las combinaciones de servicio aplicables son:

D =	0.150	KN/m	Cs =	D + L	
L =	0.3924	KN/m	Cs =	0.543	KN*m

$$f_{m\acute{a}x} = \frac{5 * q * L^4}{384 * E * Im} * (10)^{-1}$$

$f_{m\acute{a}x} =$ 1.80 cm

$$f_{adm} = \frac{L}{360}$$

$f_{m\acute{a}x}$	>	f_{adm}
1.80	>	1.39

Como no verifica es necesario apuntalar la vigueta

VIGUETA APUNTALADA A L/2

ESTADOS LÍMITES PARA SOLICITACIONES DE FLEXIÓN Y DE CORTE

Pandeo local de las barras del cordón comprimido:

Tensión Crítica: (Fcr)

$$\begin{aligned} K &= 1 \\ L &= 20 \quad \text{cm} \\ r = d/4 &= 0.25 \quad \text{cm} \end{aligned}$$

$$\lambda_c = \left(\frac{K * L}{\pi * r} \right) * \left(\frac{F_y}{E} \right)^{1/2}$$

$$\lambda_c = 1.14$$

$$\delta = 0.451 + 0.245 * \lambda_c + 0.5 * \lambda_c^2$$

$$\delta = 1.38$$

$$\chi = \frac{1}{\delta + \sqrt{(\delta^2 - \lambda_c^2)}}$$

$$\chi = 0.46$$

$$F_{cr} = \chi * F_y$$

$$F_{cr} = 185.60 \quad \text{Mpa}$$

Resistencia de diseño a flexión del cordón comprimido: Mdc

$$\begin{aligned} \phi_c &= 0.8 \\ n1 &= 1 \\ A_{gc1} &= 0.785 \quad \text{cm}^2 \end{aligned}$$

$$M_{dc} = \phi_c * h * n1 * A_{gc1} * F_{cr} * (10)^{-3}$$

$$M_{dc} = 1.69 \quad \text{KN*m}$$

$$M_{dc} > M_u$$

1.69	>	0.36	Verifica
------	---	------	----------

Estado límite de pandeo local de las barras de diagonales: Vd

Pandeo local de la diagonal comprimida:

Tensión Crítica: (Fcr)

$$\begin{aligned} K &= 1 \\ L &= 18.06 \text{ cm} \\ r = d/4 &= 0.2 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\lambda_c = \left(\frac{K * L}{\pi * r} \right) * \left(\frac{F_y}{E} \right)^{1/2}$$

$$\lambda_c = 1.29$$

$$\delta = 0.451 + 0.245 * \lambda_c + 0.5 * \lambda_c^2$$

$$\delta = 1.59$$

$$\chi = \frac{1}{\delta + \sqrt{(\delta^2 - \lambda_c^2)}}$$

$$\chi = 0.39$$

$$F_{cr} = \chi * F_y$$

$$F_{cr} = 157.98 \text{ Mpa}$$

Resistencia de diseño a corte:

$$\begin{aligned} \phi_c &= 0.8 \\ A_D &= 0.50 \text{ cm}^2 \\ \beta &= 15.42 \\ \alpha &= 55.41 \end{aligned}$$

$$V_{dD} = \phi_c * F_{cr} * A_D * 2 * \sin \alpha * \cos \beta (10)^{-1}$$

$$V_{dD} = 10.08 \text{ KN}$$

V_{dD}	>	V_u	
10.08	>	1.26	Verifica

Estado límite de fluencia de barras del cordón traccionado: Md
Resistencia de diseño a flexión:

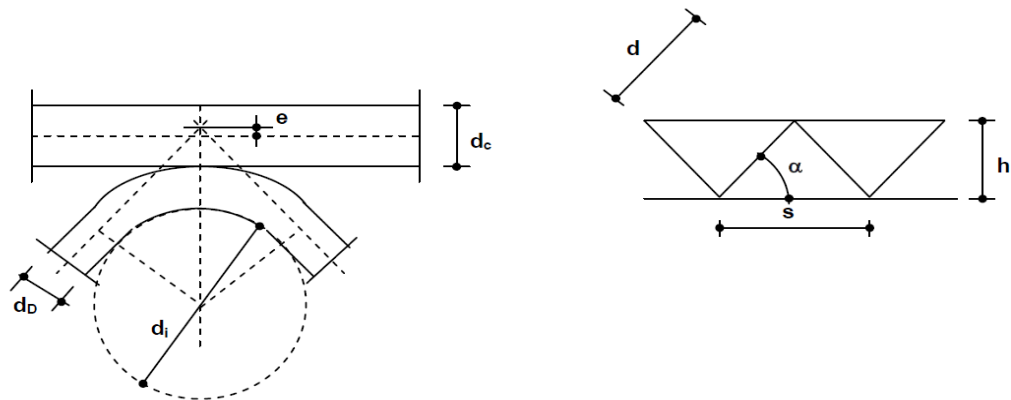
$$\begin{aligned}\phi_t &= 0.9 \\ n2 &= 2 \\ A_{gt1} &= 1.13 \quad \text{cm}^2\end{aligned}$$

$$M_{dt} = \phi_t * h * n2 * A_{gt1} * Fy * (10)^{-3}$$

$$M_{dt} = 11.81 \quad \text{KN*m}$$

Mdt	>	Mu	
11.81	>	0.36	Verifica

Esfuerzos Secundarios por Excentricidad:



Diámetro interior de doblado: di

$$\begin{aligned}d_D &= 0.8 \quad \text{cm} & di &\geq 4 * d_D \\ dc &= 1 \quad \text{cm} \\ di &= 3.2 \quad \text{cm} \\ di &= 3.5 \quad \text{cm}\end{aligned}$$

$$e = \frac{(d_i + d_D)}{2 * \cos \alpha} - (0.5 * d_c + d_D + 0.5 * d_i)$$

$$e = 0.74 \quad \text{cm}$$

El momento flexor secundario en el nudo: M_s

$$M_s = \frac{V_u * s * e}{h} * (10)^{-2}$$

$$M_s = 0.01283 \quad \text{KN*m}$$

Los momentos flexores resultantes en las barras que concurren al nudo serán:

En el cordón:

$$d = 18.06 \quad \text{cm}$$

$$M_c = \frac{0.5}{1 + \left(\frac{d_D}{d_c}\right)^4 * \frac{s}{d}} * M_s$$

$$M_c = 0.00441 \quad \text{KN*m}$$

En la diagonal:

$$M_D = \frac{0.5}{1 + \left(\frac{d_c}{d_D}\right)^4 * \frac{d}{s}} * M_s$$

$$M_d = 0.002002 \quad \text{KN*m}$$

Barras de sección circular maciza sometidas a fuerza axial de compresión combinada con flexión:

En el cordón:

Fuerza axial requerida a compresión de la barra circular maciza:

$$n_1 = 1$$

$$P_u = \frac{M_u}{n_1 * h} * (10)^2$$

$$P_u = 2.45 \quad \text{KN}$$

Resistencia de diseño a compresión axial de la barra:

$$\phi_c = 0.8$$

$$P_d = \phi_c * F_{cr} * A_g * (10)^{-1} \quad \text{con } \phi_c = 0.80$$

$$P_d = 11.66 \quad \text{KN}$$

Se verifica la siguiente relación de interacción:

$$\frac{P_u}{P_d} + 7600 * \frac{M_u}{d^3 * Fy} \leq 1$$

0.294	<	1	Verifica
--------------	-------------	----------	-----------------

En la diagonal

Fuerza axil requerida a compresión de la barra circular maciza:

$$V_{uD} = \frac{Vu}{2 * \sin \alpha * \cos \beta}$$

$$V_{uD} = 1.59 \quad \text{KN}$$

Resistencia de diseño a compresión axil de la barra:

$$\phi_c = 0.8$$

$$P_d = \phi_c * Fcr * A_g * (10)^{-1} \quad \text{con } \phi_c = 0.80$$

$$P_d = 6.35 \quad \text{KN}$$

Se verifica la siguiente relación de interacción:

$$\frac{P_u}{P_d} + 7600 * \frac{M_u}{d^3 * Fy} \leq 1$$

0.325	<	1	Verifica
--------------	-------------	----------	-----------------

VERIFICACIÓN SOLICITADA A MOMENTO NEGATIVO: (En B)

$$M_B^- = -0.63 \quad \text{KN*m}$$

ESTADOS LÍMITES PARA SOLICITACIONES DE FLEXIÓN Y DE CORTE

Pandeo local de las barras del cordón comprimido:

Tensión Crítica: (F_{cr})

$$\begin{aligned} K &= 1 \\ L &= 20 \quad \text{cm} \\ r = d/4 &= 0.3 \quad \text{cm} \end{aligned}$$

$$\lambda_c = \left(\frac{K * L}{\pi * r} \right) * \left(\frac{F_y}{E} \right)^{1/2}$$

$$\lambda_c = 0.95$$

$$\delta = 0.451 + 0.245 * \lambda_c + 0.5 * \lambda_c^2$$

$$\delta = 1.13$$

$$\chi = \frac{1}{\delta + \sqrt{(\delta^2 - \lambda_c^2)}}$$

$$\chi = 0.57$$

$$F_{cr} = \chi * F_y$$

$$F_{cr} = 228.02 \quad \text{Mpa}$$

Resistencia de diseño a flexión del cordón comprimido: M_{dc}

$$\begin{aligned} \phi_c &= 0.8 \\ n1 &= 2 \\ A_{gc1} &= 1.131 \quad \text{cm}^2 \end{aligned}$$

$$M_{dc} = \phi_c * h * n1 * A_{gc1} * F_{cr} * (10)^{-3}$$

$$M_{dc} = 5.98 \quad \text{KN*m}$$

$$M_{dc} > M_u$$

5.98	>	0.63	Verifica
------	---	------	----------

Estado límite de fluencia de barras del cordón traccionado: Md
Resistencia de diseño a flexión:

$$\begin{aligned}\phi_t &= 0.9 \\ n2 &= 1 \\ A_{gt1} &= 0.79 \quad \text{cm}^2\end{aligned}$$

$$M_{dt} = \phi_t * h * n2 * A_{gt1} * Fy * (10)^{-3}$$

$$M_{dt} = 4.10 \quad \text{KN*m}$$

Mdt	>	Mu	Verifica
4.10	>	0.63	

ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Las deformaciones se verifican con las cargas de servicio. Las combinaciones de servicio aplicables son:

$$\begin{aligned}D &= 0.150 \quad \text{KN/m} & Cs &= D + L \\ L &= 0.3924 \quad \text{KN/m} & Cs &= 0.543 \quad \text{KN/m}\end{aligned}$$

Para la determinar la flecha instantanea se realizará la integración de las siguientes ecuaciones:

Ecuación del esfuerzo cortante:

$$V_x = R_{AB} - q * x$$

Integrando la anterior ecuación se tiene el momento flector en función de x:

$$Mx = R_{AB} * x - \frac{w * x^2}{2}$$

Integrando la anterior ecuación se tiene la deformación angular en función de x:

$$Qx = \frac{R_{AB} * x^2}{2} - \frac{w * x^3}{6} + C$$

Integrando la anterior ecuación se tiene la deformación vertical en función x:

$$f_x = \frac{R_{AB} * x^3}{6} - \frac{w * x^4}{24} + C * x + C1$$

$$R_{AB} = 0.509 \quad \text{KN}$$

$$\text{para } x = 0 \quad f = 0 \quad \therefore$$

$$C1 = 0$$

$$C = \frac{w * l^3}{48}$$

$$\text{para } x = L/2 = 1$$

$$f = 0 \quad \therefore$$

$$C = -1766.04818$$

para $f_{\max}$

$$x = \frac{3}{8} * l$$

$x = 93.75 \text{ cm}$

reemplazando en f_x :

$f_{\max} = 0.0462350 \text{ cm}$

$$f_{adm} = \frac{L}{360}$$

$f_{\max}$	<	f_{adm}
0.05	<	1.39

Verifica

Verificación a tracción del tacón de hormigón de la vigueta.

