

1. MARCO TEÓRICO

Generalidades.-

Los elementos y estructuras se deben proporcionar de manera que tengan suficiente resistencia, su montaje sea práctico y su costo sea económico.

Seguridad.- Las estructuras no solo deben soportar las cargas impuestas (estado límite último), sino que además las deflexiones y vibraciones resultantes, no deben ser excesivas para no alarmar a los ocupantes, o provocar agrietamientos (estado límite de servicio).

Costo.- El proyecto debe optimizar los costos de construcción sin reducir la resistencia y previendo un mantenimiento sencillo.

1.1 Levantamiento topográfico.-

El levantamiento topográfico es el conjunto de operaciones necesarias para obtener la representación del terreno natural.

El trabajo topográfico se divide, a su vez en:

- (a) Trabajo de campo, que consiste en el relevamiento de puntos por medio de un equipo topográfico (en este caso estación total).
- (b) Trabajo de gabinete que con base en los de campo se representa gráficamente el terreno en un plano.

Por último, el levantamiento topográfico proporciona la representación del terreno natural en el correspondiente plano, a escala reducida.

1.2 Estudios de suelos.-

La exploración del suelo para conocer el tipo de suelo donde se va a construir una edificación es muy importante e imprescindible el conocimiento del suelo de fundación.

Para poder definir la resistencia del suelo de fundación se realiza el ensayo de penetración normal SPT que consiste en la penetración del vástago por medio de golpes realizados por el martillo, se cuenta el número de golpes dado para la penetración de 30 cm, en función del número de golpes y el tipo de suelo se define su resistencia.

El uso del ensayo es para la determinación de la capacidad de carga del suelo para poder definir la profundidad y las dimensiones de las fundaciones que son el soporte estructural de la edificación.

1.3 Diseño arquitectónico.-

Elaboración de alternativas arquitectónicas fueron realizadas por el Gobierno Municipal de Padcaya de acuerdo a las características propias de la comunidad y la provincia en forma conjunta con el personal técnico de la institución que determinó el diseño arquitectónico más acorde y funcional.

1.4 Idealización de las estructuras.-

Se la realiza en función a la topografía, suelo de fundación, arquitectura, materiales de construcción, normativa vigente, vinculaciones, para cada componente estructural de la edificación proyectada.

En las primeras etapas de diseño, se han analizado aspectos para las diferentes posibilidades técnicas, en coordinación con aspectos arquitectónicos (ubicaciones, composición y dimensiones de fachadas, etc.), se han ido descartando soluciones estructurales hasta llegar a la elegida.

1.4.1 Sustentación de cubierta.-

Cancha polifuncional (tinglado metálico)

La estructura de sustentación del tinglado metálico fue idealizada como celosía metálica que es formada por dos cordones, y una ordenación adecuada de diagonales y montantes que sirven de unión a los citados cordones, es una estructura triangulada plana.

La forma de la cubierta es poligonal asemejándose a un arco. (Ver figura 2.4.1.1 en anexo A IV).

Sala multifuncional y Edificio de administración

Cada cercha se diseña para que soporte las cargas que actúan en su plano y, en consecuencia, pueden considerarse como una estructura bidimensional. Todas las cargas deben aplicarse en las uniones y no en los mismos elementos.

La estructura de cubierta fue idealizada como celosía metálica que es formada por dos cordones, y una ordenación adecuada de diagonales y montantes que sirven de unión a los citados cordones es una estructura triangulada simplemente apoyada.

Los cordones superior e inferior se forman corrientemente por dos angulares, y las diagonales por angulares. (Ver figura 2.4.1.2 en anexo A IV).

Existen varios tipos característicos como son la cercha HOWE. (Ver figura 2.4.1.3 en anexo A IV), en la que sus diagonales trabajan a compresión y los montantes o parantes a tracción.

Las diagonales trabajando a compresión se formarán con dos perfiles simples y las sometidas a tracción con dos.

1.4.2 Sustentación de la edificación

La estructura de sustentación de la edificación está de acuerdo a como trabaja la estructura, el plano arquitectónico, y el tipo de suelo de fundación.

En este caso será estructura aporticada, tomando cada una de las dimensiones definidas en el plano arquitectónico.

1.4.3 Fundaciones.-

Las fundaciones están en función del tipo de suelo existente en el lugar de emplazamiento del proyecto.

En este caso será zapatas aisladas de hormigón armado de sección cuadrada ya que al hacer el análisis de la estructuración del suelo del lugar de emplazamiento se concluye que es bueno para fundar además de no tener edificaciones colindantes.

1.5 Diseño estructural.-

Se realiza el diseño estructural de acuerdo a la idealización de la estructura tomando en cuenta materiales a utilizar, normas vigentes y el diseño arquitectónico.

Para el cálculo de la sobrecargas de uso se usará la Norma Cirsoc 101.

Para el cálculo de las acciones inducidas por el viento y sus efectos sobre las construcciones se toma la norma Mexicana siguiendo el diagrama de flujo del procedimiento para obtener las cargas por viento de la figura 2.5.1 (Ver anexo A X figuras).

Para el diseño de hormigones se usará el Código Boliviano del Hormigón armado CBH-87.

1.5.1 Estructura de sustentación de cubierta

Clasificación de las cargas.-

Se denomina carga o acción a toda causa que pueda provocar y cambiar el estado de tensiones al que está sometido un elemento estructural.

Carga gravitatoria.- Es la producida por el peso de los elementos constructivos, de los objetos que pueden actuar por razón de uso, y de la nieve en las cubiertas. Son cargas siempre verticales pueden ser de los siguientes tipos:

Concarga.- Es la carga cuya magnitud y posición es constante a lo largo del tiempo se descompone en:

Peso propio.- Es la carga debida al elemento resistente.

Carga permanente.- Es la carga debida a los pesos de todos los elementos constructivos, instalaciones fijas que soporta la estructura.

Sobrecarga.- Es la carga cuya magnitud y/o posición puede ser variable a lo largo del tiempo pueden ser:

De uso. Es la sobrecarga debida al peso de todos los objetos que puedan gravitar por el uso, incluso durante la ejecución.

De granizo. Es la sobrecarga debida al peso del hielo, sobre las superficies de cubierta.

Carga del viento. Es la producida por las presiones y succiones que el viento origina sobre las superficies en las que incide.

Sobrecargas de diseño

Sobrecarga de uso (L_r)

Carga viva originada por uso y ocupación, las sobrecargas en cubiertas son aquellas producidas por materiales, equipos o personal durante el mantenimiento, y por objetos móviles o personas durante la vida útil de la estructura.

Según la norma CIRSOC 101, especifica sobrecargas mínimas sobre cubiertas que se determinan como sigue:

Cubiertas planas, con pendiente y curvas

Las cubiertas comunes planas, con pendiente y curvas se diseñarán para las sobrecargas especificadas en la ecuación (2.5.1.1) u otras combinaciones de cargas de control fijadas en los reglamentos específicos de cada material, aquella que produzca las mayores solicitaciones.

$$L_r = 0.96 R_1 R_2 \quad \text{siendo} \quad 0.58 \leq L_r \leq 0.96 \quad (2.5.1.1)$$

Donde:

L_r sobrecarga de cubierta por metro cuadrado de proyección horizontal en kN/m².

Los factores de reducción R_1 y R_2 se determinarán como sigue:

$$R_1 = 1 \quad \text{Para } A_t \leq 19 \text{ m}^2$$

$$R_1 = 1.2 - 0.01076 A_t \quad \text{Para } 19 \text{ m}^2 < A_t < 56 \text{ m}^2$$

$$R1=0.6 \quad \text{Para } At \geq 56 \text{ m}^2$$

Donde:

At área tributaria en metros cuadrados soportada por cualquier elemento estructural

$$R1=1 \quad \text{Para } F \leq 4$$

$$R2 = 1.2 - 0.05 F \quad \text{Para } 4 < F < 12$$

$$R2= 0.6 \quad \text{Para } F \geq 12$$

Donde, para una cubierta con pendiente, $F = 0,12 \times$ pendiente, con la pendiente expresada en porcentaje y, para un arco o cúpula, $F =$ la relación altura-luz del tramo $\times 32$

Sobrecarga de granizo (R)

Peso unitario (Ver anexo A XI tablas, tabla 2.5.1.1).

$$\gamma = 900 \text{ kg/m}^3$$

La altura de granizo h estimado para esta región es de 5cm.

$$R = \gamma * h$$

Sobrecarga de viento (W)

Es otra sobrecarga variable. Se admite que el viento, en general, actúa horizontalmente y en cualquier dirección.

La velocidad básica de diseño es la velocidad del viento según la zona donde va a estar emplazada la estructura, según el tipo de terreno esta velocidad es determinada de acuerdo a registro de mediciones de la velocidad del viento en un determinado periodo de retorno.

Presión dinámica de base, qz

Cuando el viento actúa sobre una construcción, genera presiones sobre sus superficies, que varían según la intensidad de la velocidad y la dirección del viento.

La presión que ejerce el flujo del viento sobre una superficie plana perpendicular a él, se denomina presión dinámica de base qz , en Pa, y se determina con la siguiente ecuación (2.5.1.2):

$$qz = 0.0047 * G * Vd^2$$

En donde:

VD es la velocidad básica de diseño, en km/h.

qz la presión dinámica de base a una altura z sobre el nivel del terreno, en Kg/m²

G el factor de corrección por temperatura y por altura con respecto al nivel del mar, adimensional.

El valor de G se obtiene con la siguiente expresión (2.5.1.3):

$$G = \frac{0.392\Omega}{273 + \tau}$$

En donde:

Ω es la presión barométrica, en mm de Hg, y

τ la temperatura ambiental, en °C.

En la Tabla 2.5.1.2. (Ver anexo A XI tablas) se presenta la relación entre los valores de la altitud, hm, en metros sobre el nivel del mar (msnm), y la presión barométrica, Ω , en mm de Hg (mercurio).

- Cubiertas de arco circular

La superficie de la cubierta puede estar sujeta a valores positivos o negativos de presión debido a la posible turbulencia del flujo del viento.

En cubiertas muy flexibles, el diseñador debe tomar las precauciones necesarias para hacerlas rígidas de manera conveniente, con diafragmas en sus bordes (trabes de borde) y en zonas en donde puedan ocurrir efectos de pandeo local.

