

CAPITULO I

ANTECEDENTES

CAPÍTULO I

1 ANTECEDENTES

1.1 El Problema

Es notable el crecimiento de la población en la ciudad de Tarija, y en los últimos años la apertura de nuevos barrios, pequeñas urbanizaciones, condominios, etc., la mayoría de estos casos son en zonas lejanas del centro de la ciudad o la mancha urbana. Todo esto conlleva al incremento estudiantil en la ciudad, a esto se suma la demanda de ítems para profesores, construcción de colegios nuevos, ampliaciones en colegios.

1.1.1 Planteamiento

No se tiene diseño estructural, existe el diseño arquitectónico y el terreno para la ejecución de la obra tomando en cuenta que existe la necesidad de una ampliación para el incremento de nuevas aulas en el colegio.

Los principales motivos que originan estos problemas son:

- No tiene diseño estructural.
- Existe la necesidad de la ampliación del colegio.

El planteamiento de solución inmediata para todo esto es la siguiente:

- Hay diseño arquitectónico.
- Existe el terreno para construcción de nuevas aulas.

1.1.2 Formulación

Para el diseño se analizó dos o tres alternativas de planteo estructural, eligiendo así la mejor alternativa. Como mejor alternativa de solución al problema se plantea realizar el diseño estructural de nuevas aulas.

Con el diseño estructural para la aplicación de la U. E. Bolivia, se facilita a futuro la construcción del nuevo bloque de aulas, la cual en su diseño arquitectónico consta de dos niveles en los cuales se emplazarán las aulas, un auditorio, laboratorios para trabajos de investigación, módulos de baños, vestuarios, rampa de acceso y un pequeño parque para el área de recreación.

1.1.3 Sistematización

De la alternativa elegida se perfecciona y ajusta lo que corresponde como ejemplo cubierta metálica con cerchas metálicas laminadas en frío como aporte académico.

Teniendo en claro cuál es la necesidad para el aumento de aulas en el colegio, se analizan las diferentes alternativas, eligiendo así, la que sea más factible, sustentando

además en los análisis por que se eligió dicha opción, haciendo una descripción de los métodos que se usaran para optimizar la realización del proyecto.

A partir del análisis del estudio topográfico y el estudio de los suelos, tomando en cuenta el diseño arquitectónico se procede a realizar el cálculo y diseño estructural de la unidad educativa Bolivia, utilizando como herramientas el conocimiento adquirido sobre construcciones civiles y tomando los parámetros que nos indica la norma, abordando así el problema de la falta de cálculos estructurales realizados a esta obra civil, trabajando en conjunto con la alcaldía de la ciudad de Tarija.

1.2 Objetivos

1.2.1 General

Realizar el diseño estructural, bloque de aulas para la Unidad Educativa Bolivia en el barrio Senac de la ciudad de Tarija, aplicando la Nueva Norma Boliviana del Hormigón Estructural (NB 1225001-20) para un correcto dimensionamiento de los elementos estructurales de la edificación, además de utilizar un paquete estructural y la verificación manual de los elementos más cargados, para que el municipio a futuro pueda realizar la construcción de las aulas que necesita la U. E. Bolivia.

1.2.2 Especifico

Entre los objetivos específicos se establecen los siguientes:

- Validación de los datos de estudio de suelos realizados por la Alcaldía.
- Realizar el diseño y dimensionamiento de fundaciones, columnas, vigas, losa, escalera, rampa y cubiertas.
- Verificar los resultados a través del programa ETABS y SAP2000.
- Verificación manual de los elementos más cargados.
- Determinación del costo y tiempo referencial de ejecución de la estructura como un parámetro aproximado.

1.3 Justificación

Las razones por las cuales se plantea la propuesta de proyecto de ingeniería civil son las siguientes:

1.3.1 Académica

Se profundizará el estudio de diseño en edificios adquiridos durante la fase académica en ingeniería civil analizando las diferentes variables que intervienen en su diseño para lograr un diseño óptimo, novedoso y económico.

1.3.2 Técnica

Utilizando las normativas:

- Nueva Norma Boliviana del Hormigón Estructural (NB 1225001-20)
- NB 1225002 (2013) Acciones sobre las estructuras
- AISI-LRFD96 (Perfiles Conformados en Frío)
- NB 1225003 (Viento)
- Norma MV – 101 (Viento)

Se determinarán todos los esfuerzos y solicitaciones a las que estará expuesta la estructura y se realizará el dimensionamiento adecuado de todos los elementos, realizando una verificación de los resultados obtenidos mediante la aplicación de un paquete estructural (SAP 2000) como herramienta de apoyo.

1.3.3 Social

Con la implementación del proyecto se dará solución al problema de demanda de aulas para alumnos en el barrio Senac y por ende en la ciudad de Tarija y evitar que alumnos vayan a colegios distantes, ofreciendo además ambientes amplios y cómodos.

1.4 Alcance del proyecto

Con el proyecto de cálculo estructural de la ampliación de la unidad educativa Bolivia, se logra tener la cobertura necesaria de alumnos para la población del barrio Senac de la ciudad de Tarija, obteniendo así una estructura eficiente que beneficie a las familias que viven en la zona.

1.5 Ubicación del proyecto

Geográficamente la ciudad de Tarija se encuentra ubicada entre las coordenadas 21° 31' de latitud sur y 64° 44' de longitud oeste y está a 1866 m.s.n.m.

La implementación del proyecto será en la ciudad de Tarija en el barrio Senac, calles Manuel Rojas y Toledo.



Figura 1. Ubicación de la ampliación en la U.E. Bolivia (Barrio Senac)

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

CAPÍTULO II

2 MARCO TEÓRICO

2.1 Levantamiento topográfico

La topografía es una ciencia aplicada que, a partir de principios, métodos y con la ayuda de instrumentos permite representar gráficamente las formas naturales y artificiales que se encuentran sobre una parte de la superficie terrestre, como también determinar la posición relativa o absoluta de puntos sobre la Tierra.

2.1.1 Curvas de Nivel

Se llama curva de nivel a una línea imaginaria cuyos puntos están todos a la misma altura sobre un plano de referencia, pudiendo considerarse como la intersección de una superficie de nivel con el terreno.

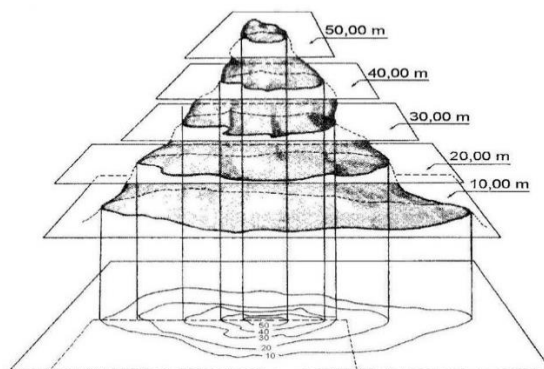


Figura 2. Ilustración de Curvas de Nivel

Fuente: Recuperado de <http://blogdoorientista.blogspot.com/2012/02/dican-o-16-teoria-do-relevo.html>

2.2 Estudio de suelos

En el sentido general de la ingeniería, “suelo” se define como el agregado no cementado de granos minerales y materia orgánica descompuesta (partículas sólidas) junto con el líquido y gas que ocupan los espacios vacíos entre las partículas sólidas. El suelo se usa como material de construcción en diversos proyectos de ingeniería civil y sirve para soportar las cimentaciones estructurales. Por esto, se deben estudiar las propiedades del suelo, tales como origen, distribución granulométrica, capacidad para drenar agua, compresibilidad, resistencia cortante, capacidad de carga, y otras más. Dichas propiedades se traducen en:

- Distribución Granulométrica
- Límites de Atterberg
- Clasificación de los suelos (según S.U.C.S.)
- Esfuerzos permisibles en la masa del suelo.