$h_t = 5 \text{ cm}$
 $t = 1.2 \text{ cm}$

$$A_t = (h_t - t) * 100 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$A_t = 380 \text{ cm}^2$

Esfuerzo a tracción mínimo en el hormigón: (Módulo de rotura f_r)

$f_c = 25 \text{ Mpa}$

$$f_r = 0.625 * \sqrt{f_c}$$

$f_t = 3.13 \text{ Mpa}$

Resistencia a tracción nominal: (Para 1 m de L)

$$P_n = f_t * A_t * (10)^{-1}$$

$P_n = 118.75 \text{ KN/m}$

$\phi = 0.9$

$P_d = 106.88 \text{ KN/m}$

Carga solicitante mayorada:

$\beta = 15.42$

$$U_t = U * \tan \beta$$

$U_t = 0.81 \text{ KN/m}$

P_d	>	U_t	
106.88	>	0.81	Verifica

4.1.7 Hipótesis de Carga 3 (Hormigón Fresco)

ESTADOS LÍMITES PARA SOLICITACIONES DE FLEXIÓN Y DE CORTE

Pandeo local de las barras del cordón comprimido:

Tensión Crítica: (Fcr)

$$\begin{aligned} K &= 1 \\ L &= 20 \quad \text{cm} \\ r = d/4 &= 0.25 \quad \text{cm} \end{aligned}$$

$$\lambda_c = \left(\frac{K * L}{\pi * r} \right) * \left(\frac{F_y}{E} \right)^{1/2}$$

$$\lambda_c = 1.14$$

$$\delta = 0.451 + 0.245 * \lambda_c + 0.5 * \lambda_c^2$$

$$\delta = 1.38$$

$$\chi = \frac{1}{\delta + \sqrt{(\delta^2 - \lambda_c^2)}}$$

$$\chi = 0.46$$

$$F_{cr} = \chi * F_y$$

$$F_{cr} = 185.60 \quad \text{Mpa}$$

Resistencia de diseño a flexión del cordón comprimido: Mdc

$$\begin{aligned} \phi_c &= 0.8 \\ n1 &= 1 \\ A_{gc1} &= 0.785 \quad \text{cm}^2 \end{aligned}$$

$$Mdc = \phi_c * h * n1 * A_{gc1} * F_{cr} * (10)^{-3}$$

$$Mdc = 1.69 \quad \text{KN*m}$$

$$Mdc < Mu$$

$$1.69 < 5.15$$

Como no verifica es necesario apuntalar la viga

VIGUETA APUNTALADA A L/2

ESTADOS LÍMITES PARA SOLICITACIONES DE FLEXIÓN Y DE CORTE

Pandeo local de las barras del cordón comprimido:

Tensión Crítica: (Fcr)

$$\begin{aligned} K &= 1 \\ L &= 20 \quad \text{cm} \\ r = d/4 &= 0.25 \quad \text{cm} \end{aligned}$$

$$\lambda_c = \left(\frac{K * L}{\pi * r} \right) * \left(\frac{F_y}{E} \right)^{1/2}$$

$$\lambda_c = 1.14$$

$$\delta = 0.451 + 0.245 * \lambda_c + 0.5 * \lambda_c^2$$

$$\delta = 1.38$$

$$\chi = \frac{1}{\delta + \sqrt{(\delta^2 - \lambda_c^2)}}$$

$$\chi = 0.46$$

$$F_{cr} = \chi * F_y$$

$$F_{cr} = 185.60 \quad \text{Mpa}$$

Resistencia de diseño a flexión del cordón comprimido: Mdc

$$\begin{aligned} \phi_c &= 0.8 \\ n1 &= 1 \\ A_{gc1} &= 0.785 \quad \text{cm}^2 \end{aligned}$$

$$Mdc = \phi_c * h * n1 * A_{gc1} * F_{cr} * (10)^{-3}$$

$$Mdc = 1.69 \quad \text{KN*m}$$

$$Mdc > Mu$$

1.69	>	0.72
------	---	------

 Verifica

Estado límite de pandeo local de las barras de diagonales: Vd

Pandeo local de la diagonal comprimida:

Tensión Crítica: (Fcr)

$$\begin{aligned} K &= 1 \\ L &= 18.06 \text{ cm} \\ r = d/4 &= 0.2 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\lambda_c = \left(\frac{K * L}{\pi * r} \right) * \left(\frac{F_y}{E} \right)^{1/2}$$

$$\lambda_c = 1.29$$

$$\delta = 0.451 + 0.245 * \lambda_c + 0.5 * \lambda_c^2$$

$$\delta = 1.59$$

$$\chi = \frac{1}{\delta + \sqrt{(\delta^2 - \lambda_c^2)}}$$

$$\chi = 0.39$$

$$F_{cr} = \chi * F_y$$

$$F_{cr} = 157.98 \text{ Mpa}$$

Resistencia de diseño a corte:

$$\begin{aligned} \phi_c &= 0.8 \\ A_D &= 0.50 \text{ cm}^2 \\ \beta &= 15.42 \\ \alpha &= 55.41 \end{aligned}$$

$$V_{dD} = \phi_c * F_{cr} * A_D * 2 * \sin \alpha * \cos \beta (10)^{-1}$$

$$V_{dD} = 10.08 \text{ KN}$$

V_{dD}	>	V_u	
10.08	>	2.57	Verifica

Estado límite de fluencia de barras del cordón traccionado: Md
Resistencia de diseño a flexión:

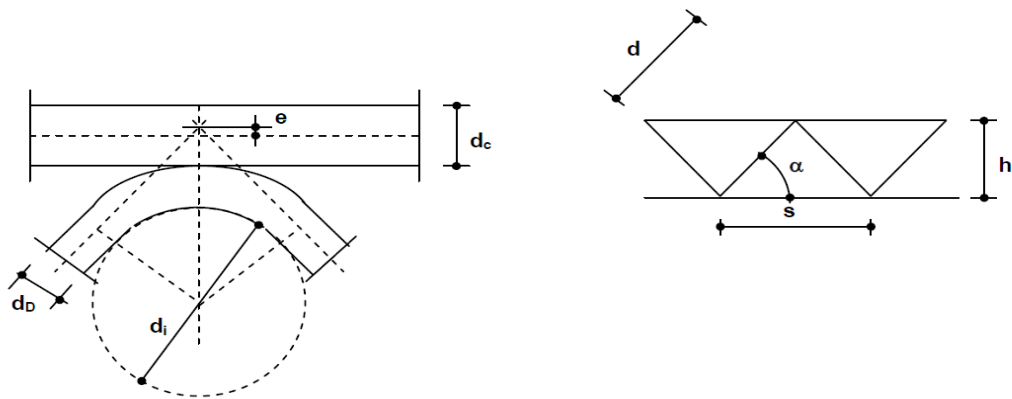
$$\begin{aligned}\phi_t &= 0.9 \\ n2 &= 2 \\ A_{gt1} &= 1.13 \quad \text{cm}^2\end{aligned}$$

$$M_{dt} = \phi_t * h * n2 * A_{gt1} * Fy * (10)^{-3}$$

$$M_{dt} = 11.81 \quad \text{KN*m}$$

Mdt	>	Mu	
11.81	>	0.72	Verifica

Esfuerzos Secundarios por Excentricidad:



Diámetro interior de doblado: di

$$\begin{aligned}d_D &= 0.8 \quad \text{cm} & di &\geq 4 * d_D \\ d_c &= 1 \quad \text{cm} \\ di &= 3.2 \quad \text{cm} \\ di &= 3.5 \quad \text{cm}\end{aligned}$$

$$e = \frac{(d_i + d_D)}{2 * \cos \alpha} - (0.5 * d_c + d_D + 0.5 * d_i)$$

$$e = 0.74 \quad \text{cm}$$

El momento flexor secundario en el nudo: M_s

$$M_s = \frac{V_u * s * e}{h} * (10)^{-2}$$

$$M_s = 0.02615 \text{ KN*m}$$

Los momentos flexores resultantes en las barras que concurren al nudo serán:

En el cordón:

$$d = 18.06 \text{ cm}$$

$$M_c = \frac{0.5}{1 + \left(\frac{d_p}{d_c}\right)^4 * \frac{s}{d}} * M_s$$

$$M_c = 0.00900 \text{ KN*m}$$

En la diagonal:

$$M_D = \frac{0.5}{1 + \left(\frac{d_c}{d_D}\right)^4 * \frac{d}{s}} * M_s$$

$$M_d = 0.004080 \text{ KN*m}$$

Barras de sección circular maciza sometidas a fuerza axial de compresión combinada con flexión:

En el cordón:

Fuerza axial requerida a compresión de la barra circular maciza:

$$n_1 = 1$$

$$P_u = \frac{M_u}{n_1 * h} * (10)^2$$

$$P_u = 4.99 \text{ KN}$$

Resistencia de diseño a compresión axial de la barra:

$$\phi_c = 0.8$$

$$P_d = \phi_c * F_{cr} * A_g * (10)^{-1} \quad \text{con } \phi_c = 0.80$$

$$P_d = 11.66 \text{ KN}$$

Se verifica la siguiente relación de interacción:

$$\frac{P_u}{P_d} + 7600 * \frac{M_u}{d^3 * Fy} \leq 1$$

0.599	<	1	Verifica
--------------	-------------	----------	-----------------

En la diagonal

Fuerza axil requerida a compresión de la barra circular maciza:

$$V_{uD} = \frac{Vu}{2 * \sin \alpha * \cos \beta}$$

$$V_{uD} = 3.24 \text{ KN}$$

Resistencia de diseño a compresión axil de la barra:

$$\phi_c = 0.8$$

$$P_d = \phi_c * Fcr * A_g * (10)^{-1} \quad \text{con } \phi_c = 0.80$$

$$P_d = 6.35 \text{ KN}$$

Se verifica la siguiente relación de interacción:

$$\frac{P_u}{P_d} + 7600 * \frac{M_u}{d^3 * Fy} \leq 1$$

0.662	<	1	Verifica
--------------	-------------	----------	-----------------

VERIFICACIÓN SOLICITADA A MOMENTO NEGATIVO: (En B)

$$M_B^- = -1.29 \text{ KN*m}$$

ESTADOS LÍMITES PARA SOLICITACIONES DE FLEXIÓN Y DE CORTE

Pandeo local de las barras del cordón comprimido:

Tensión Crítica: (F_{cr})

$$\begin{aligned} K &= 1 \\ L &= 20 \quad \text{cm} \\ r = d/4 &= 0.3 \quad \text{cm} \end{aligned}$$

$$\lambda_c = \left(\frac{K * L}{\pi * r} \right) * \left(\frac{F_y}{E} \right)^{1/2}$$

$$\lambda_c = 0.95$$

$$\delta = 0.451 + 0.245 * \lambda_c + 0.5 * \lambda_c^2$$

$$\delta = 1.13$$

$$\chi = \frac{1}{\delta + \sqrt{(\delta^2 - \lambda_c^2)}}$$

$$\chi = 0.57$$

$$F_{cr} = \chi * F_y$$

$$F_{cr} = 228.02 \quad \text{Mpa}$$

Resistencia de diseño a flexión del cordón comprimido: M_{dc}

$$\phi_c = 0.8$$

$$n_1 = 2$$

$$A_{gc1} = 1.131 \quad \text{cm}^2$$

$$M_{dc} = \phi_c * h * n_1 * A_{gc1} * F_{cr} * (10)^{-3}$$

$$M_{dc} = 5.98 \quad \text{KN*m}$$

$$M_{dc} > M_u$$

5.98	>	1.29
------	---	------

 Verifica

Estado límite de fluencia de barras del cordón traccionado: Md

Resistencia de diseño a flexión:

$$\begin{aligned}\phi_t &= 0.9 \\ n2 &= 1 \\ A_{gt1} &= 0.79 \quad \text{cm}^2\end{aligned}$$

$$M_{dt} = \phi_t * h * n2 * A_{gt1} * Fy * (10)^{-3}$$

$$M_{dt} = 4.10 \quad \text{KN*m}$$

Mdt	>	Mu	
4.10	>	1.29	Verifica

ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Las deformaciones se verifican con las cargas de servicio. Las combinaciones de servicio aplicables son:

$$\begin{aligned}D &= 0.150 \quad \text{KN/m} & C_s &= D + L \\ L &= 0.9165 \quad \text{KN/m} & C_s &= 1.067 \quad \text{KN/m}\end{aligned}$$

Para determinar la flecha instantánea se realizará la integración de las siguientes ecuaciones:

Ecuación del esfuerzo cortante:

$$V_x = R_{AB} - q * x$$

Integrando la anterior ecuación se tiene el momento flector en función de x:

$$M_x = R_{AB} * x - \frac{w * x^2}{2}$$

Integrando la anterior ecuación se tiene la deformación angular en función de x:

$$Q_x = \frac{R_{AB} * x^2}{2} - \frac{w * x^3}{6} + C$$

Integrando la anterior ecuación se tiene la deformación vertical en función x:

$$f_x = \frac{R_{AB} * x^3}{6} - \frac{w * x^4}{24} + C * x + C1$$

$$R_{AB} = 1.000 \quad \text{KN}$$

$$\text{para } x = 0 \quad f = 0 \quad \therefore$$

$$C1 = 0$$

$$C = \frac{w * l^3}{48}$$

$$\text{para } x = L/2 = 1$$

$$f = 0 \quad \therefore$$

$$C = -3472.10286$$

para $f_{\max}$

$$x = \frac{3}{8} * l$$

$$x = 93.75 \text{ cm}$$

reemplazando en f_x :

$$f_{\max} = 0.0908993 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{360}$$

0.09	<	1.39
-------------	-------------	-------------

 Verifica

Verificación a tracción del tacón de hormigón de la viga.

$$h_t = 5 \text{ cm}$$

$$t = 1.2 \text{ cm}$$

$$A_t = (h_t - t) * 100 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_t = 380 \text{ cm}^2$$

Esfuerzo a tracción mínimo en el hormigón: (Módulo de rotura f_r)

$$f_c = 25 \text{ Mpa}$$

$$f_r = 0.625 * \sqrt{f_c}$$

$$f_t = 3.13 \text{ Mpa}$$

Resistencia a tracción nominal: (Para 1 m de L)

$$P_n = f_t * A_t * (10)^{-1}$$

$$P_n = 118.75 \text{ KN/m}$$

$$\phi = 0.9$$

$$P_d = 106.88 \text{ KN/m}$$

Carga solicitante mayorada:

$$\beta = 15.42$$

$$U_t = U * \tan \beta$$

$$U_t = 1.65 \text{ KN/m}$$

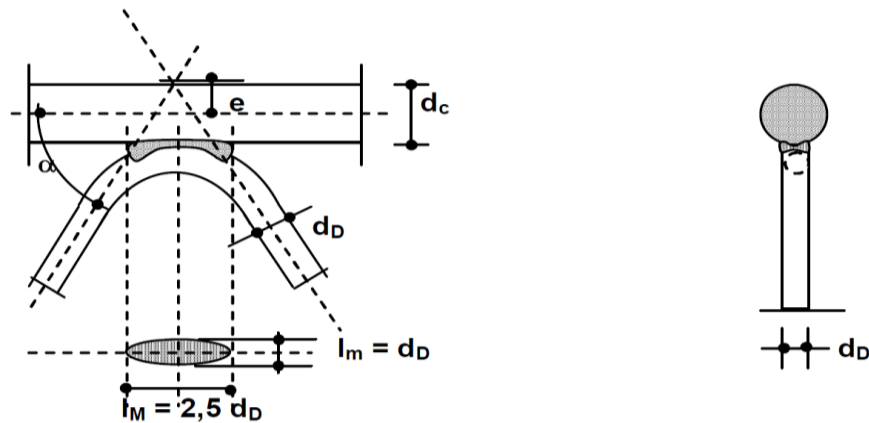
P_d	$>$	U_t	
106.88	>	1.65	Verifica

4.1.8 Cálculo de Uniones

HIPÓTESIS DE CARGA 1

VERIFICACIÓN DE UNIONES SOLDADAS

$$\begin{aligned}\phi &= 0.6 \\ d_D &= 0.8 \quad \text{cm} \\ d_c &= 1 \quad \text{cm} \\ \alpha &= 55.41 \\ e &= 0.74 \quad \text{cm}\end{aligned}$$



La tensión requerida en la soldadura (f_u) debe ser:

$$f_u \leq f_d = \phi * F_w$$

$$f_u \leq f_d = 0.60 * 0.60 * F_{EXX}$$

Tensión de diseño para la soldadura de filete: f_d

Para determinar F_{EXX} se debe determinar el tipo de electrodo revestido:

De tabla B.1.2. (Selección del metal de aporte para barras de sección circular sin requisito de soldabilidad) del Reglamento Argentino para la Soldadura de Estructuras en Acero CIRSOC 304-2007:

Electrodo: E51XX

$$F_{EXX} = 51 \quad \text{ksi}$$

$$F_{EXX} = 351.39 \quad \text{Mpa}$$

$$f_d = 126.50 \quad \text{Mpa}$$

El valor de la tensión requerida en la soldadura se determina con la siguiente ecuación:

Con excentricidad $e > 0$

$$f_{ux} = \frac{10 * V_{ux}}{d_D^2 * \tan \alpha} * \sqrt{0.26 + 0.73 * \left(\frac{d_c + 2 * e}{d_D}\right)^2}$$

Vu: el esfuerzo de corte requerido para la barra armada en dirección normal al eje x-x: (KN)

Vu = 0.46 KN

fux = 13.19 Mpa

fux < fd
13.19 < 126.50 Verifica

HIPÓTESIS DE CARGA 2

VERIFICACIÓN DE UNIONES SOLDADAS

$\phi = 0.6$
 $d_D = 0.8$ cm
 $d_c = 1$ cm
 $\alpha = 55.41$
 $e = 0.74$ cm

La tensión requerida en la soldadura (fu) debe ser:

$$f_u \leq f_d = \phi * F_w$$

$$f_u \leq f_d = 0.60 * 0.60 * F_{EXX}$$

Tensión de diseño para la soldadura de filete: fd

Para determinar F_{EXX} se debe determinar el tipo de electrodo revestido:

De tabla B.1.2. (Selección del metal de aporte para barras de sección circular sin requisito de soldabilidad) del Reglamento Argentino para la Soldadura de Estructuras en Acero CIRSOC 304-2007:

$F_{EXX} = 51$ ksi
 Electrodo: E51XX $F_{EXX} = 351.39$ Mpa
fd = 126.50 Mpa

El valor de la tensión requerida en la soldadura se determina con la siguiente ecuación:

Con excentricidad $e > 0$

$$f_{ux} = \frac{10 * V_{ux}}{d_D^2 * \tan \alpha} * \sqrt{0.26 + 0.73 * \left(\frac{d_c + 2 * e}{d_D}\right)^2}$$

Vu: el esfuerzo de corte requerido para la barra armada en dirección normal al eje x-x: (KN)

Vu = 2.02 KN

fux = 58.57 Mpa

fux	<	fd	
58.57	<	126.50	Verifica

APUNTALADA A L/2:

Vu = 1.26 KN

fux = 36.61 Mpa

fux	<	fd	
36.61	<	126.50	Verifica

HIPÓTESIS DE CARGA 3

VERIFICACIÓN DE UNIONES SOLDADAS

$\phi = 0.6$

$d_D = 0.8$ cm

$d_c = 1$ cm

$\alpha = 55.41$

$e = 0.74$ cm

La tensión requerida en la soldadura (f_u) debe ser:

$$f_u \leq f_d = \phi * F_w$$

$$f_u \leq f_d = 0.60 * 0.60 * F_{EXX}$$

Tensión de diseño para la soldadura de filete: f_d

Para determinar F_{EXX} se debe determinar el tipo de electrodo revestido:

De tabla B.1.2. (Selección del metal de aporte para barras de sección circular sin requisito de soldabilidad) del Reglamento Argentino para la Soldadura de Estructuras en Acero CIRSOC 304-2007:

Electrodo: E51XX

$$F_{EXX} = 51 \quad \text{ksi}$$

$$F_{EXX} = 351.39 \quad \text{Mpa}$$

$$f_d = 126.50 \quad \text{Mpa}$$

El valor de la tensión requerida en la soldadura se determina con la siguiente ecuación:

Con excentricidad $e > 0$

$$f_{ux} = \frac{10 * V_{ux}}{d_D^2 * \tan \alpha} * \sqrt{0.26 + 0.73 * \left(\frac{d_c + 2 * e}{d_D} \right)^2}$$

V_u : el esfuerzo de corte requerido para la barra armada en dirección normal al eje x-x: (KN)

$$V_u = 4.12 \quad \text{KN}$$

$$f_{ux} = 119.36 \quad \text{Mpa}$$

$$\begin{array}{ccc} f_{ux} & < & f_d \\ 119.36 & < & 126.50 \end{array} \quad \text{Verifica}$$

APUNTALADA A L/2:

$$V_u = 2.57 \quad \text{KN}$$

$$f_{ux} = 74.60 \quad \text{Mpa}$$

$$\begin{array}{ccc} f_{ux} & < & f_d \\ 74.60 & < & 126.50 \end{array} \quad \text{Verifica}$$

Verificación de soldaduras para diferentes luces:

Tabla 19. Verificación de Soldaduras: Hipótesis de Carga 1

L	Vu	Electrodo	FEXX	fd	fu	Verificación
240	0.2184	E51XX	351.39	126.5004	15.174748	Bien
270	0.2457	E51XX	351.39	126.5004	7.12468268	Bien
280	0.2548	E51XX	351.39	126.5004	7.38855982	Bien
330	0.3003	E51XX	351.39	126.5004	8.7079455	Bien
450	0.4095	E51XX	351.39	126.5004	11.8744711	Bien
550	0.5005	E51XX	351.39	126.5004	14.5132425	Bien
670	0.6097	E51XX	351.39	126.5004	17.6797681	Bien