Por lo general, en este tipo de cubiertas, solamente se emplean elementos principales paralelos al eje del arco.

A continuación se presenta el procedimiento para obtener las presiones de diseño en construcciones con cubierta de arco circular. Es importante señalar que este método también es aplicable cuando dichas cubiertas estén soportadas por muros, siempre y cuando la altura de éstos no exceda los 3 metros, como se muestra en la Figura 2.5.1.2 (Ver anexo A X figuras).

a) Presión exterior para diseño de la estructura principal

La presión exterior, p_e , en cubiertas de arco circular como la que se muestra en la Figura 2.5.1.2 (Ver anexo A X figuras) se calculará con la siguiente expresión (2.5.1.4):

$$p_e = C_{pe} q_z$$

Donde:

p_e es la presión exterior, en Pa,

C_{pe} el coeficiente de presión exterior, adimensional, y

q_z la presión dinámica de base del viento evaluada en $h + H_c$ (véase la

Figura 2.5.1.2 (Ver anexo A X figuras) en Pa.

En la Figura 2.5.1.3 (Ver anexo A X figuras) se muestra el coeficiente C_{pe} en función de la longitud normalizada L/H_c y para el caso en el que la dirección del viento es paralela a las generatrices. En la Tabla 2.5.1.3 (Ver anexo A XI tablas) se dan los valores del coeficiente de presión exterior para el caso del viento con dirección normal a las generatrices.

c) Presión interior

Ésta se calculará empleando la siguiente ecuación (2.5.1.5):

$$p_i = C_{pi} q_z$$

Donde:

p_i es la presión interior, en Pa,

C_{pi} el coeficiente de presión interior, adimensional, sus valores se presentan en la Tabla 2.5.4 (Ver anexo A XI tablas), y q_z la presión dinámica de base del viento, en Pa,

Cuando se diseñe la estructura principal, deberá considerarse que las presiones interiores actúan simultáneamente con las presiones o las succiones exteriores (inciso a) y de manera constante; asimismo, éste será el caso con las succiones locales (inciso b) para diseñar los elementos de recubrimiento, sus elementos de soporte y sujetadores. En ambos casos debe seleccionarse la combinación que resulte más desfavorable. La presión interior se calculará para la altura $h + H_c$, en cualquiera de estos casos.

- Cubiertas para techos a dos aguas

Fuerzas sobre construcciones cerradas

Una estructura cerrada es la que se compone de muros y techos, dispuestos de tal manera que forman una construcción prismática; dichos techos y muros no necesariamente son impermeables, pueden tener aberturas, tales como ventanas o puertas, por donde el flujo del viento puede penetrar y generar presiones interiores. Así mismo, una estructura de planta rectangular en la que uno de sus lados está completamente abierto se considera como cerrada con una abertura dominante en ese lado. Cuando se tenga una construcción con dos muros o menos, éstos se diseñarán como elementos aislados.

Las fuerzas estáticas que se ejercen sobre los muros y techos de estructuras cerradas, serán las resultantes de las presiones actuantes sobre sus superficies exteriores e interiores y deberán calcularse de acuerdo con la ecuación (2.5.1.6):

$$F_{es} = p_z A_z$$

Donde:

$p_z = (p_e - p_i)$ para construcciones cerradas.

$p_z = p_n$ para el caso en el que se aplique la presión neta.

Donde:

F_{es} es la fuerza estática resultante del viento que actúa perpendicularmente sobre las superficies o elementos estructurales de la construcción, en N.

p_z la presión de diseño a la altura z , en Pa.

p_e la presión exterior, en Pa.

p_i la presión interior, en Pa.

p_n la presión neta, en Pa.

A_z el área de la estructura, o parte de ella, en m^2 , a la altura z , sobre la que actúa la presión de diseño, p_z . Ella corresponderá:

a) A una parte de alguna de las superficies de la construcción; la presión de diseño que corresponde a una velocidad y dirección del viento dada, se verá afectada por el coeficiente de presión exterior o interior, C_{pe} o C_{pi} , el cual a su vez depende de la forma de la estructura.

b) A la superficie de la construcción o de un elemento estructural, proyectada sobre un plano normal al flujo del viento; la presión de diseño se verá afectada por el coeficiente de arrastre, C_a , según la forma de la construcción o del elemento estructural.

c) A las superficies que se indiquen en los incisos correspondientes cuando se empleen coeficientes de fuerza, C_f , o coeficientes de presión neta, C_{pn} , para evaluar la fuerza total de diseño.

Las fuerzas y los momentos de volteo totales que actúan sobre una construcción deberán obtenerse sumando los efectos de las presiones exteriores e interiores, o de las presiones netas, que se presentan sobre sus superficies.

La convención de signos para presiones exteriores e interiores que aquí se adopta, es que éstas serán positivas cuando ejerzan un empuje y negativas cuando ejerzan una succión en la superficie sobre la que actúan.

La Figura 2.5.1.4 (Ver anexo A X figuras) ilustra la convención de signos adoptada la cual ya está considerada en los valores de los coeficientes de presión. De esta manera, la ecuación 2.5.1.6 se aplicará conservando el signo negativo.

- Presiones exteriores

La presión exterior, p_e , sobre una de las superficies de una construcción cerrada se calculará utilizando la siguiente ecuación (2.5.1.7):

$$P_e = C_{pe} * K_A * K_L * q_z$$

En donde:

P_e es la presión exterior, en Pa,

C_{pe} el coeficiente de presión exterior, adimensional.

K_A el factor de reducción de presión por tamaño de área, adimensional.

K_L el factor de presión local, adimensional.

q_z la presión dinámica de base del viento, en Pa, calculada.

Los valores de los factores K_A y K_L , así como la forma en que se aplican, se describen más adelante.

En las Tablas 2.5.1.4, 2.5.1.5 y 2.5.1.6 (Ver anexos A XI tablas) se proporcionan valores del coeficiente de presión exterior, C_{pe} , para muros y techos de construcciones con planta rectangular cerrada. Si se adoptan otros valores de C_{pe} , éstos deberán justificarse con base en resultados analíticos, experimentales o presentados en la literatura especializada.

Los parámetros referidos en esas tablas se ilustran en la Figura 2.5.1.5 y en la Figura 2.5.1.6 (Ver anexos A X figuras), en las que es importante observar que la denominación de los muros depende de la dirección en la que actúa el viento. La altura de referencia para la que se calcula q_z , será la altura promedio, h , para muros de sotavento, laterales y techo. Los valores del coeficiente de presión exterior para estructuras que no sean de planta rectangular cerrada, se dan en las tablas 2.5.1.4, 2.5.1.5, 2.5.1.6 (a), 2.5.1.6 (b), 2.5.1.6 (c). (Ver anexo A XI tablas).

Cuando el valor de C_{pe} sea positivo, se tratará de un empuje sobre el área en cuestión; cuando sea negativo, se tratará de una succión.

Factor de reducción de presión por tamaño de área, K_A .

Los valores del factor K_A se indican en la Tabla 2.5.1.7. (Ver anexo A XI tablas) y sólo se aplican a las presiones exteriores; en ella puede observarse que este factor depende del área tributaria de diseño. Para los casos no contemplados, así como para los muros de silos, tanques cilíndricos y techos aislados, el valor de K_A será igual a la unidad.

El área tributaria es aquélla sobre la cual se considera que actúa la presión de diseño; por ejemplo, en el caso de un sujetador de recubrimiento, ésta será el área tributaria que retendrá, en el caso de un larguero, ésta será la que resulte del producto del claro entre vigas o columnas principales por la separación entre los largueros, y para la estructura principal, su área tributaria será la que le corresponda según la distribución de marcos o elementos de carga principales.

La presión exterior, p_e , se verá afectada por el factor K_A cuando se diseñen los siguientes elementos de una construcción dada:

- Estructura principal que soporta techos y muros laterales,
- Recubrimientos de esos techos y muros,
- Elementos que sostienen los recubrimientos (tales como los largueros), y
- Sistemas de sujeción de dichos recubrimientos.

Como se observa, este factor no interviene en el diseño de los muros de barlovento y sotavento, por lo que, en estos casos, será igual a uno.

-Factor de presión local, KL

Para el diseño, se considerarán los valores de KL que causen los efectos más adversos. Sin embargo, se tomará como 1.0 si la combinación de presiones exteriores e interiores resulta así más desfavorable.

La presión exterior, p_e , será afectada por el factor KL cuando se diseñen los siguientes elementos:

- Recubrimientos de techos y muros de barlovento y laterales,
- Elementos que soportan los recubrimientos (tales como los largueros).
- Sistemas de sujeción de los recubrimientos.

Cuando se diseñe la estructura principal de la construcción o se trate del muro de sotavento, este factor también se tomará igual a la unidad.

Presiones interiores

La presión interior, p_i , se calculará utilizando la expresión (2.5.1.8):

$$p_i = C_{pi} q_z$$

Donde:

p_i es la presión interior, en Pa.

C_{pi} el coeficiente de presión interior, adimensional.

qz la presión dinámica de base, en Pa.

Es importante remarcar que esta presión interior se considerará constante sobre todas las superficies interiores de la construcción y que, para diseñar las estructuras y sus recubrimientos, deberá tomarse en cuenta que las presiones interiores actúan simultáneamente con las exteriores, debiéndose seleccionar la combinación de ellas que resulte más desfavorable. Asimismo, para su cálculo se considerará la altura promedio de la construcción, h .