2.2.1 Sistema de Clasificación de Suelos

Los suelos con propiedades similares se clasifican en grupos y subgrupos basados en su comportamiento ingenieril. Los sistemas de clasificación proporcionan un lenguaje común para expresar en forma concisa las características generales de los suelos, que son infinitamente variadas sin una descripción detallada.

Los dos sistemas principales de clasificación actualmente en uso son:

- (1) El Sistema A.A.S.H.T.O. (American Association of State Highway and Transportation Officials).
- (2) el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos S.U.C.S. (Unified Soil Classification System).

2.2.2 Prueba de penetración estándar (S.P.T.)

El ensayo S. P. T. (Standard Penetration Test) consiste básicamente en contar el número de golpes (N) que se necesitan para introducir dentro un estrato de suelo, un toma-muestras (cuchara partida) de 30 cm. de largo, a diferentes profundidades (generalmente con variación de metro en metro). Él toma-muestras es golpeado bajo energía constante, con una maza en caída libre de 140 lb. (33.5 Kg.) y una altura de caída de 30 plg. (76,2 cm.).

Este ensayo se realiza en depósitos de suelo arenoso y de arcilla blanda; en depósitos de grava, roca o arcilla consolidada, el equipo podría sufrir daños.

El resultado de la prueba de penetración estándar (S.P.T.) es el número de golpes N (resistencia a la penetración), necesarios para penetrar un dispositivo de muestreo en el suelo o en la roca mediante el llamado Intervalo de Profundidad de penetración 0,3 m (1 ft).

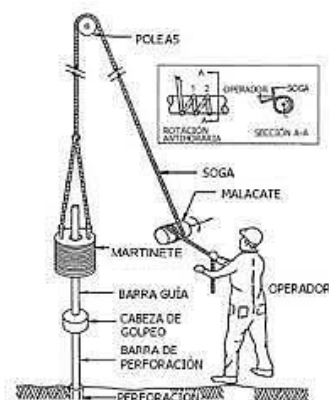


Figura 3. Esquema General del Ensayo S.P.T.

Fuente: Recuperado de <http://sismica.com.mx/procedimientos/sondeo-penetracion-estandar.php>

2.3 Diseño arquitectónico

Mediante el diseño arquitectónico se planifica lo que será finalmente el edificio construido con todos los detalles, imagen de estética, sus sistemas estructurales y todos los demás sistemas que componen la obra. El diseño arquitectónico debe ser funcional, morfológico y estético, apropiado al emplear la tecnología en los sistemas estructurales, buscar la eficiencia y la productividad, permitir la accesibilidad a todos los segmentos sociales.

2.4 Diseño de estructura metálica sustentación de la cubierta

La resistencia requerida de un miembro para el método LRFD se determina a partir de las combinaciones de cargas dadas en el reglamento de construcciones aplicable.

Factores de carga

La parte 2 del Manual de AISC proporciona los siguientes factores de carga para edificios:

- a. $1,4 D + L$
- b. $1,2 D + 1,6 L + 0,5 (L_r \text{ o } S \text{ o } R_f)$
- c. $1,2 D + 1,6 (L_r \text{ o } S \text{ o } R_f) + (0,5 L \text{ o } 0,8 W)$
- d. $1,2 D + 1,3 W + 0,5 L + 0,5 (L_r \text{ o } S \text{ o } R_f)$
- e. $1,2 D + 1,5 E + 0,5 L + 0,2 S$
- f. $0,9 D - (1,3 W \text{ o } 1,5 E)$

Donde:

D = Carga permanente

E = Carga sísmica

L = Sobrecarga debido al uso

L_r = Sobrecarga sobre la cubierta

S = Carga de nieve y granizo

R_f = Carga de lluvia, exceptuando estancamiento

W = Cargas de viento

Luego del análisis de cargas que se hizo anteriormente, podemos decir que no se consideraran todas las combinaciones de cargas recién denotadas, así solo tomaremos en cuentas las cargas a considerar en estas combinaciones, teniendo como las combinaciones que se usaran a las siguientes:

- $1,4 D$
- $1,2 D + 1,6 S + 0,8 W$
- $1,2 D + 1,3 W + 0,5 S$

La estructura se dimensiona para que tenga una resistencia ultima de diseño suficiente para resistir las cargas factorizadas. Esta resistencia se considera igual a la resistencia teórica o nominal (R_n) del miembro estructura, multiplicada por un factor de resistencia ϕ que es normalmente menor que 1.0; con este factor, el Ingeniero intenta tomar en cuenta las incertidumbres relativas a resistencias de los materiales, dimensiones y mano de obra.

$$\sum Y_i Q_i = \phi R_n$$

Carga de viento: Viento en X (V_x) y Viento en Y (V_y)

Antecedentes

Esta comunicación se refiere a una de las etapas del proyecto comenzando el año anterior, y que fuera iniciado con el trabajo “acción del viento sobre cubiertas planas a dos vertientes aisladas del suelo”

Este año, se ha agregado el análisis de cubiertas curvas aisladas del suelo para establecer una comparación con las anteriores, por cuanto el reglamento CIRSOC 102 determina la posibilidad de calcular los coeficientes de presión en la superficie curva a partir de la plana.

El reglamento establece, en el art. 8.3.3. c) “las cubiertas en forma de bóveda simétrica con la concavidad dirigida hacia el suelo, cuyo rebaje sea menor a $\frac{1}{4}$... se reemplazará en este caso la bóveda por las dos vertientes planas formadas por las semicuerdas”.

En el caso de solidos con aristas vivas, no es necesario obtener igualdad de numero de Reynolds entre modelo y prototipo, por cuanto la característica del flujo de aire en la vecindad del solido es función de la localización del punto donde se produce su desprendimiento que es precisamente en una arista. En superficies curvas, no existe un punto definido y la separación es función del número de Reynolds, turbulencia y rugosidad de la superficie del modelo.

En la estructura real, para velocidades mayores a 10 m/seg. el número de Reynolds (Re) es mayor a 10^6 y el flujo está en régimen ultra crítico

$$Re = \frac{v * d}{\nu}$$

Donde:

v = velocidad del fluido

d = dimensión característica del objeto

ν = viscosidad cinemática del fluido

Para la asignación de cargas de viento se empleó la Norma Española MV-101 que tiene mucha similitud con la Norma Boliviana de Viento NB 1225003.