Tabla 20. Verificación de Soldaduras: Hipótesis de Carga 2

L	Vu	Electrodo	FEXX	fd	fu	Verificación
240	1.7857872	E51XX	351.39	126.5004	124.079079	Bien
270	1.8128106	E51XX	351.39	126.5004	52.5669528	Bien
280	1.8218184	E51XX	351.39	126.5004	52.8281563	Bien
330	1.8668574	E51XX	351.39	126.5004	54.1341742	Bien
450	1.974951	E51XX	351.39	126.5004	57.268617	Bien
550	2.065029	E51XX	351.39	126.5004	59.8806527	Bien
670	2.1731226	E51XX	351.39	126.5004	63.0150955	Bien

Tabla 21. Verificación de Soldaduras: Hipótesis de Carga 2 (Apuntalada a L/2)

L	Vu	Electrodo	FEXX	fd	fu	Verificación
240	1.116117	E51XX	351.39	126.5004	77.5494241	Bien
270	1.13300663	E51XX	351.39	126.5004	32.8543455	Bien
280	1.1386365	E51XX	351.39	126.5004	33.0175977	Bien
330	1.16678588	E51XX	351.39	126.5004	33.8338589	Bien
450	1.23434438	E51XX	351.39	126.5004	35.7928856	Bien
550	1.29064313	E51XX	351.39	126.5004	37.4254079	Bien
670	1.35820163	E51XX	351.39	126.5004	39.3844347	Bien

Tabla 22. Verificación de Soldaduras: Hipótesis de Carga 3

L	Vu	Electrodo	FEXX	fd	fu	Verificación
240	1.9758672	E51XX	351.39	126.5004	137.286112	
270	2.2228506	E51XX	351.39	126.5004	64.4570825	Bien
280	2.3051784	E51XX	351.39	126.5004	66.8443819	Bien
330	2.7168174	E51XX	351.39	126.5004	78.7808787	Bien
450	3.704751	E51XX	351.39	126.5004	107.428471	Bien
550	4.528029	E51XX	351.39	126.5004	131.301464	Error
670	5.5159626	E51XX	351.39	126.5004	159.949057	Error

Tabla 23. Verificación de Soldaduras: Hipótesis de Carga 3 (Apuntalada a L/2)

L	Vu	Electrodo	FEXX	fd	fu	Verificación
240	1.234917	E51XX	351.39	126.5004	85.80382	Bien
270	1.38928163	E51XX	351.39	126.5004	40.2856766	Bien
280	1.4407365	E51XX	351.39	126.5004	41.7777387	Bien
330	1.69801088	E51XX	351.39	126.5004	49.2380492	Bien
450	2.31546938	E51XX	351.39	126.5004	67.1427943	Bien
550	2.83001813	E51XX	351.39	126.5004	82.0634153	Bien
670	3.44747663	E51XX	351.39	126.5004	99.9681604	Bien

Se realizó el cálculo para diferentes luces y a continuación se muestra la luz máxima que resiste cada sección:
Los diámetros de la armadura se designan de la siguiente manera:

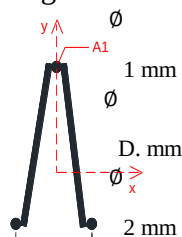


Tabla 24. Planilla de verificación de la vigueta para diferentes luces. (Hipótesis de Carga 1)

Sección	Luz máx	Estados límites últimos para Flexión y Corte					Flexo comp. < 1		E. L. Serv.		Verif.
1, D, 2	L	Vu	Mu	Mdc	V _{dd}	Mdt	Cordón	Diagonal	f _{máx}	f _{adm} <L/250	
6,6,6	200	0.182	0.091	0.281422	3.651009	2.95184	0.373701	0.155442	0.034343	0.8	Bien
6,6,6	220	0.2002	0.11011	0.281422	3.651009	2.95184	0.44664	0.170986	0.050238	0.88	Bien
6,6,6	240	0.2184	0.13104	0.281422	3.651009	2.95184	0.526047	0.18653	0.071104	0.96	Bien
6,8,6	260	0.2366	0.15379	0.281422	10.08266	2.95184	0.576364	0.09106	0.097756	1.04	Bien
6,8,6	280	0.2548	0.17836	0.281422	10.08266	2.95184	0.66597	0.098064	0.131456	1.12	Bien
8,8,6	300	0.273	0.20475	0.794474	10.08266	2.95184	0.285469	0.08488	0.122749	1.2	Bien
8,8,6	330	0.3003	0.247748	0.794474	10.08266	2.95184	0.342364	0.093368	0.179661	1.32	Bien
8,8,8	350	0.3185	0.278688	0.794474	10.08266	5.247716	0.383159	0.099027	0.180564	1.4	Bien
8,8,8	400	0.364	0.364	0.794474	10.08266	5.247716	0.495166	0.113174	0.307914	1.6	Bien
8,8,8	430	0.3913	0.420648	0.794474	10.08266	5.247716	0.569243	0.121662	0.41114	1.72	Bien
8,8,8	450	0.4095	0.460688	0.794474	10.08266	5.247716	0.621491	0.127321	0.493088	1.8	Bien
10,8,8	480	0.4368	0.52416	1.690938	10.08266	5.247716	0.339002	0.112351	0.4852	1.92	Bien
10,8,8	500	0.455	0.56875	1.690938	10.08266	5.247716	0.366581	0.117032	0.571211	2	Bien
10,8,8	530	0.4823	0.639048	1.690938	10.08266	5.247716	0.409968	0.124054	0.721056	2.12	Bien
10,8,8	550	0.5005	0.688188	1.690938	10.08266	5.247716	0.440238	0.128735	0.836154	2.2	Bien
10,8,10	600	0.546	0.819	1.690938	10.08266	8.199557	0.520622	0.140438	0.997255	2.4	Bien
10,8,10	650	0.5915	0.961188	1.690938	10.08266	8.199557	0.607733	0.152142	1.373403	2.6	Bien
10,8,10	670	0.6097	1.021248	1.690938	10.08266	8.199557	0.644461	0.156823	1.550331	2.68	Bien
10,8,6	200	0.182	0.091	1.690938	10.08266	2.95184	0.065908	0.046813	0.019688	0.8	Bien
10,8,6	270	0.2457	0.165848	1.690938	10.08266	2.95184	0.114404	0.063197	0.065248	1.08	Bien

Tabla 25. Planilla de verificación de la vigueta para diferentes luces. (Hipótesis de Carga 1. Sección Invertida)

Sección	Luz máx	Estados límites últimos para Flexión y Corte					Flexo comp. < 1		E. L. Serv.		Verif.
1, D, 2	L	Vu	Mu	Mdc	VdD	Mdt	Cordón	Diagonal	fmáx	fadm<L/250	
6,6,6	200	0.182	0.091	0.562844	3.651009	1.47592	0.131183	0.155442	0.034343	0.8	Bien
6,6,6	220	0.2002	0.11011	0.562844	3.651009	1.47592	0.153193	0.170986	0.050238	0.88	Bien
6,6,6	240	0.2184	0.13104	0.562844	3.651009	1.47592	0.17682	0.18653	0.071104	0.96	Bien
6,8,6	260	0.2366	0.15379	0.562844	10.08266	1.47592	0.166508	0.09106	0.097756	1.04	Bien
6,8,6	280	0.2548	0.17836	0.562844	10.08266	1.47592	0.190634	0.098064	0.131456	1.12	Bien
8,8,6	300	0.273	0.20475	0.562844	10.08266	2.623858	0.216376	0.105069	0.122749	1.2	Bien
8,8,6	330	0.3003	0.247748	0.562844	10.08266	2.623858	0.258022	0.115576	0.179661	1.32	Bien
8,8,8	350	0.3185	0.278688	1.588948	10.08266	2.623858	0.120072	0.099027	0.180564	1.4	Bien
8,8,8	400	0.364	0.364	1.588948	10.08266	2.623858	0.151543	0.113174	0.307914	1.6	Bien
8,8,8	430	0.3913	0.420648	1.588948	10.08266	2.623858	0.172143	0.121662	0.41114	1.72	Bien
8,8,8	450	0.4095	0.460688	1.588948	10.08266	2.623858	0.186593	0.127321	0.493088	1.8	Bien
10,8,8	480	0.4368	0.52416	1.588948	10.08266	4.099778	0.209341	0.135809	0.4852	1.92	Bien
10,8,8	500	0.455	0.56875	1.588948	10.08266	4.099778	0.225222	0.141467	0.571211	2	Bien
10,8,8	530	0.4823	0.639048	1.588948	10.08266	4.099778	0.250118	0.149955	0.721056	2.12	Bien
10,8,8	550	0.5005	0.688188	1.588948	10.08266	4.099778	0.267431	0.155614	0.836154	2.2	Bien
10,8,10	600	0.546	0.819	3.381875	10.08266	4.099778	0.157362	0.140438	0.997255	2.4	Bien
10,8,10	650	0.5915	0.961188	3.381875	10.08266	4.099778	0.181407	0.152142	1.373403	2.6	Bien
10,8,10	670	0.6097	1.021248	3.381875	10.08266	4.099778	0.191496	0.156823	1.550331	2.68	Bien
10,8,6	200	0.182	0.091	0.562844	10.08266	4.099778	0.103831	0.070046	0.019688	0.8	Bien
10,8,6	270	0.2457	0.165848	0.562844	10.08266	4.099778	0.178369	0.094562	0.065248	1.08	Bien

Tabla 28. Planilla de verificación de la vigueta para diferentes luces. (Hipótesis de Carga 2. Apuntalada en L/2)