Los distintos valores del coeficiente de presión interior, C_{pi} , se dan en las Tablas 2.5.1.8 (a) y 2.5.1.8 (b). (Ver anexo A XI tablas); la primera de ellas se aplica cuando las superficies permiten pequeñas filtraciones al interior de la construcción – no son impermeables, mientras que la segunda es aplicable cuando existen aberturas de tamaño considerable sobre las superficies que conforman la estructura. En estas tablas se emplean los conceptos de permeabilidad, aberturas y aberturas dominantes, las que se definen a continuación.

a) Permeabilidad. Si en una estructura existen huecos o hendiduras que permiten que el flujo de viento penetre a su interior, entonces se presentan presiones interiores que pueden alcanzar magnitudes importantes o actuar simultáneamente con las exteriores provocando condiciones desfavorables, por lo que deberán tomarse en cuenta. Para fines de este capítulo, la permeabilidad de una superficie se define como el cociente entre el área de las hendiduras y huecos, resultado de las tolerancias normales de la construcción, y el área total de esa superficie; en esta permeabilidad también pueden incluirse aberturas o huecos pequeños tales como ventilas de ventanas. Dado que resulta poco práctico evaluar esta permeabilidad, en la Tabla 2.5.1.8 (a). (Ver anexo A XI tablas) se incluyen diferentes casos que, en forma cualitativa, toman en cuenta la permeabilidad de las superficies expuestas.

b) Aberturas. Se consideran como tales las puertas y ventanas abiertas, ventilas para aire acondicionado y sistemas de ventilación, y aberturas en los recubrimientos, entre otras.

c) Aberturas dominantes. Se presentan sobre una superficie cuando la suma del área de sus aberturas excede la suma de las áreas de las aberturas de cualquiera de las otras superficies; en estas aberturas no se incluye la permeabilidad. Una abertura dominante no necesariamente es grande y también puede presentarse como resultado de un escenario particular al producirse una abertura mientras otras están cerradas.

La Tabla 2.5.1.8 (a). (Ver anexo A XI tablas) se empleará cuando se considere el caso en el que las aberturas estén cerradas y la permeabilidad predomina. Por el contrario, la Tabla 2.5.1.8 (b) (Ver anexo A XI tablas) se empleará en el caso en el que las aberturas estén abiertas.

La nomenclatura a utilizarse en la especificación LRFD es la mostrada a continuación:

Carga Permanentes = D

Carga variables de techo = Lr

Carga viento = W

Carga de lluvia o hielo sin incluir encharcamiento granizo = R

Cada combinación modela la carga de diseño cuando una de ellas es máxima.

Carga Pésima	Combinaciones
D (Fase de construcción)	1.4 D
Lr, o S, o R	1.2 D + 1.6 (Lr ó S ó R)
W (Cuando actúa en el sentido de D)	1.2 D + 1.3 W + 0.5 L + 0.5 (Lr ó R)
W (Oponiéndose a D)	0.9 D – (1.3 W ó 1.5 E)

Se debe considerar para efectos del diseño estructural, la combinación de cargas que origine los mayores resultados, es decir la combinación que produzca la mayor sollicitación a la estructura en general o al miembro en particular.

- Estructura de sustentación de cubierta.-

El diseño se realizará de acuerdo con las disposiciones del método en base al diseño factores de carga y resistencia.

La resistencia requerida de los miembros estructurales será determinada mediante el análisis estructural para las combinaciones de carga que corresponda.

La selección de un perfil para usarse como un miembro a tensión es uno de los problemas más sencillos encontrados en armaduras de techos como no existe el problema de pandeo solo se necesita la fuerza factorizada que debe tomar el miembro y dividirla entre un esfuerzo de diseño para determinar el área de la sección transversal efectiva necesaria. Luego se debe seleccionar una sección de acero que satisfaga esta área.

Cada cercha es un elemento sometido a fuerzas axiales directas (tracción o compresión).

El método LRFD consiste en multiplicar las cargas de trabajo C_i por un coeficiente de ponderación o factor de carga λ_i , que varía dependiendo del tiempo de combinación de hipótesis de carga que se establezca, mientras que la característica resistente R_n que define la capacidad teórica del elemento se multiplica por un factor reductor o factor de resistencia ϕ , que intenta considerar las incertidumbres relativas a su fortaleza real, mano de obra y dimensiones de forma que se verifique:

$$\sum \lambda_i C_i \leq \phi R_n$$

El primer miembro representa los efectos de las cargas sobre la estructura y el segundo su capacidad resistente.

- Diseño de miembros en tracción

Para tubos redondos

No existen límites de esbeltez para miembros en tracción.

Para miembros diseñados básicamente en tracción, la razón de esbeltez l/r preferiblemente no debe exceder de 300. Esta sugerencia no se aplica a barras o colgadores en tracción.

La resistencia de diseño en tracción $\Phi_t P_n$ de miembros solicitados a tracción debe ser el menor valor obtenido de acuerdo a los estados límites de fluencia en tracción en la sección bruta y fractura en tracción en la sección neta.

(a) Para fluencia en tracción en la sección bruta: (ecuación (2.5.1.9)):

$$P_n = A_g * F_y$$

$$\Phi_1 = 0.90$$

(b) Fractura en tracción en la sección neta (ecuación (2.5.1.10)):

$$P_n = F_u * A_e$$

$$\Phi_2 = 0.75$$

Donde:

P_n : Resistencia a la tensión axial del elemento estructural (fuerza a tensión).

A_e : Área neta efectiva cm^2 .

A_g : Área bruta del miembro cm^2 .

F_y : Tensión de fluencia mínima especificada del tipo de acero utilizado Kg/cm^2 .

F_u : Tensión de fluencia última especificada del tipo de acero utilizado Kg/cm^2 .

ϕ_2 : Factor de reducción o resistencia en la sección bruta (0.90).

ϕ_1 : Factor de reducción o resistencia en la sección neta (0.75).

Para determinar el área neta a través de soldadura de tapón o ranura no se considerará que el metal soldado no colabore con el área neta.

El área neta de la sección transversal está dada por las siguientes expresión (2.5.1.11):

$$A_T = \frac{\pi * (De - Di)^2}{4}$$

A_T : Área total de la sección transversal del tubo estructural.

De: Diámetro externo

Di: Diámetro interno del tubo.

Área neta efectiva

El área neta efectiva de los miembros traccionados debe ser determinada de la siguiente ecuación (2.5.1.12).

$$A_e = A_n * U$$

Donde:

U: Factor de corte diferido como se muestra en la tabla 2.5.1.9 (Ver anexo A XI tablas). Miembros tales como ángulos simples, ángulos dobles y secciones laminadas T deben tener conexiones diseñadas de tal manera que U es igual o mayor que 0.6.

Para perfil ángulo

El cálculo se realiza siguiendo el procedimiento de cálculo para perfiles de tubo redondo.

- Diseño de miembros en compresión.

Para tubos redondos

Las especificaciones LRFD proporcionan una fórmula (de Euler) para columnas largas con pandeo inelástico y una ecuación parabólica para las columnas cortas e intermedias. Con esas ecuaciones se determina un esfuerzo crítico o de pandeo, F_{cr} , para elemento a compresión. Una vez calculado este esfuerzo para un elemento particular a compresión, se multiplica por el área de la sección transversal para

obtener la resistencia nominal del elemento. La resistencia de diseño del elemento puede entonces determinarse como sigue ecuaciones (2.5.1.13), (2.5.1.1.14):

$$P_n = A_g * \sigma_{cr}$$

$$P_u = \phi_c * A_g * \sigma_{cr} \quad \text{con} \quad \phi_c = 0.90 \text{ LRFD}$$

σ_{cr} = Esfuerzo crítico de compresión.

A_g = Área del acero.

El factor de longitud efectiva K para calcular la esbeltez de la columna KL/r debe ser calculado como:

Donde:

L= longitud no arriostrada lateralmente del miembro.

r = Radio de giro en cm.

K= Factor de longitud efectiva.

Las columnas de los sistemas de marcos gravitacionales basándose en su largo verdadero K=1.

Para miembros diseñados solo a compresión se recomienda que la razón de esbeltez no sea mayor que 200.

Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos.

LRFD para F_{cr} es para pandeo inelástico y la otra es para pandeo elástico. En ambas ecuaciones λ_c es igual a la ecuación (2.5.1.15):

$$\lambda_c = \sqrt{\sigma_Y / \sigma_e}$$

En donde σ_e es el esfuerzo de Euler, σ_Y , es el esfuerzo de fluencia ecuación (2.5.1.16).

$$\sigma_e = \pi^2 * E / (K * L/r)^2.$$

Sustituyendo este valor por σ_e se obtiene la forma de λ_c (Esbeltez) dadas en las especificaciones LRFD ecuación (2.5.1.17).

$$\lambda_c = \frac{K * L}{r * \pi} * \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}$$

En ambas ecuaciones para F_{cr} incluyen los efectos estimados de los esfuerzos residuales y de la falta de rectitud inicial de las columnas, la siguiente fórmula inelástica es de carácter empírico (2.5.1.18).

$$F_{cr} = (0.658\lambda_c^2) * \sigma_y \quad \text{para} \quad \lambda_c \leq 1.5$$

La otra ecuación es para pandeo elástico o de Euler y es la ecuación de Euler multiplicada por 0.887 para considerar el efecto de la falta de rectitud (2.5.1.19).

$$F_{cr} = \left(\frac{0.887}{\lambda_c^2} \right) * \sigma_y \quad \text{para} \quad \lambda_c > 1.5$$

Para perfil ángulo

Para miembros diseñados solo a compresión se recomienda que la razón de esbeltez no sea mayor que 200.

La resistencia nominal a compresión P_n debe ser determinada basándose en el estado límite de pandeo por flexo-torsión de la siguiente manera. Ecuación (2.5.1.20).

$$P_n = F_{cr} * A_g$$

La tensión de pandeo por flexión F_r se determina: Ecuación (2.5.1.21).

Cuando:

$$\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

F_e = tensión crítica de pandeo elástico determinada de acuerdo a la ecuación: Ecuación (2.5.1.22).

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

A_{eff} área efectiva de las secciones basadas en un ancho efectivo b_e que se determina como: Ecuación (2.5.1.23).

$$\frac{b}{t} \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{f_{cr}}}$$

Si no cumple se asume $A_{eff} = A_{total}$

- Diseño de miembros a flexión

Para saber cuánto resiste una pieza sometida a flexión se debe saber si la misma es una pieza compacta, no compacta o esbelta.

Sección compacta: cuando la sección es capaz de desarrollar una distribución total de esfuerzos plásticos antes de pandearse ($\lambda < \lambda_p$), es decir ningún elemento de la pieza sufre pandeo.

Sección no compacta: son aquellas en la que el esfuerzo de fluencia alcanza a ciertos elementos a compresión antes de que ocurra pandeo ($\lambda_p < \lambda < \lambda_r$). En este caso pueden fluir algunas secciones pero no se desarrolla el momento plástico total, por tanto la sección falla por fluencia y no por pandeo local, es decir alguna parte de la sección transversal padea.

Según la norma para perfiles tubulares circulares es:

Esta sección aplica a miembros de sección tubular que posean una razón D/t menor que $0.45E/F_y$.