Las tablas siguientes son las que se emplearon en la actual validación, pertenecen a la Norma Española MV-101.

TABLA 5.1. PRESION DINAMICA DEL VIENTO				
Altura de coronación del edificio sobre el terreno en m cuando la situación topográfica es:		Velocidad del viento v		Presión dinámica w
Normal	Expuesta	m/s	km/h	kg/m ²
De 0 a 10	-	28	102	50
De 11 a 30	-	34	125	75
De 31 a 100	De 0 a 30	40	144	100
Mayor de 100	De 31 a 100	45	161	125
-	Mayor de 100	49	176	150

Tabla 1. Presión dinámica del viento

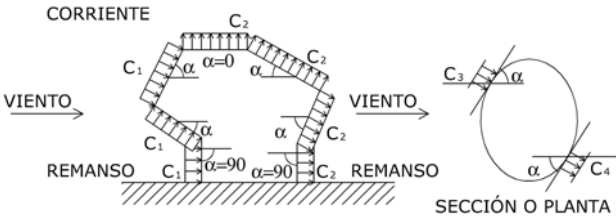
TABLA 5.2. COEFICIENTE EOLICO DE SOBRECARGA LOCAL EN UNA CONSTRUCCION CERRADA						
						
Situación Angulo de incidencia del viento α	Coeficiente eólico en:					
	Superficies planas		Superficies curvas rugosas		Superficies curvas muy lisas	
	Barlovento C1	Sotavento C2	Barlovento C3	Sotavento C4	Barlovento C3	Sotavento C4
En remanso: 90° - 0°	+ 0,8	- 0,4	+ 0,8	- 0,4	+ 0,8	- 0,4
En corriente: 90°	+ 0,8	- 0,4	+ 0,8	- 0,4	+ 0,8	- 0,4
80°	+ 0,8	- 0,4	+ 0,8	- 0,4	+ 0,8	- 0,4
70°	+ 0,8	- 0,4	+ 0,8	- 0,4	+ 0,4	- 0,4
60°	+ 0,8	- 0,4	+ 0,4	- 0,4	0	- 0,4
50°	+ 0,6	- 0,4	0	- 0,4	- 0,4	- 0,4
40°	+ 0,4	- 0,4	- 0,4	- 0,4	- 0,8	- 0,4
30°	+ 0,2	- 0,4	- 0,8	- 0,4	- 1,2	- 0,4
20°	0	- 0,4	- 0,8	- 0,4	- 1,6	- 2,0
10°	- 0,2	- 0,4	- 0,8	- 0,4	- 2,0	- 2,0
0°	- 0,4	- 0,4	- 0,4	- 0,4	- 2,0	- 2,0
Valores intermedios pueden interpolarse linealmente.						

Tabla 2. Norma MV-101

Consideraciones de los elementos según norma AISI-LRFD

Largueros

Se debe satisfacer con la expresión C5.1.2-1 de las especificaciones del manual AISI 2001, en la que se combinan los esfuerzos axiales y de flexión; pero como el caso que

se analiza corresponde a un elemento sujeto únicamente a fuerzas que producen flexión pura, se desestima el componente de la ecuación que involucra los esfuerzos producidos por las cargas axiales, teniéndose entonces la siguiente expresión:

$$\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \leq 1$$

Donde,

M_{ux} y M_{uy} = momentos flectores aplicados en cada uno de los ejes.

$$\phi = 0.90$$

M_{nx} y M_{ny} = momentos flectores que resisten cada uno de los ejes.

Tensores

El tensor cumple con la misión de dar soporte entre los largueros de cubiertas, a fin de hacerlos más resistentes a la flexión en su eje débil. Los tensores soportan las reacciones de la viga simplemente apoyada, debidas a las componentes paralelas a la cubierta que ocasionan las cargas por el efecto de la gravedad, como son el peso de la cubierta y de los largueros.

$$A_d = \frac{P_u}{\phi 0.75 F_u}$$

Donde

P_u = Carga axial de diseño

$$\phi_t = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

F_u = Punto de fluencia último

Miembros sometidos a tracción

En la sección C2 p.60 de las especificaciones AISI y en la sección C2 p.A4 del apéndice se recomienda que, dado que la carga de diseño $T_u \leq \phi_t T_n$, la resistencia nominal T_n corresponde a la menor entre los valores:

a) Para fluencia en la sección total:

$$T_n = A_g F_y$$

$$\phi_t = 0.90$$

b) Por fractura en la sección neta lejos de la conexión

$$T_n = A_n F_u$$

$$\phi_t = 0.75$$

Donde:

A_g = área total

A_n = área neta

F_y = punto de fluencia

F_u = resistencia última

Lo que infiere que, al diseñar, el área que se escogerá será la mayor entre A_g y A_n . Asimismo, se deberá comprobar que el miembro estructural a diseñarse, cumpla con la relación de esbeltez

$$\frac{L}{r_{min}} \leq 300$$

Miembros sometidos a compresión

En la sección C4 p.81 de las especificaciones AISI se indica que la resistencia nominal para compresión es:

$$P_n = A_e F_n$$

$$\phi_c = 0.85$$

Donde, A_e = área efectiva de diseño

F_n = esfuerzo crítico o de pandeo y es determinado de la siguiente forma:

$$\text{Para } \lambda_c \leq 1.5 \quad F_n = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y$$

$$\text{Para } \lambda_c > 1.5 \quad F_n = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_y$$

Donde:

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$

F_e = el menor valor de pandeo flexionante, torsional y flexo-torsión

• Pandeo Flexionante

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

Con E = Módulo de elasticidad

K = factor de longitud efectiva (1) = 1

L = longitud lateral no arriostrada

r = radio de giro de la sección completa respecto al eje de pandeo

Para determinar el área efectiva de la sección de un perfil, se sigue lo establecido en la sección B2.1(a) de las especificaciones AISI; pero dado que los perfiles C, utilizados en este proyecto como miembros principales, sus alas no tienen rigidizadores de borde, por lo que las especificaciones en su sección B3.1 restringen el valor del coeficiente de pandeo local (k) a un valor de 0.43; mientras que su alma si está rigidizada por las alas y $k = 4$. Además, se debe cumplir con la relación de longitud plana-espesor $w/t <$

60 para elementos no rigidizados en los bordes y $w/t < 500$ para elementos rigidizados (tomado de sección B.1.1(a) de las especificaciones). Quedando las recomendaciones de la siguiente forma: Ancho efectivo, b , será determinado de las siguientes ecuaciones:

$b = w$ cuando $\lambda \leq 0.673$

$b = \rho w$ cuando $\lambda > 0.673$

Donde

w = longitud plana del ala de la sección

$$\rho = \frac{\left(1 - \frac{0.22}{\lambda}\right)}{\lambda}$$

Donde:

λ es un factor de esbeltez determinado como sigue:

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} * \left(\frac{w}{t}\right) * \sqrt{\frac{Fn}{E}}$$

Donde

t = espesor de la sección

k = coeficiente de pandeo local

Lo anterior se aplica tanto al ala como al alma de la sección, para luego computadas sus respectivas longitudes efectivas determinar el área efectiva de la sección.