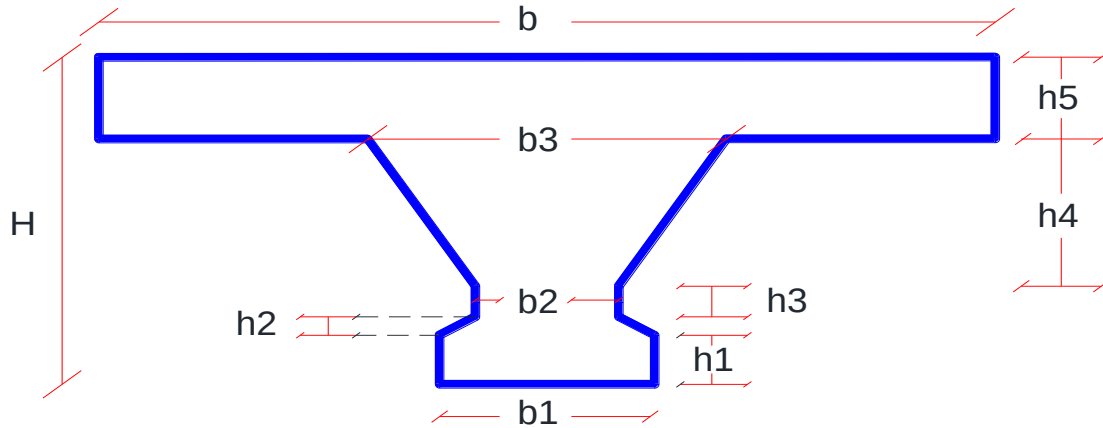
Sección	Luz máx	Estados límites últimos para Flexión y Corte					Momento Negativo			Flexo comp. < 1		E. L. Serv.		Verif.
1, D, 2	L	Vu	Mu	Mdc	V _{dB}	Mdt	M _B	Mdc	Mdt	Cordón	Diagonal	f _{máx}	f _{adm} <L/250	
6,6,6	200	1.0936	0.123	0.2814	3.651	2.9518	0.2187	0.5628	1.4759	0.7397	0.934	0.0077	0.8	Bien
6,6,6	220	1.1049	0.1367	0.2814	3.651	2.9518	0.2431	0.5628	1.4759	0.7915	0.9436	0.0103	0.88	Bien
6,6,6	240	1.1161	0.1507	0.2814	3.651	2.9518	0.2679	0.5628	1.4759	0.8441	0.9532	0.0136	0.96	Bien
6,8,6	260	1.1274	0.1649	0.2814	10.083	2.9518	0.2931	0.5628	1.4759	0.7283	0.4339	0.0174	1.04	Bien
6,8,6	280	1.1386	0.1793	0.2814	10.083	2.9518	0.3188	0.5628	1.4759	0.7811	0.4382	0.0221	1.12	Bien
8,8,6	300	1.1499	0.194	0.7945	10.083	2.9518	0.345	0.5628	2.6239	0.3611	0.3575	0.0195	1.2	Bien
8,8,6	330	1.1668	0.2166	0.7945	10.083	2.9518	0.385	0.5628	2.6239	0.3912	0.3628	0.0264	1.32	Bien
8,8,8	350	1.178	0.2319	0.7945	10.083	5.2477	0.4123	1.5889	2.6239	0.4117	0.3663	0.0253	1.4	Bien
8,8,8	400	1.2062	0.2714	0.7945	10.083	5.2477	0.4825	1.5889	2.6239	0.4642	0.375	0.0389	1.6	Bien
8,8,8	430	1.2231	0.2958	0.7945	10.083	5.2477	0.5259	1.5889	2.6239	0.4967	0.3803	0.0492	1.72	Bien
8,8,8	450	1.2343	0.3124	0.7945	10.083	5.2477	0.5555	1.5889	2.6239	0.5187	0.3838	0.057	1.8	Bien
10,8,8	480	1.2512	0.3378	1.6909	10.083	5.2477	0.6006	1.5889	4.0998	0.2829	0.3218	0.0535	1.92	Bien
10,8,8	500	1.2625	0.3551	1.6909	10.083	5.2477	0.6312	1.5889	4.0998	0.2939	0.3247	0.0611	2	Bien
10,8,8	530	1.2794	0.3814	1.6909	10.083	5.2477	0.6781	1.5889	4.0998	0.3106	0.3291	0.074	2.12	Bien
10,8,8	550	1.2906	0.3993	1.6909	10.083	5.2477	0.7099	1.5889	4.0998	0.3219	0.332	0.0836	2.2	Bien
10,8,10	600	1.3188	0.4451	1.6909	10.083	8.1996	0.7913	3.3819	4.0998	0.3508	0.3392	0.0938	2.4	Bien
10,8,10	650	1.3469	0.4925	1.6909	10.083	8.1996	0.8755	3.3819	4.0998	0.3807	0.3465	0.1224	2.6	Bien
10,8,10	670	1.3582	0.5119	1.6909	10.083	8.1996	0.91	3.3819	4.0998	0.393	0.3493	0.1354	2.68	Bien
10,8,6	200	1.0936	0.123	1.6909	10.083	2.9518	0.2187	0.5628	4.0998	0.1454	0.2813	0.0044	0.8	Bien
10,8,6	270	1.133	0.1721	1.6909	10.083	2.9518	0.3059	0.5628	4.0998	0.177	0.2914	0.0113	1.08	Bien

Tabla 29. Planilla de verificación de la vigueta para diferentes luces. (Hipótesis de Carga 3. Apuntalada en L/2)

Sección	Luz máx	Estados límites últimos para Flexión y Corte					Momento Negativo			Flexo comp. < 1		E. L. Serv.		Verif.
1, D, 2	L	Vu	Mu	Mdc	VdD	Mdt	M-B	Mdc	Mdt	Cordón	Diagonal	f _{máx}	f _{adm} <L/250	
6,6,6	200	1.0291	0.1158	0.2814	3.651	2.9518	0.2058	0.5628	1.4759	0.696	0.8789	0.0072	0.8	Bien
6,6,6	220	1.132	0.1401	0.2814	3.651	2.9518	0.249	0.5628	1.4759	0.8109	0.9668	0.0106	0.88	Bien
6,8,6	240	1.2349	0.1667	0.2814	3.651	2.9518	0.2964	0.5628	1.4759	0.934	1	0.015	0.96	Bien
6,8,6	260	1.3378	0.1957	0.2814	10.083	2.9518	0.3478	0.5628	1.4759	0.8643	0.5149	0.0206	1.04	Bien
8,8,6	280	1.4407	0.2269	0.2814	10.083	2.9518	0.4034	0.5628	1.4759	0.9883	0.5545	0.0276	1.12	Bien
8,8,6	300	1.5436	0.2605	0.7945	10.083	2.9518	0.4631	0.5628	2.6239	0.4848	0.4799	0.0258	1.2	Bien
8,8,8	330	1.698	0.3152	0.7945	10.083	2.9518	0.5603	0.5628	2.6239	0.5693	0.5279	0.0378	1.32	Bien
8,8,8	350	1.8009	0.3546	0.7945	10.083	5.2477	0.6303	1.5889	2.6239	0.6293	0.5599	0.038	1.4	Bien
8,8,8	400	2.0582	0.4631	0.7945	10.083	5.2477	0.8233	1.5889	2.6239	0.7921	0.6399	0.0648	1.6	Bien
8,8,8	430	2.2126	0.5352	0.7945	10.083	5.2477	0.9514	1.5889	2.6239	0.8985	0.6879	0.0865	1.72	Bien
10,8,8	450	2.3155	0.5861	0.7945	10.083	5.2477	1.042	1.5889	2.6239	0.9731	0.7199	0.1037	1.8	Bien
10,8,8	480	2.4698	0.6669	1.6909	10.083	5.2477	1.1855	1.5889	4.0998	0.5585	0.6353	0.1021	1.92	Bien
10,8,8	500	2.5727	0.7236	1.6909	10.083	5.2477	1.2864	1.5889	4.0998	0.5988	0.6617	0.1201	2	Bien
10,8,8	530	2.7271	0.813	1.6909	10.083	5.2477	1.4454	1.5889	4.0998	0.662	0.7014	0.1517	2.12	Bien
10,8,10	550	2.83	0.8755	1.6909	10.083	5.2477	1.5565	1.5889	4.0998	0.7058	0.7279	0.1759	2.2	Bien
10,8,10	600	3.0873	1.042	1.6909	10.083	8.1996	1.8524	3.3819	4.0998	0.8213	0.7941	0.2098	2.4	Bien
10,8,10	650	3.3446	1.2229	1.6909	10.083	8.1996	2.174	3.3819	4.0998	0.9454	0.8603	0.2889	2.6	Bien
10,8,6	670	3.4475	1.2993	1.6909	10.083	8.1996	2.3098	3.3819	4.0998	0.9974	0.8867	0.3261	2.68	Bien
10,8,6	200	1.0291	0.1158	1.6909	10.083	2.9518	0.2058	0.5628	4.0998	0.1368	0.2647	0.0041	0.8	Bien
	270	1.3893	0.211	1.6909	10.083	2.9518	0.3751	0.5628	4.0998	0.2171	0.3573	0.0137	1.08	Bien

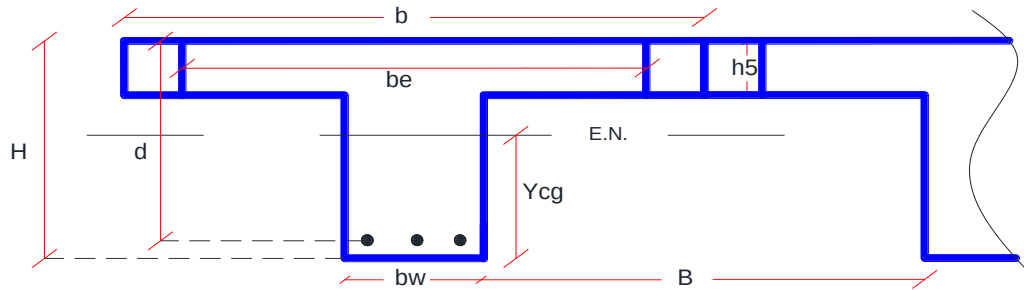
4.2 SECCIÓN COMPUESTA

La viga que se genera para el forjado es la siguiente:



Sección real de la viga T

Se idealizó una viga en te con un momento de inercia igual a la sección real.



4.2.1 Cálculo de Cargas

carga muerta:

capa de comp. =	1.25	KN/m ²	pe. (simple)	23.5	KN/m ³
piso + cielo raso =	0.80	KN/m ²	pe. (armado)	25	KN/m ³
tabiquería =	1.00	KN/m ²	Nro. Viguet.	100/b =	2
Nervio	0.79	KN/m ²			

$$D = 3.84 \text{ KN/m}^2$$

carga viva:

$$L = 2 \text{ KN/m}^2$$

Carga por m de vigueta:

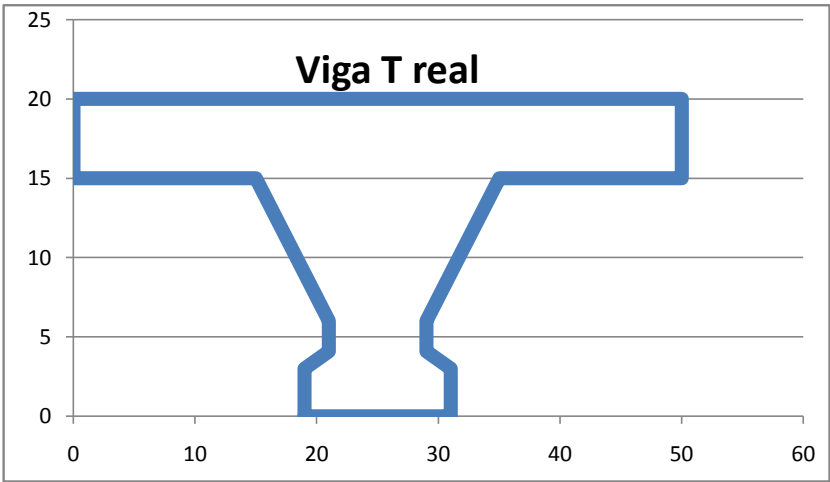
WD = 1.92 KN/m
WL = 1 KN/m

$Wu = 1.2 * WD + 1.6 * WL$

Wu = 3.90 KN/m

4.2.2 Parámetros Geométricos

b1 =	12	h1 =	3
b2 =	8	h2 =	1.1
b3 =	20	h3 =	1.9
b =	50	h4 =	9
H =	20	h5 =	5



y' =	11.14	pto. Inicial
A1 =	36.00	cm2
A2 =	11.00	cm2
A3 =	15.20	cm2
A4 =	126.00	cm2
A5 =	250.00	cm2
As.equ. =	23.53	cm2
=====		
AT =	438.20	cm2

n = Es/Ec

n = 8.51

Momento Estático:

$$\begin{array}{lcl} x = & 2.09 & \text{cm} \\ \text{c.g.} & \boxed{y = 13.23 \text{ cm}} & \end{array}$$

Con el centro de gravedad se determina el momento inercia mínimo de la sección real.

Momento de Inercia.

$$\boxed{I_{sr} = 16436.31 \text{ cm}^4}$$

Sección Equivalente.