La resistencia de flexión nominal debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia y pandeo local.

Descripción del elemento	Razón ancho espesor	Ancho-Espesores límites	
		λ_p (Compacto)	λ_r (no compacto)
Perfiles circulares huecos			
En compresión uniforme	D/t	NA	0,11 E/Fy
En flexión	D/t	0,07 E/Fy	0,31 E/Fy

E módulo de elasticidad longitudinal del acero, en MPa. ($E = 200.000 \text{ MPa}$).

Fy tensión de fluencia especificada para el acero que se está utilizando (253 MPa).

Para determinar cuánto resiste un elemento sometido a flexión se tiene que considerar la distancia entre los apoyos laterales, según el reglamento se tiene las siguientes condiciones:

Fluencia ecuaciones (2.5.1.24), (2.5.1.25).

$$M_p = f_y * Z$$

$$\phi * M_n = M_p$$

Momento límite de pandeo Mr ecuaciones (2.5.1.26), (2.5.1.27).

$$M_n = \left(\frac{0.021 * E}{D/t} + f_y \right) * s(10^{-3})$$

$$M_n = M_r$$

Mn= Máximo momento resistente por una sección transversal.

Fy = Esfuerzo de fluencia del acero.

z: módulo resistente de la sección transversal.

En un análisis elástico L_b no debe exceder el valor de L_p ecuación (2.5.1.28) para que $M_n = M_p$.

$$L_p = \frac{300 * r_y}{\sqrt{f_y}}$$

Para secciones no compactas $L_p < L_b < L_r$ ecuación (2.5.1.29).

$$L_r = \frac{r_y * x_1}{26} * \sqrt{1 + \sqrt{1 + 26^2 * x_2}}$$

$$x_1 = \frac{\pi}{S_x} * \sqrt{\frac{E * G * I * A}{2}} \quad x_2 = \frac{4 * C_w}{I_y} * \left(\frac{S_x}{G * I}\right)^2$$

$$M_n = \Phi * M_p - (\Phi * M_p - \Phi M_r) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)$$

Para secciones con paredes esbeltas ecuación (2.5.1.30).

$$M_n = F_{cr} * S$$

Donde:

$$F_{cr} = \frac{0.33E}{\frac{D}{t}}$$

S = Módulo elástico de la sección cm^3 .

Para perfil ángulo

La resistencia de flexión nominal M_n debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia (momento plástico) pandeo lateral torsional y pandeo local del ala.

Fluencia

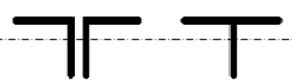
$$M_n = 1.5 M_y$$

M_y = Momento de primera fluencia en torno al eje de flexión T-m.

Para perfil ángulo

Según tabla la sección es:

Tabla de Selección para la Aplicación de las Secciones del Capítulo F

Sección en Capítulo F	Sección	Esbeltez Ala	Esbeltez Alma	Estados Límite
F9		C, NC, S	N/A	Y, LTB, FLB

FUENTE Especificaciones AISC 2005

Donde:

Y: fluencia

C= compacto

NC=no compacto

S= esbelto

LTB= pandeo lateral torsional

FLB= pandeo local ala

Para ángulos Dobles cargados en el plano de simetría

La resistencia de flexión nominal M_n debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia (momento plástico), pandeo lateral torsional y pandeo local del ala.

Resistencia de diseño a flexión ΦM_n

1 Fluencia

$$M_n = M_p$$

Donde:

$M_p = F_y \cdot Z_x < 1,6 M_y$ para almas en tracción.

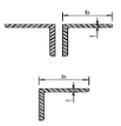
$M_p < M_y$ para almas en compresión.

Donde:

Z = Módulo de sección plástico (eje principal) (Z').

(F_y) = Tensión de fluencia.

La resistencia de flexión nominal debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia momento plástico y pandeo local.

Razones Ancho-Espesor Límite para Elementos en Compresión					
Caso	Descripción del Elemento	Razón Ancho-Espesor	Razones Ancho - Espesor Límites		Ejemplos
			λ_p (compacto)	λ_r (no compacto)	
6.	Flexión en alas de ángulos simples	b/t	$0.54\sqrt{E / F_y}$	$0.91\sqrt{E / F_y}$	

Pandeo lateral torsional ecuación (2.5.1.31).

$$M_n = M_{cr} = \frac{\pi \sqrt{EI_y GJ}}{Lb} \left[B + \sqrt{1 + B^2} \right]$$

Donde:

$$B = \pm 2.3 \left(\frac{d}{Lb} \right) \sqrt{\frac{I_y}{J}}$$

El valor positivo de B se aplica cuando el alma está en tracción y el signo menos se aplica cuando el alma está en compresión. Si el extremo no atiesado del alma está en compresión en cualquier parte a lo largo de la longitud no arriostrada debe ser utilizado el valor negativo de B.

E = Módulo de elasticidad del acero.

G = Módulo de corte del acero.

J = constante torsional cm^4 .

I_y = Momento de inercia cm^4 .

L_b = Longitud superior no arriostrada entre soportes laterales.

C_b = coeficiente de corrección que lleva en cuenta la relación de momentos flectores en el tramo donde se está calculando la resistencia del perfil. Ecuación (2.5.1.32).

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} R_m \leq 3$$

Donde:

M_{\max} = valor absoluto del momento máximo en el segmento no arriostrado Kg-cm .

M_A = valor absoluto del momento en primer cuarto de segmento no arriostrado Kg-cm .

M_B = valor absoluto del momento en el centro del elemento no arriostrado Kg-cm .

R_m = Parámetro de monosimetría de la sección transversal.

I_y = Momento de inercia en torno al eje principal y cm^4 .

I_{yc} = Momento de inercia en el ala de compresión en torno al eje principal.

Según norma AISC

Para miembros con simetría doble y sin cargas transversales entre puntos de arriostramientos la ecuación anterior para determinar C_b se reduce a 2,27 para el caso de momentos de extremos iguales de signo opuesto y a 1,67 cuando uno de los extremos opuestos es igual a 0.

- Diseño de miembros en corte

Para tubos redondos

La resistencia de corte nominal de tubos redondos debe determinada de acuerdo a los estados límites de fluencia en corte y pandeo en corte ecuación (2.5.1.33).

$$V_n = F_{cr} * \frac{A_g}{2}$$

Donde:

F_{cr} debe ser mayor entre ecuaciones (2.5.1.34), (2.5.1.35):

$$F_{cr} = \frac{1.60E}{\sqrt{\frac{L_v}{D} \left(\frac{D}{t}\right)^{\frac{5}{4}}}} \quad \text{Y} \quad F_{cr} = \frac{0.78E}{\left(\frac{D}{t}\right)^{\frac{3}{2}}}$$

Donde:

Pero no debe exceder de 0,6F_y.

A_g= Área bruta de la sección basada en espesor de pared de diseño cm².

D= diámetro exterior cm.

L_v= distancia entre la fuerza de corte máxima y la fuerza de corte cero mm.

t= espesor de pared de diseño igual a 0, 93 veces el espesor de la pared nominal.

Diseño de miembros para solicitaciones combinadas y torsión

Miembros solicitados a carga axial y flexión en torno a uno o dos ejes con o sin torsión y miembros solicitados a torsión pura.

La resistencia torsional de diseño $\Phi_t T_n$ y la resistencia torsional admisible T_n/Ω_t para secciones tubulares redondas de acuerdo a los estados límites de fluencia torsional y pandeo torsional debe ser determinada como sigue.

La tensión crítica F_{cr} debe ser determinada:

Para tubos redondos debe ser el mayor entre ecuaciones (2.5.1.36), (2.5.1.37):

$$F_{cr} = \frac{1.23E}{\sqrt{\frac{L}{D} \left(\frac{D}{t}\right)^{\frac{5}{4}}}} \quad \text{Y} \quad F_{cr} = \frac{0.60E}{\left(\frac{D}{t}\right)^{\frac{3}{2}}}$$

Estado límite de fluencia en corte bajo tensión de corte ecuación (2.5.1.38).

$$F_n = 0.6F_y$$

Pero no debe exceder a $0.60F_y$.

$$T_n = F_{cr}C$$

$$\phi T = 0.9(LRFD)$$

Para tubos redondos la constante corte torsional C es ecuación (2.5.1.39):

$$C = \frac{\pi(D-t)^2t}{2}$$

Para perfil ángulo

Coeficiente de pandeo de placa del alma K_v se determina como se indica a continuación:

Para almas no atiesadas con $h/t_w < 2.6$.

$$K_v = 5$$

Si no cumple se asume $K_v = 1.2$.

La resistencia de corte nominal V_n de almas no atiesadas o atiesadas de acuerdo al estado límite de fluencia en corte y pandeo en corte. Ecuación (2.5.1.40):

$$V_n = 0.6F_yA_wC_v$$

Donde:

Área para corte (A_w).

Tensión de fluencia (F_y).

Nota: Según AISC 2005 Para todos los perfiles ASTM cuando $F_y < 3520 \text{ Kg/cm}^2$

$C_v = 1$

- Elementos sometidos a flexión y fuerza axial:

Cuando las piezas están sujetas a flexión y fuerza axial simultáneamente la norma proporciona restricciones con las siguientes ecuaciones (2.5.1.41), (2.5.1.42):

$$\text{Si } \frac{P_u}{\Phi * P_n} > 0.2$$

$$\frac{P_u}{\Phi * P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{u1}}{\Phi * M_{n1}} + \frac{M_{u2}}{\Phi * M_{n2}} \right) < 1.0$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\Phi * P_n} < 0.2$$

$$\frac{P_u}{2 * \Phi * P_n} + \left(\frac{M_u}{\Phi * M_n} + \frac{M_{u2}}{\Phi * M_{n2}} \right) < 1.0$$

- Diseño de conexiones

Soldaduras

La soldadura constituye una unión fija entre dos o más piezas metálicas, por lo general de igual material, las cuales por medio de calor entregado a las mismas, y casi siempre a un material adicional de aporte, se funden y se combinan resultando una unión.

La soldadura consiste en la unión mediante el calor de dos elementos se realiza esta unión cuando los elementos a unir adquieren grandes metálicos para que formen una sola pieza, con suficiente resistencia y que dimensiones para su transporte a obra, O por la dificultad de las uniones no presente solución de continuidad.