2.5 Diseño estructural

El diseño estructural incluye la disposición y el dimensionamiento de las estructuras y de sus partes, de manera que soporten en forma satisfactoria las cargas a las cuales puedan estar sujetas. En particular, el diseño estructural implica lo siguiente: la disposición general del sistema estructural; el estudio de los posibles tipos o formas estructurales que representen soluciones factibles.

El diseño estructural también incluye la preparación de planos.

2.5.1 Modelación de Sistemas Estructurales

Por modelado se define al proceso al cual se genera una idealización matemática que pretende representar la conducta real de la estructura a ser construida.

Por ello este proceso conlleva a la toma de decisiones respecto a los siguientes aspectos: La geometría de la estructura, las propiedades de los materiales que la constituyen, la magnitud y ubicación de cargas permanentes y variables, los tipos de

elementos que la pueden representar con mayor fidelidad (1, 2 o 3 dimensiones), las conexiones internas entre estos elementos, los apoyos externos y la interacción de la estructura con el medio circundante (suelos, líquidos u otros materiales). El proyectista debe elegir, en cada caso, el tipo de elemento más adecuado para que el modelo estructural reproduzca adecuadamente el comportamiento buscado de dicho elemento.

2.5.2 Norma de diseño

Las normas que se seguirán para el diseño estructural del Hormigón Armado es la siguiente:

NB1225001: La norma boliviana de hormigón proporciona las prescripciones observadas en el diseño, ejecución y control de obras de hormigón estructural las que deben ser capaces de resistir las acciones previstas durante los períodos de construcción y de servicio, ofreciendo la seguridad adecuada al uso que se destinen durante su período de vida útil.

2.6 Hormigón armado

Una estructura de hormigón armado está conformada por elementos estructurales de concreto reforzado con barras o mallas de acero, llamadas armaduras.

El hormigón en masa es un material moldeable y con buenas propiedades mecánicas y de durabilidad, y aunque resiste tensiones y esfuerzos de compresión apreciables tiene una resistencia a la tracción muy reducida.

Para resistir adecuadamente esfuerzos de tracción es necesario combinar el hormigón con un esqueleto de acero.



Figura 4. Edificio Peachtree Center

Fuente: Diseño de Concreto Reforzado - McCormac

2.6.1 Hormigón

El hormigón es una mezcla de arena, grava, roca triturada u otros agregados unidos en una masa rocosa por medio de una pasta de cemento y agua. En ocasiones, uno o más aditivos se agregan para cambiar ciertas características del hormigón, tales como la ductilidad, durabilidad y tiempo de fraguado.

2.6.1.1 Propiedades del hormigón

La resistencia de diseño de un miembro y sus nudos y conexiones en términos de momentos, fuerza axial, cortante, torsión y aplastamiento, debe tomarse como la resistencia nominal S_n multiplicada por el factor de reducción de resistencia ϕ aplicable.

$$\text{Resistencia de diseño} \geq \text{Resistencia requerida}$$

$$\phi R_n \geq R_u$$

En el procedimiento de diseño por resistencia, el margen de seguridad se obtiene mediante una combinación de factores aplicados a las cargas de servicio y factores de reducción de resistencia ϕ aplicados a las resistencias nominales.

2.6.1.2 Módulo de Elasticidad

El concreto no tiene un módulo de elasticidad definido, por tanto, su valor varía con las diferentes resistencias del concreto, su edad y del tipo de carga, además de las características y proporciones del cemento y los agregados. La fórmula que se usa para determinar el módulo es:

$$E_c = 3830 \sqrt{f'_c}$$

Dónde:

E_c Módulo de elasticidad

f'_c Resistencia del concreto [MPa]

2.6.1.3 Módulo de Poisson

Al someter un cilindro de concreto a cargas de compresión, éste o solo se acorta a lo largo, sino que también se expande lateralmente. Su valor varía de aproximadamente 0.15 para concretos de alta resistencia hasta 0.20 para concretos de bajo grado.

2.6.1.4 Resistencia

Resistencia del concreto a la compresión

Este parámetro es obtenido a través del ensayo de un cilindro estándar de 6" (15 cm) de diámetro y 12" (30 cm) de altura. El espécimen debe permanecer en el molde 24 horas después del vaciado y posteriormente debe ser curado bajo agua hasta el

momento del ensayo. El procedimiento estándar requiere que la probeta tenga 28 días de vida para ser ensayada, sin embargo, este periodo puede alterarse si se especifica. En la siguiente tabla se muestra la relación entre la resistencia del concreto a una determinada edad y su resistencia a los 28 días.

Tabla 3. Relación entre la resistencia la compresión del concreto en diferentes etapas y la resistencia a os 28 días (Teodoro E. harmsen)

tiempo	7 días	14 días	28 días	90 días	6 meses	1 año	2 años	5 años
$f'_c(t)/f'_c28$	0.67	0.86	1	1.17	1.23	1.27	1.31	1.35

Resistencia del concreto a la tensión

La resistencia a la tensión del concreto varía de aproximadamente 8 a 15% de su resistencia a la compresión. Una razón principal para esta baja resistencia, es que el concreto contiene un gran número de grietas muy finas.

2.6.2 Aceros

El acero es una aleación de diversos elementos entre ellos: carbono, manganeso, silicio,

cromo, níquel y vanadio. El carbono es el más importante y el que determina sus propiedades

mecánicas. A mayor contenido de carbono, la dureza, la resistencia a la tracción y el límite elástico aumentan.

Los aceros en su mayoría se fabrican en base a acero de lingotes, las designaciones de las varillas varían, según la ASTM son:

- ASTM A615 varillas de aceros de lingote, lisos y corrugados (la más común).
- ASTM A706 varillas lisas y corrugadas de baja aleación.
- ASTM A996 varillas corrugadas de acero de riel o de acero de ejes.

2.6.2.1 Varillas Corrugadas y Alambres

Las corrugaciones en su superficie son para favorecer la adherencia con el concreto.

Tabla 4. Características resistentes de los aceros grado 60 y 75

	$f_y \left[\frac{kgf}{cm^2} \right]$	$f_s \left[\frac{kgf}{cm^2} \right]$
Grado 60	4200	6300
Grado 75	5300	7000

Dónde:

f_y = Esfuerzo de fluncia del acero

f_s = Resistencia mínima a la traccion a la rotura

2.6.2.2 Barras de armaduras comerciales en Bolivia

Tabla 5. Tabla de Aceros Comerciales en Bolivia

Diámetro Nominal (mm)	Diámetro Real d_b (mm)	Área Nominal (mm ²)	Masa Nominal (Kg/m)
6	6,0	28,0	0,222
8	8,0	50,0	0,395
10	10,0	78,5	616,0
12	12,0	113,0	888,0
16	16,0	201,0	1,578
20	20,0	314,0	2,466
25	25,0	491,0	3,853
32	32,0	804,0	6,313