Tomando un punto inicial de $y = 7.5 \text{ cm}$, tanteamos un valor para b_w , el cual no debe generar un momento de inercia mayor al que tiene la sección real.

$$y' = 7.5 \text{ pto. Inicial}$$

Momento Estático:

$$\begin{array}{lcl} b' = & 10.5 & \text{tanteo} \\ & x = 5.50 & \text{cm} \\ \text{c.g.} & y = 13.00 & \text{cm} \end{array}$$

Momento de Inercia de la sección equivalente:

$$\text{Para } b_w = 10.5 \text{ cm} \longrightarrow I < I_{sr}$$

$$\boxed{I = 16147.78 \text{ cm}^4}$$

Con el ancho del alma definido se tiene definida la sección en te equivalente.
A continuación se muestra el cálculo de la sección de hormigón armado.

Datos de Cálculo.

A =	407.5	cm ²
I =	16147.78	cm ⁴
Ycg =	13.00	cm
bw =	10.50	cm
b =	50	cm

hf =	5	cm
H =	20	cm
As =	2.76	cm ²
d =	18	cm ²
B =	39.50	cm

f'c =	25	N/mm ²
fy =	420	N/mm ²
Es =	200000	N/mm ²
Ec =	23500	N/mm ²

L = 500 cm

A = Área de la sección transversal

Ycg = Ubicación del centroide

I = Momento de inercia mínimo

bw = Ancho del alma de la sección en Te

b = Ancho de ala

As = Área de armadura de refuerzo

hf = Espesor del ala

d = Canto útil de la sección

H = Altura total de la sección

B = Separación de las almas de sección

4.2.3 Ancho Efectivo

$$be = \frac{L}{4}$$

$$be = B + bw$$

$$be = 16 * hf + bw$$

be = 125

be = 50.00

be = 90.5

be =	50	cm
------	----	----

Asumiendo $a = hf$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b_e}$$

$$a = 1.09 \text{ cm}$$

$a < hf$ (calcular como viga rectangular de ancho b_e)

4.2.4 Cuantía Mínima y Máxima.

La área mínima de armadura longitudinal traccionada debe cumplir con:

$$A_{s,min} \geq \frac{1.4 * b_w * d}{F_y}$$

Para controlar que la armadura, longitudinal traccionada, fluya se tiene:

$$\rho_{max} = 0.5 * \frac{0.85 * f'_c * 0.85}{f_y} * \frac{0.003 * E_s}{0.003 * E_s + f_y}$$

Cuantia	$\rho = A_s / bd$	$\rho_{min} =$	0.00333333
	$\rho =$	$\rho_{max} =$	0.01264881

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$$

BIEN

4.2.5 Momento Último resistente:

$$M_u = 0.9 * A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right) * (10)^{-3}$$

$$M_d = 18.24 \text{ KN*m}$$

4.2.9 Verificación de la vigueta al darle la contra flecha: (Sección Invertida)

Para evitar que se produzcan flechas excesivas es necesario apuntalar la vigueta y darle una contraflecha, pero, al realizar el apuntalado se produce un momento negativo en la vigueta. A continuación se realiza el cálculo para verificar que la vigueta no falle en este punto.

La carga necesaria para generar la contraflecha en la vigueta es la siguiente:

$$\begin{aligned} f &= 1.97 \text{ cm} \\ E &= 200000 \\ I_m &= 122.40 \end{aligned} \quad P = \frac{f * 48}{L^3} * E * I_m * 10^{-1}$$
$$P = 1.8484 \text{ KN}$$

Momento negativo producido por P:

$$Mu = 1.7 * \frac{P * L}{4}$$
$$Mu = 3.93 \text{ KN*m}$$

Cortante:

$$Vu = 1.57 \text{ KN}$$

Pandeo local de las barras del cordón comprimido:

Tensión Crítica: (Fcr)

$$F_{cr} = 228.02 \text{ Mpa}$$

Resistencia de diseño a flexión del cordón comprimido: Mdc

$$\begin{aligned} \phi_c &= 0.8 \\ n1 &= 2 \\ A_{gc1} &= 1.131 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$Mdc = \phi_c * h * n1 * A_{gc1} * F_{cr} * (10)^{-3}$$

$$Mdc = 5.98 \text{ KN*m}$$

$$Mdc > Mu$$

5.98	>	3.93	Verifica
------	---	------	----------

Estado límite de pandeo local de las barras de diagonales: Vd

Pandeo local de la diagonal comprimida:

Tensión Crítica: (Fcr)

$$F_{cr} = 157.98 \text{ Mpa}$$

Resistencia de diseño a corte:

$$\begin{aligned}\phi_c &= 0.8 \\ A_D &= 0.50 \text{ cm}^2 \\ \beta &= 15.42 \\ \alpha &= 55.41\end{aligned}$$

$$V_{dD} = \phi_c * F_{cr} * A_D * 2 * \sin \alpha * \cos \beta (10)^{-1}$$

$$V_{dD} = 10.08 \text{ KN}$$

V_{dD}	$\geq$	V_u	
10.08	>	1.57	Verifica

Estado límite de fluencia de barras del cordón traccionado: Md

Resistencia de diseño a flexión:

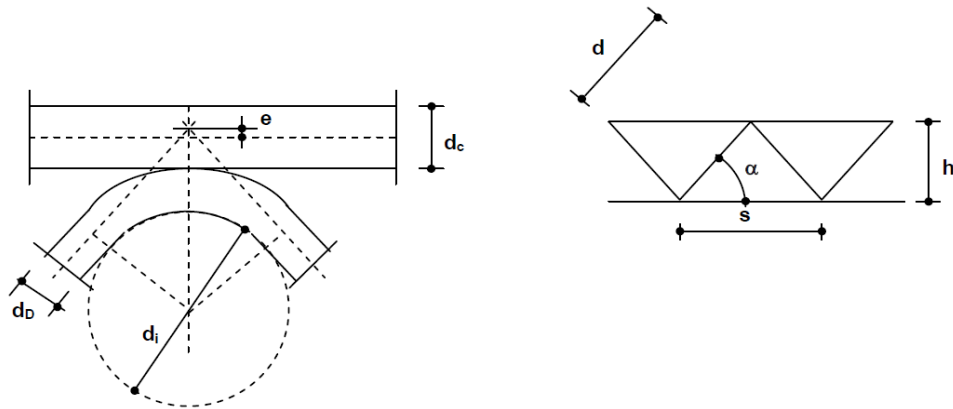
$$\begin{aligned}\phi_t &= 0.9 \\ n_2 &= 1 \\ A_{gt1} &= 0.79 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

$$M_{dt} = \phi_t * h * n_2 * A_{gt1} * F_y * (10)^{-3}$$

$$M_{dt} = 4.10 \text{ KN*m}$$

M_{dt}	$\geq$	M_u	
4.10	>	3.93	Verifica

Esfuerzos Secundarios por Excentricidad:



Diámetro interior de doblado: d_i

$$d_D = 0.8 \text{ cm}$$

$$d_c = 1.2 \text{ cm}$$

$$d_i \geq 4 * d_D$$

$$d_i = 3.2 \text{ cm}$$

$$d_i = 3.5 \text{ cm}$$

$$e = \frac{(d_i + d_D)}{2 * \cos \alpha} - (0.5 * d_c + d_D + 0.5 * d_i)$$

$$e = 0.64 \text{ cm}$$

El momento flexor secundario en el nudo: M_s

$$M_s = \frac{V_u * s * e}{h} * (10)^{-2}$$

$$M_s = 0.01380 \text{ KN*m}$$

Los momentos flexores resultantes en las barras que concurren al nudo serán:

En el cordón:

$$M_c = \frac{0.5}{1 + \left(\frac{d_D}{d_c}\right)^4 * \frac{s}{d}} * M_s$$

$$d = 18.06 \text{ cm}$$

$$M_c = 0.00566 \text{ KN*m}$$

En la diagonal:

$$M_D = \frac{0.5}{1 + \left(\frac{d_c}{d_D}\right)^4 * \frac{d}{s}} * M_s$$

$$M_D = 0.001239 \text{ KN*m}$$

Barras de sección circular maciza sometidas a fuerza axial de compresión combinada con flexión:

En el cordón:

Fuerza axial requerida a compresión de la barra circular maciza:

$$n_1 = 2 \quad P_u = \frac{M_u}{n_1 * h} * (10)^2$$

$$P_u = 13.54 \text{ KN}$$

Resistencia de diseño a compresión axial de la barra:

$$\phi_c = 0.8$$

$$P_d = \phi_c * F_{cr} * A_g * (10)^{-1} \quad \text{con } \phi_c = 0.80$$

$$P_d = 41.26 \text{ KN}$$

Se verifica la siguiente relación de interacción:

$$\frac{P_u}{P_d} + 7600 * \frac{M_u}{d^3 * F_y} \leq 1$$

0.391	<	1	Verifica
--------------	-------------	----------	-----------------

En la diagonal

Fuerza axial requerida a compresión de la barra circular maciza:

$$V_{uD} = \frac{V_u}{2 * \sin \alpha * \cos \beta}$$

$$V_{uD} = 1.98 \text{ KN}$$

Resistencia de diseño a compresión axil de la barra:

$$\phi_c = 0.8$$

$$P_d = \phi_c * F_{cr} * A_g * (10)^{-1} \quad \text{con } \phi_c = 0.80$$

$$P_d = 6.35 \quad \text{KN}$$

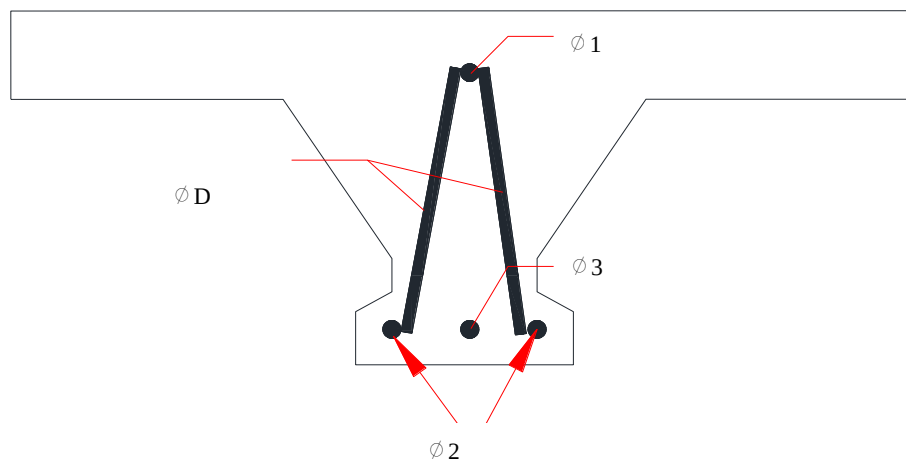
Se verifica la siguiente relación de interacción:

$$\frac{P_u}{P_d} + 7600 * \frac{M_u}{d^3 * F_y} \leq 1$$

0.358	<	1	Verifica
-------	---	---	-----------------

En las tablas 30 y 31 se muestran los cálculos de la sección compuesta para diferentes luces, donde diámetros de la armadura se muestran en la primera columna de las tablas mencionadas.

La armadura está compuesta por barras de acero corrugado de dureza natural y sus diámetros presentan la siguiente nomenclatura:



donde:

- Ø 1 Diámetro del cordón superior en (mm).
- Ø D Diámetro de las diagonales en (mm).
- Ø 2 Diámetro del cordón inferior en (mm).
- Ø 3 Diámetro de la barra de refuerzo (mm).