Uniones con soldadura en tubos

Las uniones directas de tubos en reticulados son aquellas que en una o más barras del alma tubulares son directamente soldadas a un cordón tubular continuo que pasa a través de la unión.

En uniones o nudos planos, los ejes de las barras del alma y el cordón deben estar en el mismo plano.

Un nudo multiplano es un nudo funcionando en una estructura espacial.

Las uniones o nudos planos se clasifican en (ver figura 2.5.1.7 en anexo A X figuras).

1.- Cuando la fuerza axial de la barra del alma es equilibrada por la fuerza de corte en el cordón, la unión se designa de la siguiente forma:

Como T cuando la barra del alma sea perpendicular al cordón.

Como Y en cualquier otro caso.

2.- Cuando la fuerza axial de la barra del alma sea equilibrada por las fuerzas axiales de otras barras del alma ubicadas en el nudo del mismo lado, la unión se designa como K, si una de las barras del alma resulta perpendicular al cordón el nudo se designa N. se define un nudo K o N con espaciamiento cuando existe una distancia g entre los pies de las barras del alma adyacentes, medida a lo largo de la cara unida del cordón, se define un nudo K o N con recubrimiento cuando una de las barras del alma se solapa sobre la otra en dirección del cordón.

3.- Cuando la fuerza axial de la barra del alma se transmite a través del cordón y es equilibrada por otra u otras barras del alma ubicadas en el lado opuesto del nudo, la unión se designará como X o en cruz.

El acero de los tubos debe cumplir las siguientes expresiones (2.5.1.43), (2.5.1.44):

$$F_y \leq 355 \text{ Mpa} \quad \text{y} \quad \frac{F_y}{F_u} \leq 0.8$$

La relación de esbeltez de la pared de los tubos que se unen debe cumplir con los límites establecidos en los respectivos campos de validez de las expresiones para obtener las resistencias de diseño.

El espesor nominal de las paredes de los tubos t deberá ser mayor o igual que 2.5 mm.

Los ángulos θ_i entre el cordón y las barras del alma y los ángulos entre las barras del alma adyacentes debe ser mayores o iguales a 30° .

La excentricidad en el nudo debe ser:

$-0.55 D \leq e \leq 0.25 D$ para tubos circulares.

$-0.55 H \leq e \leq 0.25 H$ para tubos rectangulares.

Donde:

e es la excentricidad del nudo que será positiva cuando se mida hacia el exterior del reticulado y negativa cuando se mida hacia el interior del reticulado en cm ecuación (2.5.1.45).

$$e = \left(\frac{D_{b1}}{2\text{sen}\theta_1} + \frac{D_{b2}}{2\text{sen}\theta_2} + g \right) * \left(\frac{\text{sen}\theta_1 * \text{sen}\theta_2}{\text{sen}(\theta_1 + \theta_2)} - \frac{D}{2} \right)$$

Donde:

D_{b1} y D_{b2} Diámetro de la diagonal del reticulado.

θ_1 y θ_2 Ángulo de inclinación de las diagonales del reticulado.

D Diámetro del cordón principal.

g espaciamento entre diagonales normalmente se adopta 1cm.

H Altura del cordón en cm.

Las barras que confluyen en un nudo deben presentar sus extremos preparados de manera que no se produzca modificación de la forma de sus secciones transversales.

En los nudos K con espaciamento debe ser el espaciamento $g \geq t_{b1} + t_{b2}$ a fin de asegurar el espacio necesario para ejecutar correctamente las soldaduras siendo t_{b1} y t_{b2} los espesores de los tubos.

En los nudos K con recubrimiento, el recubrimiento o solape debe ser el suficiente para asegurar que en la interconexión de las barras del alma y el cordón se produce

una transferencia satisfactoria del esfuerzo cortante de una barra a otra. Esto queda satisfecho con los límites para la relación de recubrimiento λ_{ov} .

Cuando se solapan barras del alma que tiene espesores diferentes, la barra de menor espesor debe recubrir a la de mayor espesor.

Cuando se solapan barras de alma de características mecánicas diferentes (por ejemplo F_y) la barra con límite elástico más pequeño, debe recubrir a la barra de límite elástico más grande.

Soldadura entre tubos circulares

La resistencia de diseño del nudo de la barra del alma para fuerza axial $P_n = \Phi P_p$ y o para momento flector $M_n = \Phi M_p$ serán las menores para las respectivas determinadas para los estados límites de plastificación del cordón y punzonamiento por esfuerzo cortante según corresponda para cada tipo de nudo.

Parámetros

Para los nudos soldados entre tubos circulares

B Relación de ancho = D_{bi}/D .

γ Relación de esbeltez del cordón = $D/2t$.

n_p Relación de pretensión del cordón = f_{op}/F_{yo} .

f_{op} ($10P_{op}/A_{go}$) + ($103M_o/S_o$) en Mpa.

P_{op} la menor Resistencia axial requerida del cordón en ambos lados del nudo en KN. (Ver figura 2.5.1.8 Ver anexo A X figuras).

M_o Momento flector requerido en el cordón KN - m.

A_{go} Área bruta del cordón cm^2 .

S_o Módulo resistente elástico del cordón cm^3 .

F_{yo} tensión de fluencia especificada del cordón Mpa.

Dbi Diámetro de la barra de la alma i cm.

D diámetro del cordón cm.

λ Relación de recubrimiento = $(q/p) \times 100$ en %, (Ver figura 2.5.1.9 en anexo A X figuras).

P Proyección del diámetro Dbi de la barra del alma que recubre sobre la pared del cordón = $D_{bi}/\sin\theta$, cm.

q Espaciamiento negativo, distancia entre bordes adyacentes de las barras de alma medida sobre el borde del cordón cm.

e Excentricidad del nudo cm.

g espaciamiento en los nudos K y N cm.

i Índice utilizado para designar las barras del alma. En general $i = 1$ designa barra comprimida; $i = 2$ designa barra traccionada.

t Espesor de la pared del cordón cm.

tbi Espesor de la pared de la barra del alma i cm.

θ_i Ángulo entre el cordón y la barra del alma i o entre barras de alma adyacentes en grados sexagesimales.

Kp, kg, Qb, Qy funciones definidas en Tabla 2.5.1.9 (ver anexo A XI tablas).

Resistencia de diseño y campo de validez

1.- Las resistencias requeridas para las barras de alma deberán ser menores o iguales a las respectivas resistencias de diseño de nudo.

2.- En nudos planos tipos T, Y, X, K o N con espaciamientos o K o N con recubrimiento, las resistencias de diseño axiales de nudo serán determinadas con las expresiones (2.5.1.46), (2.5.1.47), (2.5.1.48), (2.5.1.49), (2.5.1.50), (2.5.1.51), (2.5.1.52), (2.5.1.53).

$$0.2 \leq \frac{D_{bi}}{D} \leq 1 \quad (0.2 \leq \beta \leq 1)$$

$$5 \leq \frac{D_{bi}}{2t_{bi}} \leq 25$$

$$5 \leq \gamma \leq 25$$

$$5 \leq \gamma \leq 20 \text{ para nudos tipo x}$$

$$\lambda \geq 25 \%$$

$$g \geq t_{b1} + t_{b2}$$

$$30^\circ \leq \theta_i \leq 90^\circ$$

$$-0.55 D \leq e \leq 0.25 D$$

Soldadura de filete

Las diagonales se unen a los cordones con soldadura de filete continua alrededor del perímetro diagonal.

La resistencia de diseño al corte ϕP_n de la soldadura de filete se determina:

1.- Para carga longitudinal

Para $(L/t) < 25$ ecuación (2.5.1.54).

$$\phi = 0.55$$

$$P_n = \left(1 - \frac{0.01L}{t}\right) tLF_u(10^{-1})$$

Para $(L/t) \geq 25$ ecuación (2.5.1.55).

$$\phi = 0.55$$

$$P_n = tLF_u(10^{-1})$$

Donde:

t Valor más pequeño entre t1 y t2 cm.

Adicionalmente cuando $t \geq 3.2$ mm la resistencia de diseño de una soldadura de filete con las expresiones será menor o igual a ecuación (2.5.1.56):

$$\phi_1 P_{n1}$$

Donde:

$$\phi_1 = 0.60$$

$$P_{n1} = 0.60 t_w L_{fexx} 10^{-1}$$

P_n, P_{n1} Resistencia nominal del filete KN.

L Longitud del filete en cm.

t_w Espesor efectivo de garganta de la soldadura de filete = $0.707 w_1$ o $0.707 w_2$ el que sea menor cm.

W_1, w_2 lado de la soldadura en cm (ver figuras 2.5.1.10 y 2.5.1.11 anexo A XI figuras).

F_u Tensión de rotura a la tracción especificada Mpa.

F_{exx} Resistencia mínima especificada en el electrodo $F_{exx} = 480$ Mpa.

Diseño de la placa base

La placa de base es de acero A36, el esfuerzo de diseño en el área de apoyo de la columna de hormigón armado que será soportada por las fundaciones, es mucho menor que la correspondiente a la base de acero de una columna, cuando las barras metálicas se apoyan en la columna es necesario que la carga puntual se distribuya en el área suficiente para evitar que se sobre esfuerce el hormigón la carga se transmite a través de la placa de acero que está ligada a la columna con cuatro pernos.

Área de la placa base: La resistencia de diseño por aplastamiento del concreto debajo de la placa base debe ser por lo menos igual a la carga soportada. Cuando la

placa base casi cubre todo el área de la columna esta resistencia es igual a Φ (0.60 por aplastamiento del concreto) multiplicada por la resistencia nominal del concreto $0.85 * f_c * A$ ecuación (2.5.1.57), (2.5.1.58).

$$P_u = \Phi * P_p = 0.85 * f_c * A$$

$$A = \frac{P_u}{\Phi * 0.85 * f_c}$$

Espesor de la placa: Se toma en cuenta como si la placa estuviera en voladizo con las dimensiones n y m igualando al momento plástico de la placa de acero de la siguiente manera:

$$\frac{P}{a * a} * (n) * \left(\frac{n}{2}\right) = \frac{P * n^2}{2 * a * a} \quad \text{o} \quad \frac{P}{a * a} * (m) * \left(\frac{m}{2}\right) = \frac{P * m^2}{2 * a * a}$$

$$\Phi * M_p = \Phi * C * \frac{t}{2} = \Phi * f_y * \frac{t}{2} * \frac{t}{2} = \Phi * f_y * \frac{t^2}{4}$$

Todos calculados para un ancho de un metro de placa.