2.6.2.3 Propiedades del acero

Relación Esfuerzo - Deformación del Acero

En la figura N°5 Se puede apreciar una porción de la curva esfuerzo-deformación para aceros de diversos grados. Como se observa, en la fase elástica, los aceros de distintas calidades tienen un comportamiento idéntico y las curvas se confunden. El módulo de elasticidad es definido como la tangente del ángulo. Por lo tanto, este parámetro es independiente del grado del acero y se considera igual a:

$$E_s = 200000 \quad [MPa]$$

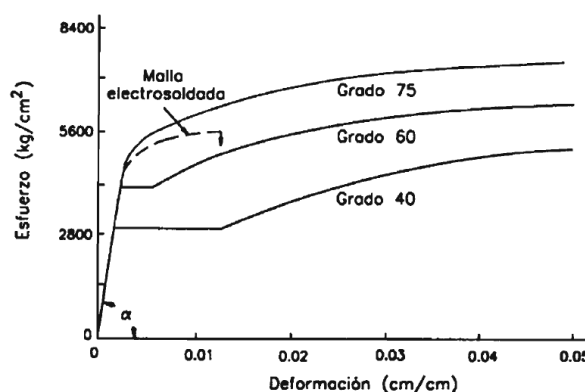


Figura 5. cuadro de relación esfuerzo – deformación del acero

Fuente: Diseño de Concreto estructural, Teodoro E. Harmsen

2.6.3 Estados límites

Un estado límite es una situación caracterizada por el valor de una magnitud física, tal que, de ser rebasada, haría que la estructura dejara de ser apta para su uso, ya sea por ruina estructural total o parcial o por una pérdida significativa de funcionalidad. Es decir, si una magnitud M caracteriza un estado límite concreto, existirá un valor límite de valor último M_U tal que la condición $M > M_U$ implica que la estructura sufrirá algún tipo de fallo estructural o deterioro, que hará en general deje de ser apta para su uso normal.

Por tanto, una estructura segura será aquella en la que el valor previsible o de cálculo de todas las magnitudes críticas M_d sea tal que no se supere en ningún caso los valores últimos de dichas magnitudes y se cumpla que:

$$M_d \leq M_U$$

2.6.3.1 Estados límites últimos

Un Estado Límite Último (E.L.U.) es un estado límite, tal que de ser rebasado la estructura completa o una parte de la misma puede colapsar al superar su capacidad resistente. En general, el que un E.L.U. sea sobrepasado es una situación extremadamente grave, que puede provocar cuantiosos daños materiales y desgracias personales. Por esa razón, los coeficientes de seguridad usados en los cálculos relacionados con un E.L.U. son sustancialmente mayores que en otro tipo de estados límite.

2.6.3.2 Estados límites de servicios

Un Estado Límite de Servicio (E.L.S.) es un tipo de estado límite que, de ser rebasado, produce pérdida de funcionalidad o deterioro de la estructura, pero no en un riesgo inminente a corto plazo. En general, los E.L.S. se refieren a situaciones solventables, reparables o que admiten medidas paliativas o molestias no-graves a los usuarios. El que un E.L.S. sea rebasado no reviste la misma gravedad que el que un E.L.U. sea sobrepasado.

En los cálculos de comprobación de los E.L.S. se emplean márgenes de seguridad más moderados que en los E.L.U.

2.6.4 Hipótesis de cargas

Los factores de carga o los coeficientes de seguridad, como se los conoce más comúnmente, se aplican a las distintas acciones de acuerdo a las 7 posibles combinaciones de mayoración de cargas dadas por la NB1225001.

Estructura vacía

$$U = 1.4D$$

Estructura con sobrecargas

$$U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$$

Estructura de cubierta

$$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1.0L \text{ ó } 0.5W)$$

Acción de viento

$$U = 1.2D + 1.6W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$$

Acción de viento + empujes de suelo

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

Dónde:

U = Carga de diseño o última que la estructura necesita poder resistir

D = Carga muerta

F = Cargas debidas al peso y presión de fluidos

T = Esfuerzos totales de la temperatura, flujo, contracción, asentamientos diferenciales y hormigón compensador de la contracción.

L = Carga viva

H = Cargas debidas al peso y la presión lateral del suelo, presión del agua subterránea o presión de materiales a granel

L_r = Cargas vivas de techo

S = Carga de nieve o granizo

R = Carga pluvial

W = Carga eólica

E = Efectos sísmicos o de carga de terremoto

2.7 Elementos estructurales**2.7.1 Vigas**

Para el diseño de vigas se toma en cuenta parámetros o restricciones que nos da la norma como la cuantía mínima, cuantía máxima, tipo de falla que debe tener una viga sometida a flexión, etc.

Las pruebas de vigas de concreto reforzado confirman que las deformaciones unitarias varían en proporción a las distancias del eje neutro, aun en los lados de tensión y aun en la cercanía de cargas últimas.

Los esfuerzos de compresión varían aproximadamente en forma lineal hasta que el esfuerzo máximo es igual a aproximadamente $0.50 f'_c$. Sin embargo, éste no es el caso cuando los esfuerzos son mayores.

Aunque la distribución real de esfuerzos dada en la figura N°6 puede parecer importante, en la práctica cualquier forma supuesta (rectangular, parabólica, trapezoidal, etc.) se puede usar si las ecuaciones resultantes se comparan con los resultados experimentales. Los perfiles más comunes propuestos son el rectángulo, la parábola y el trapecio, con el perfil rectangular mostrado en la figura N°6 como el más común.

Whitney remplazó el bloque curvo de esfuerzos por un bloque rectangular equivalente de intensidad $0.85 f'_c$ y altura $\alpha = \beta_1 c$, como se muestra en la figura N°6. El área de este bloque rectangular debe ser igual a la del bloque curvo de esfuerzos y los centroides de los dos bloques deben coincidir.

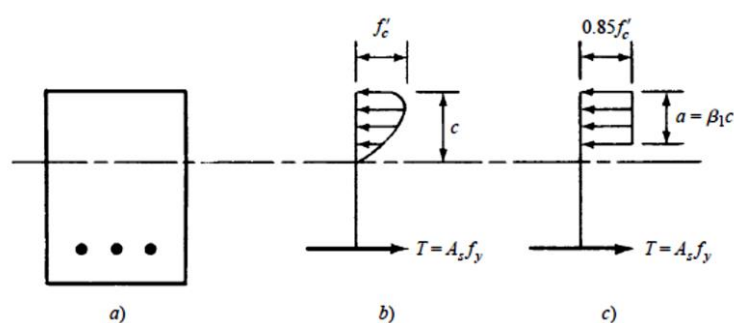


Figura 6. Algunas formas posibles de la distribución de esfuerzos

Fuente: Diseño de Concreto estructural, Teodoro E. Harmsen

a) Diseño a Flexión

Se debe colocar un área mínima de refuerzo para flexión $A_{s(mín)}$ en toda sección donde el análisis requiera refuerzo a tracción.