VERIFICACIÓN PARA DIFERENTES LUCES:

Sección 1, D, 2, 3

Tabla 30. Planilla para la verificación, a diferentes luces, de la sección compuesta

Sección	L	ρ	ρ min	ρ máx	Mu	Md	Vu	Vd	f _{máx}	f _{adm}	V _{uf}	V _{df}	Verif.	C. Flecha
1, D, 2, 3	m				KN*m	KN*m	KN	KN	cm	cm	KN	KN		cm
6,6,6,10	200	0.0036	0.0033	0.0126	1.95	9.06	3.90	35.57	0.16	0.56	0.05	0.09	Bien	0
6,6,6,10	220	0.0036	0.0033	0.0126	2.36	9.06	4.29	35.57	0.24	0.61	0.05	0.09	Bien	0
6,6,6,10	240	0.0036	0.0033	0.0126	2.81	9.06	4.68	35.57	0.33	0.67	0.06	0.09	Bien	0
6,8,6,10	260	0.0036	0.0033	0.0126	3.30	9.06	5.07	54.04	0.46	0.72	0.06	0.17	Bien	0
6,8,6,10	280	0.0036	0.0033	0.0126	3.82	9.06	5.46	54.04	0.62	0.78	0.07	0.17	Bien	0
8,8,6,10	300	0.0036	0.0033	0.0126	4.39	9.06	5.85	54.04	0.82	0.83	0.07	0.17	Bien	0
8,8,6,10	320	0.0036	0.0033	0.0126	5.00	9.06	6.24	54.04	1.06	0.89	0.07	0.17	flecha	0.17
8,8,8,6	330	0.0034	0.0033	0.0126	5.31	8.64	6.44	54.04	1.25	0.92	0.08	0.17	flecha	0.33
8,8,8,6	340	0.0034	0.0033	0.0126	5.64	8.64	6.63	54.04	1.40	0.94	0.08	0.17	flecha	0.46
8,8,8,8	360	0.004	0.0033	0.0126	6.32	10.09	7.02	54.04	1.53	1.00	0.08	0.17	flecha	0.53
8,8,8,8	370	0.004	0.0033	0.0126	6.68	10.09	7.22	54.04	1.71	1.03	0.09	0.17	flecha	0.68
8,8,8,10	380	0.0047	0.0033	0.0126	7.04	11.94	7.41	54.04	1.63	1.06	0.09	0.17	flecha	0.58
8,8,8,10	390	0.0047	0.0033	0.0126	7.42	11.94	7.61	54.04	1.81	1.08	0.09	0.17	flecha	0.73
8,8,8,10	400	0.0057	0.0033	0.0126	7.81	14.19	7.81	54.04	1.72	1.11	0.10	0.17	flecha	0.61
8,8,8,12	410	0.0057	0.0033	0.0126	8.20	14.19	8.00	54.04	1.90	1.14	0.10	0.17	flecha	0.76
8,8,8,12	420	0.0057	0.0033	0.0126	8.61	14.19	8.20	54.04	2.09	1.17	0.10	0.17	flecha	0.92
8,8,10,8	440	0.0055	0.0033	0.0126	9.44	13.79	8.59	54.04	2.58	1.22	0.10	0.17	flecha	1.36
8,8,10,8	450	0.0055	0.0033	0.0126	9.88	13.79	8.78	54.04	2.82	1.25	0.11	0.17	flecha	1.57
10,8,10,10	460	0.0062	0.0033	0.0126	10.32	15.62	8.98	54.04	2.76	1.28	0.11	0.17	flecha	1.48
10,8,10,12	470	0.0071	0.0033	0.0126	10.78	17.84	9.17	54.04	2.67	1.31	0.11	0.17	flecha	1.37
10,8,10,12	480	0.0071	0.0033	0.0126	11.24	17.84	9.37	54.04	2.91	1.33	0.12	0.17	flecha	1.57
10,8,10,12	490	0.0071	0.0033	0.0126	11.71	17.84	9.56	54.04	3.16	1.36	0.12	0.17	flecha	1.80
10,8,12,8	500	0.0073	0.0033	0.0126	12.20	18.24	9.76	54.04	3.36	1.39	0.12	0.17	flecha	1.97
10,8,12,10	510	0.0081	0.0033	0.0126	12.69	20.04	9.95	54.04	3.34	1.42	0.13	0.17	flecha	1.93
10,8,12,10	520	0.0081	0.0033	0.0126	13.19	20.04	10.15	54.04	3.61	1.44	0.13	0.17	flecha	2.17
10,8,12,12	530	0.009	0.0033	0.0126	13.70	22.23	10.34	54.04	3.56	1.47	0.13	0.17	flecha	2.09
10,8,12,12	540	0.009	0.0033	0.0126	14.22	22.23	10.54	54.04	3.84	1.50	0.13	0.17	flecha	2.34

A continuación se muestran las verificaciones para que la vigueta no falle al realizar el apuntalado y darle una contraflecha:

Tabla 31. Verificación de la vigueta al darle la contraflecha. (Sección Invertida)

Sección 1, D, 2	cf	Luz máx	Estados límites últimos para Flexión y Corte					Flexo comp. < 1		Verif.
		L	Vu	Mu	Mdc	VdD	Mdt	Cordón	Diagon.	
8,8,6,10	0.17	320	0.23	0.37	0.56	10.08	2.62	0.36	0.09	Verifica
8,8,6,6	0.33	330	0.53	0.87	1.59	10.08	2.62	0.33	0.16	Verifica
8,8,8,6	0.46	340	0.67	1.14	1.59	10.08	2.62	0.43	0.21	Verifica
8,8,8,8	0.53	360	0.65	1.18	1.59	10.08	2.62	0.44	0.20	Verifica
8,8,8,8	0.68	370	0.77	1.43	1.59	10.08	2.62	0.53	0.24	Verifica
8,8,8,10	0.58	380	0.60	1.15	1.59	10.08	2.62	0.42	0.19	Verifica
8,8,8,10	0.73	390	0.70	1.37	1.59	10.08	2.62	0.50	0.22	Verifica
8,8,8,12	0.61	400	0.54	1.09	1.59	10.08	2.62	0.40	0.17	Verifica
8,8,8,12	0.76	410	0.63	1.29	1.59	10.08	2.62	0.47	0.20	Verifica
8,8,8,12	0.92	420	0.71	1.50	1.59	10.08	2.62	0.54	0.22	Verifica
10,8,10,8	1.36	440	1.04	2.29	3.38	10.08	2.62	0.41	0.27	Verifica
10,8,10,8	1.57	450	1.13	2.53	3.38	10.08	2.62	0.45	0.29	Verifica
10,8,10,10	1.48	460	1.36	3.14	3.38	10.08	4.10	0.55	0.35	Verifica
10,8,10,12	1.37	470	1.18	2.77	3.38	10.08	4.10	0.49	0.30	Verifica
10,8,10,12	1.57	480	1.28	3.06	3.38	10.08	4.10	0.54	0.33	Verifica
10,8,10,12	1.80	490	1.37	3.35	3.38	10.08	4.10	0.59	0.35	Verifica
10,8,12,8	1.97	500	1.57	3.93	5.98	10.08	4.10	0.39	0.36	Verifica
10,8,12,10	1.93	510	1.45	3.70	5.98	10.08	4.10	0.37	0.33	Verifica
10,8,12,10	2.17	520	1.54	4.00	5.98	10.08	4.10	0.40	0.35	Verifica
10,8,12,12	2.09	530	1.40	3.71	5.98	10.08	4.10	0.37	0.32	Verifica
10,8,12,12	2.34	540	1.48	4.00	5.98	10.08	4.10	0.39	0.34	Verifica

4.3 CÁLCULO DE CÓMPUTOS MÉTRICOS

Cálculo del volumen de hormigón

El tacón de hormigón tiene las siguientes dimensiones

b = 12 cm
h = 5 cm

V = 0.006 m³/m

Pérdidas 5 %

Vt = 0.0063 m³/m

Dosificación del hormigón 1:2:3

MATERIAL	Rend.		Rend. Por m de vigueta	
Cemento	325	kg/m ³	2.0475	kg/m
Arena	0.5	m ³ /m ³	0.00315	m ³ /m
Cascajo	0.7	m ³ /m ³	0.00441	m ³ /m

Vigueta Metálica:

Diseños:

Luz	cordón sup.	diagonales	cord. Inf.	refuerzo
240	6	6	6	10
280	6	8	6	10
320	8	8	6	10
340	8	8	8	6
370	8	8	8	8
400	8	8	8	10
420	8	8	8	12
450	8	8	10	8
470	10	8	10	8
490	10	8	10	12
520	10	8	12	10
540	10	8	12	12

Rendimiento de acero (m/m)

cordón sup.	diagonales	cord. Inf.	refuerzo
1	3.6	2	1

Rendimiento de acero en (kg/m)

pe =	7850	Kg/m3
barras	nro. barras/tn	peso kg/m
6	375	0.22
8	210	0.397
10	145	0.575
12	93	0.896
16	53	1.57

Luz	cordón sup.	diagonales	cord. Inf.	refuerzo	Peso t. (kg/m)
240	0.22	0.795	0.44	0.575	2.03
280	0.22	1.434	0.44	0.575	2.67
320	0.397	1.434	0.44	0.575	2.85
340	0.397	1.434	0.794	0.22	2.85
370	0.397	1.434	0.794	0.397	3.02
400	0.397	1.434	0.794	0.575	3.20
420	0.397	1.434	0.794	0.896	3.52
450	0.397	1.434	1.15	0.397	3.38
470	0.575	1.434	1.15	0.397	3.56
490	0.575	1.434	1.15	0.896	4.06
520	0.575	1.434	1.792	0.575	4.38
540	0.575	1.434	1.792	0.896	4.70

4.4 CÁLCULO DE PRECIOS UNITARIOS

INSUMOS:

Vigueta Metálica:

Acero: P.U. acero = 8.06 bs/kg

Luz	Rend. (kg/m)	P.U (bs/m)
240	2.030	16.36
280	2.669	21.51
320	2.846	22.94
340	2.845	22.93
370	3.022	24.36
400	3.200	25.79
420	3.521	28.38
450	3.378	27.23
470	3.556	28.66
490	4.055	32.68
520	4.376	35.27
540	4.697	37.86

Electrodo:

P.U electro = 20 bs/kg

	Rend. (Kg/m)	P.U (bs/m)
E 6013	0.05	1

Hormigón:

	Rend. Por m de vigueta	P. (bs/m3)	P. bs/m
Cemento	2.0475 kg/m	1.07	2.19
Arena	0.00315 m3/m	75.00	0.24
Casajo	0.00441 m3/m	115.00	0.51
	Subtotal =	Pu =	2.93 bs/m

MANO DE OBRA:

	Rend. (hr/m)	P.U (bs/hr)	Total (bs/m)	
Soldador:	0.17		10	
Ayudante de soldador:	0.08		6	
Albañil:	0.12	1.5	0.18	
Ayudante de albañil	0.18	1	0.18	
Subtotal =		Pu =	16.36	bs/m

HERRAMIENTAS Y EQUIPO:

	Rend. (hr/m)	P.U. (bs/hr)	Total (bs/m)	
Equipo para soldar:	0.01	6	0.06	
Mezcladora:	0.006	24	0.144	
Herramientas menores (%)	6	16.36	0.9816	
Subtotal =		Pu =	1.19	bs/m

Precio total por metro de vigueta:

Luz	Pu (bs/m)
240	37.84
280	42.99
320	44.42
340	44.41
370	45.84
400	47.27
420	49.86
450	48.71
470	50.14
490	54.16
520	56.75
540	59.34

5. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Después de haber realizado el cálculo respectivo de la vigueta en celosía y sección compuesta para diferentes luces se tienen los siguientes diseños.