Donde t es el espesor y $\Phi = 0.90$ igualando esta expresión con el momento máximo el valor de espesor puede ser:

$$\Phi * f_y * \frac{t^2}{4} = \frac{P * m^2}{2 * a * a} \quad \text{o} \quad \Phi * f_y * \frac{t^2}{4} = \frac{P * n^2}{2 * a * a}$$

$$t = m * \sqrt{\frac{2 * P}{0.9 * f_y * a * a}} \quad \text{o} \quad n * \sqrt{\frac{2 * P}{0.9 * f_y * a * a}}$$

Esfuerzo de aplastamiento entre los pernos de anclaje y la placa base: la fuerza vertical P se transmite a la plataforma por aplastamiento directo entre la placa base y la plataforma; la fuerza P se transmiten por medio de los pernos de anclaje.

El esfuerzo de aplastamiento promedio entre la placa base y los pernos de anclaje es igual a la fuerza P dividida entre el área de apoyo de los 4 pernos. El área de apoyo de un perno es igual al espesor de la placa multiplicado por el diámetro del perno.

$$\sigma_c = \frac{P}{4 * t * d_{\text{perno}}}$$

1.5.2 Estructura de sustentación de la edificación.-

Parámetros de diseño.-

Materiales.

Acero estructural de refuerzo para Hormigón Armado

Para el diseño de las secciones de todos los elementos de hormigón armado se considera acero de refuerzo con resistencia característica a la tracción de $f_{yk} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$.

Para el cálculo de secciones se utilizará el Hormigón tipo A con las características de resistencia a la compresión de $f_{ck} = 210 \text{ Kg/cm}^2$ para todos los elementos estructurales (fundaciones columnas y vigas) (Ver anexo A XI tabla 2.5.2.1) sobre características del hormigón.

Parámetros para cargas.-

Cuando se determinen las cargas permanentes con propósito de diseño, se deben usar los pesos reales de los materiales y elementos constructivos.

Las cargas permanentes se obtendrán multiplicando los volúmenes o superficies considerados en cada caso, por los correspondientes pesos unitarios, para los materiales y conjuntos funcionales de construcción.

Sobrecargas de diseño.-

Las sobrecargas usadas en el diseño de edificios y otras estructuras serán las máximas esperadas para el destino deseado en la vida útil de la construcción, pero

en ningún caso deben ser menores que las cargas mínimas uniformemente distribuidas requeridas.

- Estructura de sustentación vigas de hormigón armado.-

Parámetros de diseño de vigas de hormigón Armado

Una de las recomendaciones de la norma es que para predimensionar vigas de hormigón armado se debe tomar en cuenta la resistencia de cada uno de los materiales a emplear en el diseño hacer el cálculo de los momentos que ocasionan las cargas y dimensionar según los siguientes pasos:

La altura debe ser $l/12 - l/16$. Donde l es la luz de cálculo.

El recubrimiento empleado para vigas es de 2cm.

Es siempre aconsejable para reducir las flechas no utilizar elementos muy esbeltos colocar armadura de compresión emplear hormigones de baja fluencia y retrasar lo más posible la aplicación de cargas al hormigón.

Para la determinación de esta flecha se considera solamente la flecha instantánea producida por la acción simultánea de cargas permanente y sobrecarga de uso.

Estados límites Últimos ELU – CBH- 87:

Los valores básicos de los coeficientes de seguridad para el estudio de los estados límites últimos son tabla 2.5.2.2 (Ver anexo A XI tablas).

El valor final de γ_f será el que se obtenga como resultado de la combinación de las correcciones introducidas en el coeficiente básico en función del nivel de control adoptado y de la magnitud de los daños previsibles.

Se tendrá en cuenta que el caso de daños previsibles muy importantes no es admisible un control de ejecución a nivel reducido.

Se podrá reducir el valor final en un 5% cuando los estudios cálculos e hipótesis sean muy rigurosos se consideren todas las solicitaciones y sus combinaciones posibles y se estudien con el mayor detalles de los anclajes nudos enlaces apoyos.

- Diseño de vigas de hormigón armado

Armadura longitudinal

En los estados límites últimos (ver anexo A XI tabla 2.5.2.3) de utilización el comportamiento de la estructura no está influido por las variaciones locales de las propiedades del hormigón o del acero sino más bien por sus características medidas.

Determinación de las resistencias de cálculo,

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \qquad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

Donde:

f_{ck} = Resistencia característica del hormigón a los 28 días 210 kg/cm².

γ_c = Coeficiente de minoración del hormigón 1.50.

f_{yk} = Resistencia característica del acero 4200kg/cm².

γ_s = Coeficiente de minoración del acero 1.15.

Cálculo del momento de diseño

$$M_d = 1.60 M_{m\acute{a}x}$$

Donde:

$M_{m\acute{a}x}$ = Momento máximo.

Cálculo del momento reducido de cálculo

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} < \mu_{lim}$$

Donde:

Md= Momento de diseño.

b_w= Ancho de la pieza.

d= Canto útil de la pieza.

f_{cd}= resistencia de cálculo del hormigón.

Si cumple no se necesita armadura a compresión.

Determinación del momento reducido límite

El momento reducido se lo determina en función de la resistencia del acero, con el uso de la tabla de “Valores Límites” tabla 2.5.2.5 (ver anexo A XI tablas).

$$\mu_{\text{lím}} = 0.332$$

Determinación de la cuantía mecánica

Con el momento reducido determinamos la cuantía mecánica.

La cuantía mecánica se la determina con el uso de la “Tabla Universal para Flexión Simple o Compuesta” tabla 2.5.2.6 (ver anexo A XI tablas).

Cálculo de la armadura necesaria:

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Donde

w_s = Cuantía mecánica.

b_w = Base.

d = Canto útil.

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón.

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero.

Cálculo de la armadura mínima

Se elige la cuantía mecánica mínima W para vigas es:

$$W_{smín} = 0.0033$$

$$A_{s\ mín} = w_{s\ mín} \cdot b_w \cdot h$$

Se considera en el diseño la mayor de estas dos áreas.

Armadura transversal

Determinación de las resistencias de cálculo

Estas son las mismas que las determinadas para la armadura longitudinal.

Cálculo del cortante de diseño

$$Vd = 1.60 V_{máx}$$

Donde:

$V_{máx}$ = Cortante máximo.

Vd = Cortante de diseño.

Según el Código Boliviano del Hormigón CBH-87 las ecuaciones para el cálculo de la armadura transversal en vigas son las siguientes:

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} \rightarrow [kg/cm^2]$$

Donde:

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón.

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{ou} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

Donde:

f_{vd} = Resistencia virtual al corte del hormigón.

b_w = Base.

d = Canto útil.

Cálculo del cortante que va ha ser resistido por el acero

$$V_s = V_d - V_u$$

Donde:

V_d = Cortante de diseño.

V_{cu} = Cortante resistido por el hormigón.

Cálculo de la armadura necesaria

$$A_{st} = \frac{V_{su} \cdot t}{0,90 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

Donde:

V_s = Cortante resistido por el acero.

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero.

d = Canto útil.

t = Longitud de cálculo 100 cm.

Cálculo de armadura mínima

Si: $V_d \leq V_{cu}$

$$A_{s\ min} = 0,02 \cdot b_w \cdot t \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Donde:

f_{vd} = Resistencia virtual al corte del hormigón.

b_w = Base.

d = Canto útil.

Si: $V_d > V_{cu}$ $V_{ou} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$

V_d debe ser menor o igual que V_{ou} , y mayor que V_{cu} , caso contrario, se debe cambiar las dimensiones de la sección transversal.

El área de armadura encontrada es para todas las piernas que tiene el estribo, por lo tanto si se quiere encontrar el área para una pierna se debe dividir el área encontrada entre el número de piernas.

- Estructura de sustentación columnas de hormigón armado.-

Parámetros de diseño de columnas de hormigón Armado

La resistencia del hormigón debe rebajarse en un 10 por 100 con objeto de prever la pérdida que dicha resistencia puede experimentar durante el proceso de compactación el agua tiende a elevarse en la parte superior de la pieza.

Las armaduras longitudinales se sitúan en las proximidades de las caras del pilar debiendo disponerse por lo menos una barra en cada esquina.

La separación máxima entre dos barras de la misma cara no debe ser superior a 35cm.

Con objeto de poder hormigonar correctamente la separación mínima entre cada dos barras de la misma cara debe ser mayor o igual que 2cm que el diámetro de la mayor y 6/5 del tamaño máximo del árido.

Los recubrimientos de las armaduras principales deben estar comprendidos entre uno y cuatro centímetros no debiendo ser inferior al diámetro de las barras.

Las cuantías de las armaduras longitudinales de los soportes sometidos a compresión.

$$0.008 A_c \leq A_{tot} \leq 0.08 A_c$$

En donde A_{tot} es la sección total de la armadura y A_c es la sección total del hormigón.

Con objeto de evitar la rotura por deslizamiento del hormigón la separación s entre planos de cercos en armadura transversal o estribos debe ser:

$$s \leq b_e$$

Siendo b_e la menor dimensión del núcleo del hormigón limitado por el borde exterior de la armadura transversal no es aconsejable adoptar para s valores mayores de 30 cm.

Por otra parte con objeto de evitar el pandeo de las barras longitudinales comprimidas la separación s entre estribos debe ser:

$$s \leq 15 \phi$$

Donde ϕ es el diámetro de la barra longitudinal más delgada.

El diámetro de los cercos y estribos no debe ser inferior a la cuarta parte del diámetro correspondiente a la barra longitudinal más gruesa y en ningún caso será menor que 6mm.

El factor importante en el diseño de la columna es la carga axial con la que se deba trabajar para el diseño, y dicha carga está en función a las cargas vivas y muertas que sostienen la estructura de la cercha, cubierta y viga.

El pandeo es un factor que se debe tomar en cuenta para el diseño para piezas aisladas tabla 2.5.2.7 (Ver anexo A XI tablas).

En columnas rectangulares el número mínimo de varillas longitudinales será de 4 (una en cada esquina), lo que permitirá el armado adecuado de los estribos con tramos paralelos a cada una de las caras.