La cuantía mínima $\rho_{mín}$, debe ser mayor de (a) y (b): NB 1225001-2020 9.6.1.2; ACI 318-19 9.6.1.2

$$a) \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} \qquad b) \frac{1,4}{f_y}$$

$$A_{s-mín} = \rho_{mín} * b * d$$

Dónde:

$A_{s-mín}$: Área mínima de refuerzo a flexión.

b) Diseño a Corte

Los códigos de diseño NB-1225001 y ACI 318-14, determinan la resistencia al cortante mediante la siguiente expresión.

$$V_u \leq \phi V_n$$
$$\phi V_n = \phi(V_c + V_s)$$

Dónde:

V_u : Fuerza cortante mayorada.

V_n : Resistencia nominal a cortante.

A continuación, se muestra en la Tabla 33 expresiones para poder determinar la capacidad resistente a corte del concreto, de las cuales se elegirá el menor valor obtenido.

$$V_c = 0.17\sqrt{f'_c}b_wd$$

Dónde:

V_c : Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

b: Ancho del alma.

d: Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

A continuación, se muestra expresiones para poder determinar la capacidad resistente a corte del acero.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$
$$V_s = \frac{A_{est}f_yd}{S}$$

Dónde:

V_c : Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

V_s : Resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante.

b: Ancho del alma.

d: Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

A_{est} : Área de refuerzo de corte con un espaciamiento s.

c) Ubicación de los estribos para confinamiento

Para estructuras o pórticos intermedios, se debe colocar estribos para confinamiento en las siguientes regiones de acuerdo a la NB1225001

En ambos extremos de la viga deben colocarse estribos cerrados de confinamiento en una longitud $2h$ medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara del elemento de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de:

- $d/4$
- Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.
- 300 mm.
- El espaciamiento de la armadura transversal no debe exceder $d/2$ en toda la longitud de la viga.

2.7.2 Losas

a) Flexión

$$\phi * M_n \geq M_u$$

$$M_n = 0.85 * f'_c * b * a * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

b) Cortante

$$\phi * V_n \geq V_u$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$V_c$$

$$(0.5\lambda\sqrt{f'_c} + 176\rho_w * \frac{V_u*d}{M_u}) * b_w * d \quad (a)$$

Menor que (a), (b) y

(c)

$$\left(1.9\lambda * \sqrt{f'_c} + 176\rho_w\right) * b_w * d \quad (b)$$

$$0.53\lambda * \sqrt{f'_c} * b_w * d \quad (c)$$

La resistencia al cortante aportado por el acero es:

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s}$$

El refuerzo por cortante perpendicular al eje del miembro (A_v) y el espaciamiento (s) son calculados por:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{(V_u - \phi * V_c)}{\phi * f_{yt} * d}$$

2.7.3 Columnas

La columna es un elemento sometido principalmente a compresión, por lo tanto, el diseño está basado en la fuerza interna, conjuntamente debido a las condiciones propias de las columnas, también se diseñan para flexión de tal forma que la combinación así generada se denomina flexocompresión.

a) Diseño a flexocompresión

Para el diseño de las columnas existentes, de acuerdo a los requerimientos de resistencia y condiciones de servicio marcados, recurrimos a la norma, para la cual hacemos cumplir la siguiente relación.

$$P_u \leq \phi P_n$$

Dónde:

P_u = Carga actuante para el estado último de carga

ϕP_n = Resistencia última del elemento estructural

Se ha determinado experimentalmente que, en estructuras reales, el hormigón tiene una resistencia a la rotura aproximadamente del 85% de f'_c . En estructuras reales la excentricidad se da por varias causas, la NB1225001 con el objeto de tomar en cuenta estas excentricidades reduce la resistencia a la carga axial y de las siguientes expresiones:

Para columnas con estribos.

$$\phi P_n = \phi 0.80 [0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y]$$

Para columnas zunchadas o constituidas por espirales

$$\phi P_n = \phi 0.85 [0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y]$$

Dónde:

ϕP_n = Resistencia última del elemento estructural

f'_c = Resistencia característica a compresión del hormigón

A_g = Área de la columna

A_{st} = Área del refuerzo longitudinal de la columna

f_y = Límite de fluencia del acero

Las dos expresiones anteriores nos dan la capacidad máxima de carga axial de las columnas.

b) Diagramas de interacción de columnas

A continuación, se presenta una curva de interacción unidireccional de una columna, cualquier combinación de carga axial y de momento flector, que defina un punto que caiga dentro de la curva de interacción (o sobre la curva de interacción), indicará que la sección escogida es capaz de resistir las solicitaciones propuestas. Cualquier punto que quede por fuera de la curva determinará que la sección transversal es incapaz de resistir las solicitaciones especificadas.

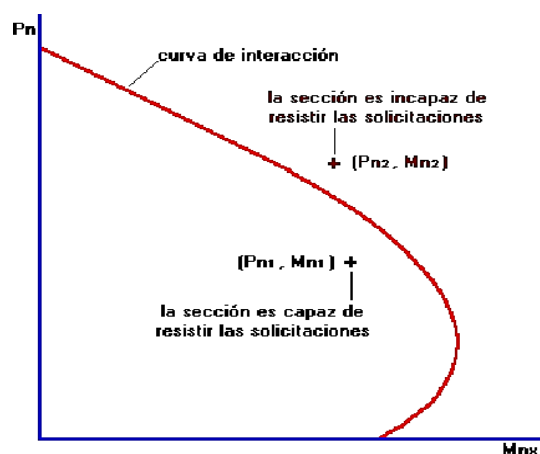


Figura 7. Diagrama de interacción en columnas

Fuente: Reinforced Concrete, James K. Wight

c) Cuantía máxima y mínima de refuerzo longitudinal

En este tipo de elementos estructurales, según normativa NB 1225001-2020, las áreas mínimas como máximas son las siguientes:

$$A_{min} = 0.01 A_g$$

$$A_{max} = 0.08 A_g$$

$$0,01 \leq \frac{A_{st}}{A_g} \leq 0.08$$

Sin embargo, la normativa también recomienda que la cuantía de la armadura longitudinal no debe exceder el 4% cuando se requiera empalmar por traslape las barras de la columna, pues esta zona tendrá el doble de armadura.

Dónde:

A_{min} A_{max} : Área mínima y máxima de acero

A_{st} : Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado.

A_g : Área bruta de la sección.

d) Diseño a corte

A continuación, se muestra las expresiones para poder determinar la capacidad resistente a corte del concreto.

$$V_u \leq \phi V_n$$
$$\phi V_n = \phi(V_c + V_s)$$
$$\phi V_c = \phi 0.17 \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

Dónde:

V_u : Fuerza cortante mayorada.

V_n : Resistencia nominal a cortante.

V_c : Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

V_s : Resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante.

b : Ancho del alma.

d : Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

N_u : Carga axial mayorada normal a la sección transversal.

A_g : Área bruta de la sección.

e) Ubicación de los estribos para confinamiento

En ambos extremos de la columna deben colocarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento S_o en una longitud L_o medida desde la cara del nudo. El espaciamiento S_o no debe exceder el menor de:

- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
- 12 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.
- La mitad de la menor dimensión de la sección transversal de la columna.
- 300 mm.
- La longitud L_o , no debe ser menor que la mayor entre e) hasta g):
- Una sexta parte de la luz libre de la columna.
- La mayor dimensión de la sección transversal de la columna.
- 450 mm.
- El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de $S_o/2$ de la cara del nudo.