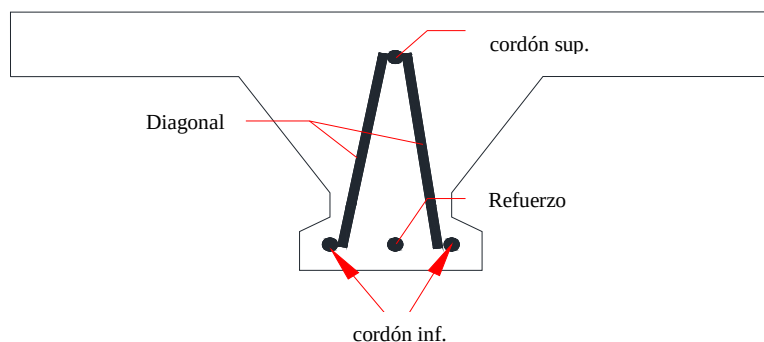


Tabla 1. Planilla de diseños finales.

	Cordón sup.	Diagonal	Cordon inf.	Refuerzo.	Contraflecha
Rango m	mm	mm	mm	mm	cm
$L \leq 3.20$	8	8	6	10	0.17
$3.20 < L \leq 4.00$	8	8	8	10	0.61
$4.00 < L \leq 4.50$	8	8	10	8	1.57
$4.50 < L \leq 4.90$	10	8	10	12	1.80
$4.90 < L \leq 5.20$	10	8	12	10	2.17
$5.20 < L \leq 5.40$	10	8	12	12	2.34

Sólo se muestran diseños hasta los 5.4 metros por ser la luz máxima que no requiere barras de acero con diámetros mayores a 12 mm que encarecerían demasiado la vigueta y no serían una solución óptima. Los planos de detalles de estos diseños se los expone en anexos.

El costo por metro de vigueta para los diseños mostrados en la anterior tabla se muestran a continuación:

Tabla 2. Planilla de Costos.

Rango m	P.U. bs/m
$L \leq 3.40$	44.41
$3.40 < L \leq 4.00$	47.27
$4.00 < L \leq 4.50$	48.71
$4.50 < L \leq 4.90$	54.16
$4.90 < L \leq 5.20$	56.75
$5.20 < L \leq 5.40$	59.34

Con la finalidad de comparar los costos de la vigueta en celosía determinados en el presente trabajo (tabla 33), se muestran los precios de venta de viguetas pretensadas de la empresa CONCRETEC.

Tabla 3. Precios de venta de viguetas pretensadas (CONCRETEC)

Rango	costo bs*m
0.5 a 3 m	27.93
3.1 a 4.2 m	27.93
4.3 a 5.20 m	29.77
5.3 a 5.7 m	29.77
5.8 a 6.2 m	31.03
6.3 a 8.8 m	39.54

6. CONCLUSIONES

Después de haber realizado los cálculos y análisis de las viguetas de alma abierta en celosía, se puede establecer que estas viguetas no presentan un menor costo comparado con viguetas convencionales como son las viguetas de alma llena o pretensadas, pero, tienen ventajas constructivas.

6.1 VENTAJAS

6.1.1 Ventajas Constructivas

Facilidad para la instalación de servicios

Las aberturas del alma de la viga facilitan el paso de ductos para instalaciones eléctricas, así como hidráulicos y sanitarios que sean necesarios.



Figura 1: Instalaciones

Soporte de la armadura de retracción y temperatura

Con esta ventaja se favorece el trabajo del maestro para colocar la armadura de retracción, ya que muchas veces por falta de una buena supervisión el trabajador no la ubica adecuadamente, haciendo que esta armadura no trabaje de manera eficaz.

Se puede apoyar la malla de acero para la retracción y variaciones térmicas sobre los cordones superiores de las viguetas, permitiendo de esta manera ubicar la malla al centro de la altura de la carpeta de compresión, donde trabaja eficientemente.

Más ligera que los sistemas tradicionales

Que la vigueta se mas liviana también permite que el colocado de estas sea más fácil.



Figura 2: Alzado de viguetas en obra

Acabado integral a la capa de compresión

La armadura en celosía permite que el hormigón que es colocado en obra se una eficientemente con el tacón de hormigón de la vigueta, permitiendo de esta manera una total integración entre hormigones y resultando en un forjado monolítico (como si toda la losa se hormigonara al mismo tiempo).

6.2 DESVENTAJAS

Costo

La mayor desventaja de la vigueta en celosía se presenta en el costo del material, como se mostró en el análisis de resultados, la vigueta en estudio no presenta un costo menor al de viguetas pretensadas. Pero por las ventajas mostradas anteriormente, es una vigueta que se puede considerar como una opción a la hora de construir una losa alivianada.

6.3 RECOMENDACIONES

Soldadura

Las barras de acero (ADN) que conforman la armadura de la vigueta, no son del tipo de acero soldable, lo que no quiere decir que no se puedan soldar, pero es necesario un cuidado especial en el proceso de soldadura. De lo contrario es posible que se presenten fisuras en el acero y una disminución de su resistencia.

Los aspectos a tener en cuenta para el proceso de soldadura se explican en el apartado 2.10 (UNIONES SOLDADAS)

Manejo

El manejo de las viguetas en celosía varía según el largo (claro de la losa) y el peso de las mismas. Los claros más comunes en viviendas permiten utilizar viguetas que pesan entre 20 y 60 kg y su manejo es manual.

Se recomienda levantar la vigueta tomándola a los tercios de la misma, como se muestra en la siguiente figura.

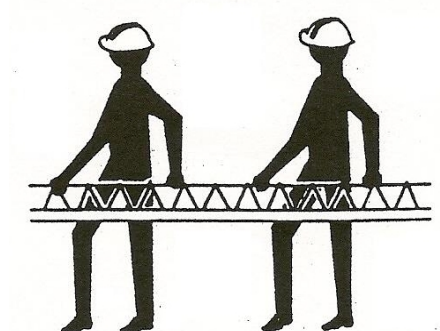


Figura 3: Manejo de viguetas, manual

Caminar sobre las Viguetas

En el proceso de construcción de la losa se debe pisar sobre los nudos que unen las diagonales con el cordón superior, esta recomendación trata de evitar que las barras del cordón superior se sometan a esfuerzos de flexión.

Por la dificultad que implica aplicar el peso de una pisada sobre un nudo de la vigueta, una alternativa más eficiente resulta disponer tablas de madera apoyadas sobre las cordones superiores de las viguetas, orientados perpendicularmente a estas como se muestra en la figura.



Figura 4: Recomendaciones para caminar sobre las viguetas

Recuperación de Viguetas

Si el tacón de hormigón de una viga en celosía se llegara a romper por un manejo inadecuado o un mal almacenamiento, esta viga se puede recuperar si el acero no se ha roto.

Se debe retirar el concreto dañado, enderezar el acero a su posición original, cimbrar la viga debajo de la rotura y hormigonar con la capa de compresión.

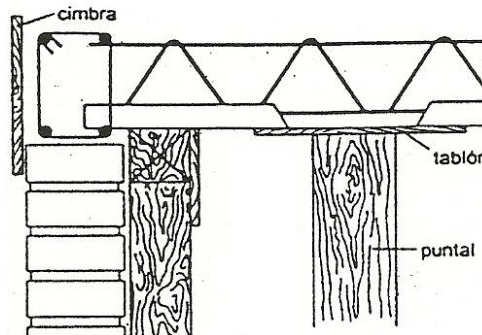


Figura 5: Recuperación de viguetas

Hormigonado In Situ

Antes de colocar el hormigón se debe mojar perfectamente las partes donde se vaciará el concreto.

Se debe utilizar un hormigón de $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ formando una capa de compresión de 3 a 5 cm según lo establecido en el diseño de la losa. No se debe formar grandes montones de concreto, ya que el diseño se realizó bajo la hipótesis de que el hormigón genera una carga uniformemente distribuida a lo largo de la vigueta.



Figura 6: Hormigonado In Situ

Colocación de las Viguetas

Los extremos de las viguetas, deben entrar aproximadamente 5 cm sobre la estructura que la soporte (viga o muro).

Si es necesario se debe colocar una solera de nivelación como se muestra en la figura.

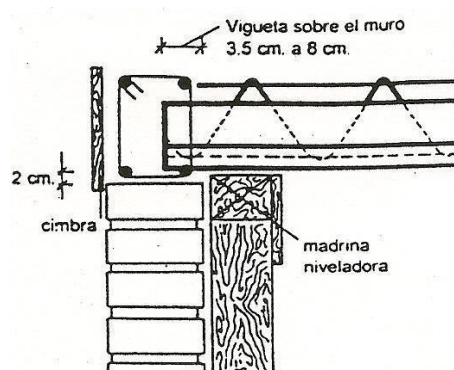


Figura 7: Colocación de viguetas

Para distribuir bien las viguetas, se debe empezar a colocarlas a partir de uno de los muros, poniendo bovedillas en los extremos para darles la separación correcta. Se debe colocar las demás bovedillas, apoyándolas por sus extremos en las viguetas hasta cubrir todo el claro, procurando que queden bien asentadas y lo más juntas posible.

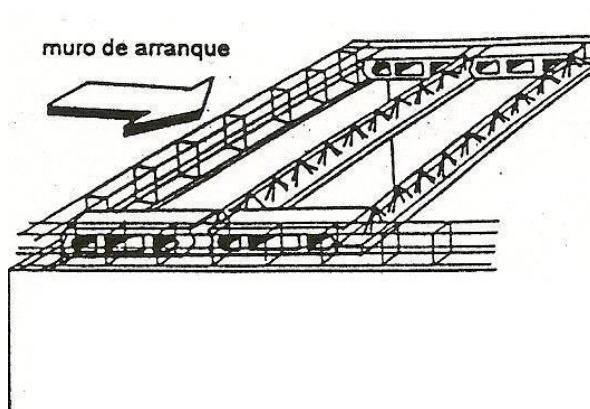


Figura 8: Distribución de viguetas

Cuando se emplean bovedillas de poliestireno se debe apretar fuertemente las viguetas contra las bovedillas.

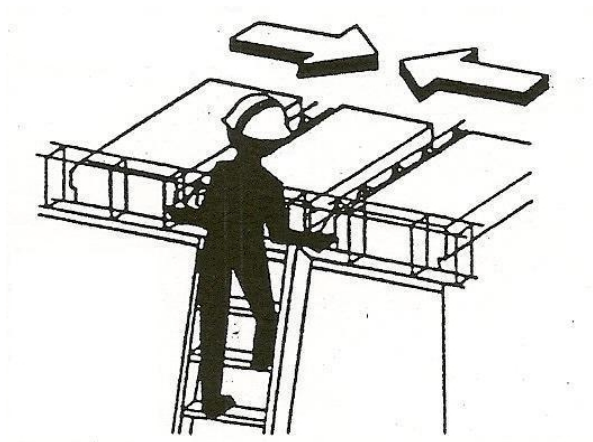


Figura 9: Recomendación para apoyar eficientemente las bovedillas a la viga