Las varillas longitudinales y transversales deberán tener resaltes (corrugado) para favorecer su adherencia con el hormigón.

- Diseño de columnas de hormigón armado

Determinación de resistencias de cálculo

En los estados límites (ver tablas en anexo A XI tabla 2.5.2.3) de utilización el comportamiento de la estructura no está influido por las variaciones locales de las propiedades del hormigón o del acero sino más bien por sus características medidas.

Determinación de las resistencias de cálculo,

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \qquad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

Donde:

f_{ck} = Resistencia característica del hormigón a los 28 días 210 kg/cm².

γ_c = Coeficiente de minoración del hormigón 1.50.

f_{yk} = Resistencia característica del acero 4200kg/cm².

γ_s = Coeficiente de minoración del acero 1.15.

Cálculo de la esbeltez del elemento

La esbeltez de un elemento se la determina mediante la siguiente fórmula:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{k \cdot l}{\sqrt{\frac{I}{A}}}$$

Donde:

k: Coeficiente de Pandeo figura 2.5.2.1 (Ver anexo A X figuras).

l: Luz de la viga.

I: Inercia del elemento.

A: Área del Elemento.

Resistencia del Hormigón a compresión

$$f_{cd} = 0,9 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Donde:

f_{ck} = Resistencia característica del hormigón.

γ_c = Factor de seguridad del hormigón (1,50).

Cálculo de la carga Normal mayorada

Donde:
$$N_d = \gamma_c \cdot N$$

N_d = Carga mayorada.

N = Carga Normal.

$\gamma_c = 1.60$ coeficiente de mayoración de cargas.

Cálculo de la armadura Longitudinal

Pandeo de piezas comprimidas de hormigón armado

Longitud de pandeo

Una estructura se llama intraslacional si sus nudos, bajo solicitaciones de cálculo, presentan desplazamientos transversales cuyos efectos pueden ser despreciados desde el punto de vista de la estabilidad del conjunto y traslacional en caso contrario.

La longitud de pandeo l_0 de un soporte se define como la longitud del soporte biarticulado equivalente al mismo a efectos de pandeo, y es igual a la distancia entre dos puntos de momento nulo del mismo. La longitud de pandeo de los soportes

aislados se indica (Ver anexo A XI tablas en la tabla 2.5.2.7) en función de la sustentación de la pieza.

La longitud de pandeo de una columna está en función de las rigideces de las columnas y vigas que concurren a está.

La longitud de pandeo de soportes pertenecientes a pórticos depende de la relación de rigideces de los soportes a las vigas en cada uno de sus extremos, y puede obtenerse de los monogramas que se indica en esta parte, siendo para ello preciso decidir previamente si el pórtico puede considerarse intraslacional o debe considerarse traslacional.

Para poder determinar la longitud de pandeo se utiliza la siguiente ecuación:

$$\text{Longitud de pandeo } l_o = k * l \text{ (k se obtiene entrando con } \psi \text{)}$$

$$\text{Ten } \psi_A = \frac{\sum (EI \div l) \text{ de todos los pilares}}{\sum (EI \div l) \text{ de todas las vigas}}; \text{ (igual para } \psi_B \text{)}$$

o los dos valores entramos en el ábaco de la figura 2.5.2.1 (Ver anexo A X figuras) y determinamos el valor de k donde remplazamos en la siguiente fórmula y obtenemos la esbeltez mecánica:

$$r = \sqrt{\frac{I.c}{A.c}} \quad \lambda = \frac{k * long.c}{r}$$

También se determina la esbeltez geométrica:

$$\lambda = \frac{k * long.c}{base.c}$$

Valores límites para la esbeltez

- a) Para esbelteces mecánicas $\lambda < 35$ (equivalentes a secciones rectangulares) y esbelteces geométricas $\lambda_g < 10$ la pieza puede considerarse corta y no es necesario una comprobación a pandeo.

- b) Para esbelteces mecánicas $35 \leq \lambda < 100$ (geométricas $10 \leq \lambda_o < 29$), puede aplicarse el método aproximado.
- c) Para esbelteces mecánicas $100 \leq \lambda < 200$ (geométricas $29 \leq \lambda_o < 58$), debe aplicarse el método general. para soportes de secciones y armadura constante a lo largo de su altura puede aplicarse el método aproximado de la columna modelo o el de las curvas de referencia.
- d) No es recomendable proyectar piezas comprimidas de hormigón armado con esbelteces mecánicas $\lambda > 200$ (geométricas $\lambda_o > 58$).

Diseño a Flexión esviada

Se dice que una sección se encuentra en un estado de flexión esviada cuando no se conoce a priori la dirección de la fibra neutra. Este estado se presenta en los casos siguientes:

En aquellas secciones que, por su forma, no presentan un plano de simetría, como las secciones en L de lados desiguales.

En aquellas secciones que, siendo simétricas en cuanto a la forma, están armadas asimétricamente respecto a su plano de simetría, y en aquellas secciones que, siendo simétricas por su forma y armaduras, están sometidas a una sollicitación que no está en el plano de simetría.

En último caso es, sin duda el más frecuente en el que se encuentran:

La mayoría de los pilares, aunque formen parte de pórticos planos, la acción de viento o del sismo puede producir flexiones secundarias, que con frecuencia se desprecian, lo mismo que las que resultaría de una consideración rigurosa del pandeo y de las posibles inexactitudes de construcción, con las consiguientes excentricidades situadas fuera del plano principal de flexión.

La razón de regir el problema de la flexión esviada debe atribuirse a su complejidad y a la ausencia, hasta tiempos recientes, de métodos prácticos para su tratamiento.

Sección rectangular con armadura simétrica

Se trata en este apartado el problema de flexión esviada de mayor importancia práctica, que es el de la sección rectangular de dimensiones conocidas y disposición de armaduras conocidas, en la única incógnita es la armadura total.

Para el dimensionamiento y la comprobación de este tipo de secciones existe un procedimiento sencillo y práctico, que se exponen a continuación.

Ábacos adimensionales en roseta

Para realizar el cálculo, cuando las piezas que se encuentran sometidas a flexión esviada, se utilizarán los ábacos en roseta para flexión esviada.

Se preparan en forma adimensional, llevando en los ejes los esfuerzos reducidos (v , μ_x , μ_y), son válidos para una sección rectangular, cualesquiera que sean sus dimensiones y la resistencia del hormigón.

El dimensionamiento de una sección es inmediato si disponemos de una roseta preparada para la misma disposición de armaduras, recubrimientos relativos y límite elástico del acero. Basta entrar en el sector correspondiente al valor de v del que se trate, con los valores de μ_x , μ_y , para obtener la cuantía mecánica total necesaria w .

Proceso de cálculo

Los datos básicos que se necesitan son los que se mencionan a continuación:

a, b =Son las dimensiones de la sección del pilar.

M_{yd} =Momentos flectores de cálculo en la dirección Y.

M_{xd} =Momentos flectores de cálculo en la dirección X.

N_d =Esfuerzo normal de cálculo.

f_{cd} ,= Resistencia de cálculo del hormigón.

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero.

- Determinar la capacidad mecánica del hormigón

$$U_c = f_{cd} * b * a = f_{cd} * A_c$$

- Determinar los esfuerzos reducidos

$$\nu = \frac{N_d}{A_c * f_{cd}} \quad \mu_x = \frac{M_{dx}}{U_c * b} \quad \mu_y = \frac{M_{dy}}{U_c * a}$$

- Definir los valores de momento reducido

$$\mu_1 > \mu_2$$

- Determinar la cuantía mecánica w

Con los valores de los esfuerzos reducidos y definiendo la distribución de la armadura para los pilares se entra a los ábacos en roseta para flexión esviada. (Ver anexo A X figuras figura 2.5.2.2.).

Si el valor de ν no es redondo, se obtiene w por interpolación entre los resultados correspondientes a los valores redondos de ν entre los que esté situado el lado.

- Determinar la capacidad mecánica de la armadura total.

$$U_{total} = w * U_c$$

- Determinar la armadura total de acero

$$A_{total} = \frac{U_{total}}{f_{yd}} \rightarrow A_{total} = \frac{w * a * b * f_{cd}}{f_{yd}}$$

- Se deberá verificar que la pieza se encuentre en buenas condiciones frente al pandeo, para poder lograr esto se deberá cumplir la siguiente relación:

$$\frac{e_x}{e_{x \max}} + \frac{e_y}{e_{y \max}} \leq 1$$

La excentricidad total en la dirección X-X

$$e_{x \max} = \left[e_y + \frac{\beta * h * e_x}{b} \right] + e_{fx} + e_{ax}$$

$$e_x = \frac{My}{N} \quad ; \quad e_{ax} = \frac{b}{20} \geq 2cm$$

$$e_{fx} = \left[3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right] * \left[\frac{b + 20 * e_x}{b + 10 * e_x} \right] * \frac{l_o^2 * 10^{-4}}{b}$$

La excentricidad total en la dirección Y-

Donde:
$$e_{y \max} = \left[\frac{b \cdot e_y}{h} + \beta \cdot e_x \right] + e_{fy} + e_{ay}$$

$$e_y = \frac{Mx}{N} \quad ; \quad e_{ay} = \frac{h}{20} \geq 2cm$$

b, h=Es la dimensión de la pieza en la dirección del plano X y Y.

lo=Longitud de pandeado
$$e_{fy} = \left[3 + \frac{f_{yd}}{250} \right] \cdot \left[\frac{h + 20 \cdot e_y}{h + 10 \cdot e_y} \right] \cdot \frac{l^2 \cdot 10^{-4}}{h} \quad (kg/cm^2)$$

ea=Excentricidad accidental en el plano que se analiza.

ef=Excentricidad ficticia en el plano que se analiza.

β =Una constante cuyos valores están en función del axial reducido v.

Cálculo de la armadura transversal

Para el cálculo de la armadura transversal en las columnas, la separación entre estribos será:

$$s \leq \begin{cases} b \text{ ó } h \text{ (menor dimensión de la pieza)} \\ 15 \cdot \phi_{\text{de la armadura longitudinal}} \end{cases}$$

El diámetro del estribo será:

$$\phi_{\text{Estribo}} \geq \begin{cases} 1/4 \cdot \phi_{\text{de la armadura longitudinal}} \\ 6 \text{ mm.} \end{cases}$$

Teniendo el valor correspondiente de la armadura procedemos al cálculo del número barras que es igual a la relación entre el área escogida entre el área mínima y la de cálculo, se escoge el mayor valor.