Fuera de la longitud L_o el espaciamiento de la armadura transversal debe cumplir con:

$$V_s \leq 0,33\sqrt{f'_c}b_wd \rightarrow S = \frac{d}{2}$$

$$V_s \geq 0,33\sqrt{f'_c}b_wd \rightarrow S = \frac{d}{4}$$

2.7.4 Zapatas

Distribución de presiones en el terreno

Las fundaciones o cimentaciones de la estructura están en función principalmente del tipo de suelo de fundación el cual según los análisis de campo en tanto como los de laboratorio hacen conocer qué se trata de un suelo arcilloso por lo tanto se establece que el tipo de fundación apropiada tanto técnico como económicamente.

Para las longitudes de vuelo habitualmente adoptadas en los cimientos aislados y corridos, la practica universal es aceptar una distribución simplificada de presiones.

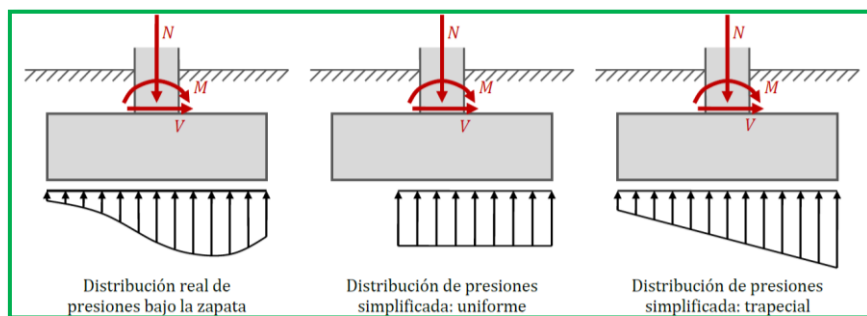


Figura 8. Modelos de distribución de presiones bajo el elemento de cimentación

Apuntes de Hormigón Armado de Borja Varona Moya

Criterios de diseño

Los Estados Límite Últimos de una estructura de cimentación son los siguientes:

- ✓ pérdida de la capacidad portante del terreno, por hundimiento, deslizamiento o vuelco
- ✓ pérdida de la estabilidad del terreno próximo a la cimentación
- ✓ pérdida de la capacidad resistente de la cimentación por fallo estructural
- ✓ fallos debidos al comportamiento reológico de los materiales

Dimensionamiento en planta

Se procede a estimar el área de la zapata en función de la capacidad admisible de carga del suelo y de la carga de servicio.

$$q_a = \frac{P}{A_{req}} \quad \Leftrightarrow \quad A_{req} = \frac{P}{q_a}$$

Donde:

P = Carga de servicio.

A_{req} = Área requerida de la zapata aislada rectangular (AxB) o cuadrada (A×A).

q_a = Capacidad admisible de apoyo del suelo.

Cuando se realiza el dimensionado de una zapata rectangular se puede asumir una de las secciones (A o B), y calcular la otra. En caso de una zapata cuadrada el lado A es igual al lado B (A = B).

Zapatas Cuadradas

$$q_a = \frac{P}{A^2} \quad \leftrightarrow \quad A = \sqrt{\frac{P}{q_a}}$$

Zapatas Rectangulares

$$q_a = \frac{P}{A \times B} \quad \leftrightarrow \quad A = \frac{P}{q_a \times B}$$

Para el caso de zapatas rectangulares, no es aconsejable sobrepasar la relación de $A = 2 \times B$ caso contrario, debe proyectarse la zapata de forma que se garantice el trabajo del conjunto, por ejemplo, recurriendo a la colocación de nervio superior.

Posteriormente se calcula la presión neta última que la zapata transmite al suelo:

$$q_u = \frac{P_u}{A_{req}}$$

Donde:

P_u = Carga mayorada que debe ser resistida por la zapata. Los factores de mayoración según el Reglamento ACI-14¹ son:

$P_u = 1.2 D + 1.6 L$ D = Carga Muerta

$P_u = 1.4 D$ L = Carga Viva

Elegir el mayor de los dos valores.

A_{req} = Área requerida de la zapata aislada cuadrada (A×A) o rectangular (A×B).

q_u = Presión neta última que la zapata transmite al suelo.

Posteriormente se verifica que la capacidad calculada mediante la ecuación no sea mayor a la resistencia admisible de apoyo.

$$q = \frac{P}{A \times B}$$
$$q \leq q_a$$

¹ Reglamento ACI 318s-05 (9.2) Pág. 111

Dimensionamiento en elevación

ACI 318S-05² indica que el canto útil de las zapatas no debe ser menor a 15 cm

Verificación a corte por punzonamiento

Una columna apoyada en una zapata produce el efecto de punzonamiento a causa de los esfuerzos cortantes que actúan en la zapata alrededor del perímetro de la columna, efecto por el que la zapata se somete a una compresión vertical. Si este esfuerzo es muy grande la zapata tiende a fallar por corte.

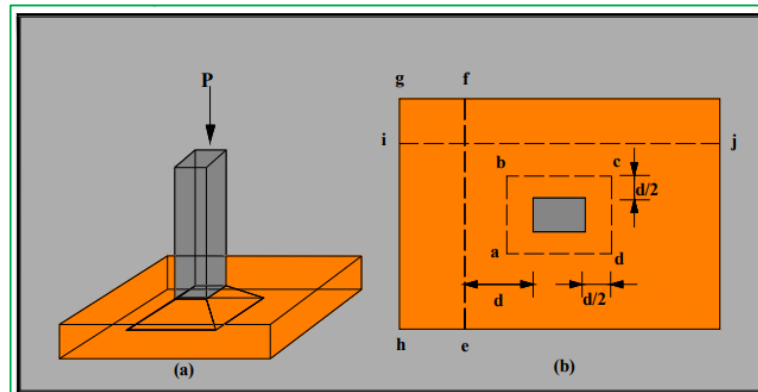


Figura 9. (a) Falla de corte por punzonamiento (b) Secciones críticas por cortante

Ilustración de fallas: Diseño de estructuras de concreto “Arthur H. Nilson” Pag. 506

El promedio de esfuerzo cortante en el concreto que falla, puede tomarse equivalente al que actúa en planos verticales a través de la zapata y alrededor de la columna sobre un perímetro a una distancia $d/2$ de la cara de la columna (sección vertical a través de abcd en la figura [12(b)]). Este esfuerzo de corte puede ser determinado con la siguiente ecuación.

$$v_u = \frac{q_u(AB - A_0)}{\phi b_0 d}$$

$$A_0 = (a + d)(b + d)$$

$$b_0 = 2 * (a + b + 2d)$$

Donde:

v_u = Tensión cortante actuante en la zapata.

A_0 = Área de la sección crítica para cortante abcd de la figura [19 (b)].

² Reglamento ACI 318S-05 (15.7) Pag. 260

b_0 = Perímetro de la sección crítica para cortante.

A = Ancho de la zapata.

A = Ancho de la zapata.

q_u = Presión neta última que la zapata transmite al suelo.

d = Canto útil de la zapata.