1.5.3 Fundación (cimientos).-

Es necesario conocer todas las cargas calculadas con precisión incluyendo cargas de viento cargas constructivas y otras cargas temporarias que podrían influir durante la etapa de construcción.

También se debe conocer con exactitud el tipo de estructura y su comportamiento con relación a la rigidez de la misma es necesario tener el pleno conocimiento del suelo donde se va a realizar la fundación las diferentes capas de formación del suelo, nivel freático, resistencia.

Después de conocer todos los datos anteriores se escoge una fundación que atienda las condiciones técnicas y económicas de la obra.

Parámetros de diseño de zapatas de hormigón Armado

La carga admisible sobre el terreno puede venir impuesta por la condición de que los asientos del mismo sean compatibles con la capacidad de deformación de la estructura o resultar de consideraciones puramente resistentes. En este último caso es cociente entre la carga de hundimiento del suelo y el coeficiente seguridad.

Las zapatas de espesor constante son más sencillas de construir aunque llevan mayor cantidad de hormigón en zapatas piramidales el espesor h_o del borde debe ser $h_o \geq h/3$ y no menor de 30cm.

Las zapatas llevan una armadura principal de tracción paralela a la cara inferior constituidas por barras en ambas direcciones deben emplearse en ella redondos de diámetro grande siempre que lo permitan las condiciones de adherencia y además recubrimientos importantes del orden de 5cm para evitar la corrosión de las armaduras la separación de estos redondos no debe superar los 30cm.

- Diseño de zapatas flexibles

De principio se han obtendrán las envolventes de reacciones de los apoyos de la estructura y en función de la resistencia del suelo.

Se realizará el cálculo de armaduras, la verificación al corte, punzonamiento, adherencia, verificación al vuelco, deslizamiento y la verificación de los esfuerzos en la base de la fundación, de manera que dichos esfuerzos resulten menores al admisible del terreno de fundación.

Cálculo del área de fundación

$$A = \frac{1.05 N}{\sigma_{adm}}$$

Donde:

N fuerza resultante de la reacciones de la estructura.

Cálculo de los esfuerzos

$$\sigma_{\acute{m}ax} \leq \sigma_{adm}$$

$$\sigma = \frac{N + pp}{A} \pm \frac{6 * Ma}{a^2 * b} \pm \frac{6 * Mb}{b^2 * a} \leq \sigma_{adm}$$

Donde:

PP peso propio de la fundación

$$N+pp = \begin{cases} N+ 5\%N \\ N + 10\%N \end{cases}$$

Cálculo de la altura útil

$$d \geq \begin{cases} d = \sqrt{\frac{a_0 * b_0}{4} + \frac{a * b}{(2 * K) - 1}} - \frac{a_0 + b_0}{4} \\ d = \frac{2(a - a_0)}{4 + K} \\ K = \frac{4f_{vd}}{\gamma * \sigma_{adm}} \\ f_{vd} = 0.5\sqrt{f_c d} \end{cases}$$

Altura de la zapata

$$h = d + r$$

Donde: r = recubrimiento para zapatas igual a 5cm

Cálculo de los momentos flectores en la base

$$M''_a = Ma \pm (Ha * h)$$

$$M''_b = Mb \pm (Hb * h)$$

Cálculo del peso propio de la zapata

$$\gamma = \text{peso específico del hormigón } 2500 \frac{Kg}{m^3}$$

$$PP = a * b * h * \gamma$$

Verificación de la sección con peso propio

$$\sigma = \frac{N + pp}{A} \pm \frac{6 * Ma}{a^2 * b} \pm \frac{6 * Mb}{b^2 * a} \leq \sigma_{adm}$$

Verificación al deslizamiento

Suelo sin cohesión

$$\frac{N + pp * \tan \delta d}{H} \geq 1.5$$

Donde:

N es el esfuerzo normal transmitido por la estructura.

Pp peso propio de la zapata.

H es el esfuerzo cortante transmitido por la estructura.

$\delta d = \frac{2}{3} \delta$ es el ángulo interno de rozamiento del suelo minorado

Suelo cohesivo

$$\frac{A cd}{H} \geq 1.5$$

Donde:

A área de la zapata

Cd 0.5 calculado a la mitad del coeficiente de presión del suelo.

Verificación al vuelco

$$\gamma_a = \frac{(N + PP) * a/2}{M''_a} > \sigma_{máx}$$

$$\gamma_b = \frac{(N + PP) * b/2}{M''_b} > \sigma_{máx}$$

Cálculo de la armadura

Para calcular la armadura de la zapata, se debe encontrar el momento de diseño. Para esto se calcula las tensiones de la zapata sin tomar en cuenta el peso propio de la misma.

Se calcula el momento (M_e) a una distancia de 15 cm de la cara de la comuna del bloque más comprimido.

Cálculo de las tensiones de la zapata en el suelo. (Ver figura 2.5.3.1 y 2.5.3.3 en anexo A X figuras).

$$\sigma_1 = \frac{N}{a * b} - \frac{6 * Ma}{a^2 * b} + \frac{6 * Mb}{b^2 * a}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{6 * Ma}{a^2 * b} + \frac{6 * Mb}{b^2 * a}$$

$$\sigma_3 = \frac{N}{A} - \frac{6 * Ma}{a^2 * b} - \frac{6 * Mb}{b^2 * a}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{6 * Ma}{a^2 * b} - \frac{6 * Mb}{b^2 * a}$$

Cálculo del momento de diseño. (Ver figura 2.5.3.2. En anexo A X figuras).

$$x_1 = x - x_2$$

$$x_2 = \frac{a - a_0}{2} + 0.15a_0$$

$$\sigma'' = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{a} X_1$$

$$\sigma^* = \sigma_1 + \sigma''$$

Luego el momento mayorado es:

$$M_{da} = 1.60 M_a \cdot b$$

Donde:

M_i = Momento flector.

M_{oda} = Momento de diseño.

M_{ac} = Momento reducido.

Armadura longitudinal necesaria

$$\mu d = \frac{1.6 * M * b}{b * d^2 * f_{cd}}$$

$$W = \mu d (1 + \mu d)$$

$$A_s = W * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \left. \vphantom{A_s} \right\}$$

$$A_{min} = 0.0018 * b * d$$

Donde:

ω = Cuantía mecánica.

b = Longitud de cálculo 100 cm.

d = Canto útil.

Y_d = Resistencia de cálculo del acero.

C_d = Resistencia de cálculo del hormigón

El área de armadura final será el mayor de los dos valores encontrados.

Verificación a la adherencia

Para garantizar la suficiente adherencia entre las armaduras y el hormigón del elemento de cimentación, deberá verificarse que:

$$\tau_b \leq \tau_{bd}$$

$$\tau_b = \frac{V_{d1}}{0,90 * d * n * u}$$

$$\tau_{bd} = k^3 \sqrt{f_{cd}^2}$$

$$\begin{cases} k = 2 \text{ (flexible)} \\ k = 0.95 \text{ (rígida)} \end{cases}$$

Donde:

ib.= Tensión tangencial de adherencia.

Bpd=Resistencia de cálculo para adherencia.

Vd. =Fuerza cortante mayor en la sección.

d=Canto útil.

n= Número de barras.

u=Perímetro de cada barra.

fcd= Resistencia de cálculo del hormigón (kg/cm^2).

k=Es un coeficiente que se toma 0,95 para zapatas rígidas y 2 para zapatas flexibles

Se define como zapatas flexibles a las que cuyo vuelo máximo es superior a 2h, en alguna de las direcciones principales.

Se define como zapatas rígidas, todas aquellas que tengan un vuelo máximo de la cimentación, medido en ambas direcciones principales, donde el paramento del elemento que se cimienta, no sea superior a 2h.

1.6 Estrategia para la ejecución del proyecto.-

1.6.1 Especificaciones técnicas.-

Las especificaciones técnicas son los documentos en los cuales se definen las normas, exigencias y procedimientos a ser empleados y aplicados en todos los trabajos de construcción de obras, elaboración de estudios.

Las especificaciones técnicas se encuentran conformadas por los siguientes puntos:

Alcance del trabajo.

Materiales, herramientas y equipo.

Método constructivo.

Disposiciones administrativas.

Medición y forma de pago.

1.6.2 Precios unitarios.-

Este sistema es analítico que establece los correspondientes volúmenes de obra, en cantidades matemáticas parciales las que se engloban en un total a base de los pliegos de condiciones y especificaciones técnicas, planos arquitectónicos, estructurales y constructivos, se calcula el precio unitario de cada uno de los ítems que forman parte de la obra.

Un precio unitario se halla formado por la adición de los siguientes rubros:

- (a) Costo de materiales.
- (b) Costo de mano de obra (incluyendo beneficios sociales).
- (c) Desgaste de herramientas.
- (d) Gastos generales.
- (e) Utilidad.
- (f) Impuestos.
- (g) Equipos.

La suma de (a), (b) y (g) forman el costo directo, la suma de (c) y (d) representan el costo indirecto, la suma de ambas integran el costo o precio neto al que adicionada la utilidad y los impuestos proporcionan el precio de aplicación.

1.6.3 Cómputos métricos.-

La estimación del costo de una construcción debe ser necesariamente el resultado de un proceso de cálculo de cantidades volúmenes de obra y valores precios unitarios de todos los ítems que forman parte de una construcción.

1.6.4 Presupuesto.-

Paralelamente al estudio arquitectónico y estructural de una obra es necesario establecer su costo para relacionarlo con el destino u objeto que se le va a dar y consecuentemente ver si las condiciones o disponibilidades del propietario serán suficientes para llevar a cabo la obra recurriendo o no a financiamiento.

Un presupuesto es el valor total estimativo del costo que tendrá una construcción al ser terminada.

El cálculo del presupuesto se realiza por el sistema de cálculo de precios unitarios.

1.6.5 Planeamiento y cronograma.-

Desde el punto de vista económico, las diferentes posibilidades constructivas y tipológicas dar lugar a costes de ejecución y plazos diferentes.

El planeamiento y cronograma de una construcción se determina de acuerdo a la ruta crítica y a la cantidad de obreros necesarios en cada una de las etapas de construcción; se emplea el método GANTT para la elaboración del planeamiento y determinación del cronograma de obra.