$\phi = 0,75^*$

El reglamento ACI 318-05³ establece que la tensión admisible de corte por punzonamiento es el menor valor de las siguientes ecuaciones:

$$v_c = 0,53 * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * \sqrt{f'_c}$$

$$v_c = 0,27 * \left(\frac{\alpha_s * d}{b_0} + 2\right) * \sqrt{f'_c}$$

$$v_c = 1,06 * \sqrt{f'_c}$$

Donde:

β = Relación entre el lado largo y el lado corto de la columna

$\alpha_s = 20$, para cargas aplicadas en la esquina de una zapata

$\alpha_s = 30$, para cargas aplicadas en el borde de una zapata

$\alpha_s = 40$, para cargas aplicadas al centro de una zapata

v_c = Tensión cortante proporcionada por el concreto.

f'_c = Resistencia específica a la compresión del concreto a los 28 días.

Cumpliendo los requisitos se debe verificar la siguiente relación:

$$v_u \leq v_c$$

Verificación a Corte por Flexión

El corte por flexión puede ocurrir en una sección ubicada a una distancia d de la cara de la columna, como en las vigas y losas unidireccionales. Según el reglamento ACI 318S-05⁴ la tensión cortante está determinada por la siguiente ecuación:

$$v_c = 0,53 * \sqrt{f'_c}$$

³ Reglamento ACI 318s-05 (9.3.2.3) Pag. 115

⁴ Reglamento ACI 328S-05 (11.12.3.1) Pag. 194

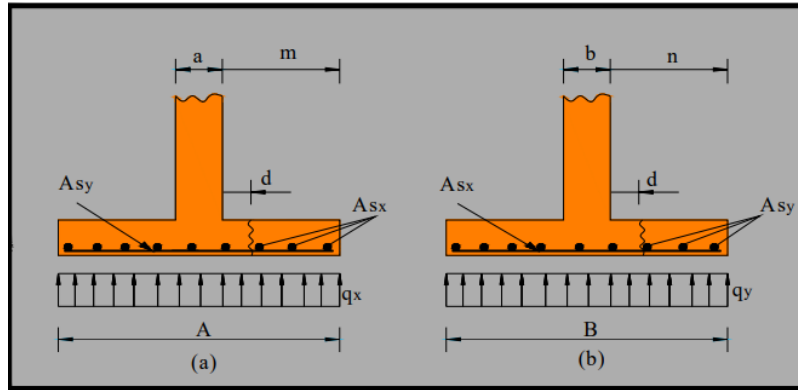


Figura 10. Falla a cortante por flexión (a) para el eje “x”, (b) para el eje “y”
Ilustración de fallas; Material de apoyo didáctico “Univ. San Simón, Fundaciones

I”

Ecuaciones para la verificación de corte por flexión:

$$m = \frac{A - a}{2}$$

$$q_x = q_u * B \quad q_x = \frac{P_u}{A}$$

$$V_x = q_x(m - d)$$

$$M_x = q_x * \frac{m^2}{2}$$

$$v_u = \frac{V_x}{\phi * B * d}$$

$$n = \frac{B - b}{2}$$

$$q_y = q_u * A \quad q_y = \frac{P_u}{B}$$

$$V_y = q_y(n - d)$$

$$M_y = q_y * \frac{n^2}{2}$$

$$v_u = \frac{V_y}{\phi * A * d}$$

Donde:

A, B = Largo y ancho de la zapata respectivamente.

a, b = Largo y ancho de la columna respectivamente.

q_x, q_y = Presión última por unidad de longitud en la dirección “x” e “y” respectivamente.

V_x, V_y = Esfuerzo cortante en la dirección “x” e “y” respectivamente.

M_x, M_y = Momento último en la dirección “x” e “y” respectivamente.

v_u = Tensión cortante actuante en la zapata.

D = Canto útil de la zapata.

$$f = 0,75^5$$

Entonces para el cálculo del valor del canto útil de la fundación “d” , tanto a punzonamiento como a flexión en “x” e “y”:

⁵ Reglamento ACI 318S-05 (9.3.2.3) Pag. 115

1. Se puede asumir un valor de canto útil "d" y verificar que se cumpla con la siguiente relación:

$$v_u \leq v_c$$

En caso de no cumplir aumentar el valor de "d"

2. Para no asumir el valor d"" se puede calcular el canto útil mínimo requerido, igualando las tres ecuaciones a sus respectivas resistencias, despejando luego los tres valores de canto útil, tomando como definitivo el mayor de los tres.

Entonces la altura mínima de la zapata es:

$$h_{min} = d_{min} + r$$

r = recubrimiento

Cálculo del refuerzo de acero por flexión

Las zapatas cuadradas trabajan en una sola dirección, entonces la armadura de flexión se distribuye uniformemente a lo largo y ancho de la zapata.

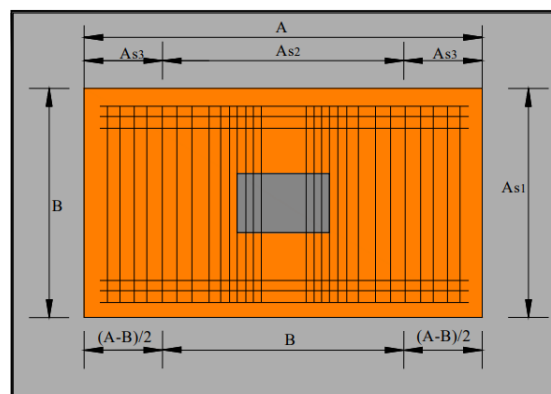


Figura 11. Distribución de la armadura de flexión

Ilustración de Distribución de la Armadura; Material de apoyo didáctico "Univ. San Simón, Fundaciones I"

Una vez calculada la sección de la zapata y el canto útil, se procede a calcular la armadura con los momentos obtenidos.

La armadura As1 será calculada de las siguientes ecuaciones:

$$A_{s1} = \frac{M_y}{\phi * f_y * \left(d - \frac{A_{s1} * f_y}{2 * 0,85 * f'_c * B} \right)}$$

La armadura mínima $A_{s1 \min 1}$ se calcula con:

$$A_{s1 \min} = 0,0018 * B * h$$

Por lo tanto, A_{s1} será el mayor valor de las dos ecuaciones

$$A_{s1} \geq A_{s1 \min}$$

La armadura A_{s2} se debe calcular también con la siguiente ecuación:

$$A_{s2} = \frac{2}{\frac{a}{b} + 1} * A_{s1}$$

Además, determinar la armadura mínima $A_{s \min 2}$:

$$A_{s1 \min} = 0,0018 * B * h$$

De la misma manera que el caso anterior, A_{s2} será el valor máximo de las ecuaciones

$$A_{s2} \geq A_{s2 \min}$$

La armadura A_{s3} es el 50% de la diferencia de las armaduras principales:

$$A_{s3 \min} = 0,0018 * \frac{A - B}{2} * h$$

El valor más grande de las ecuaciones, será establecido como A_{s3} .

$$A_{s3} \geq A_{s3 \min}$$

B, A = Largo y ancho de la zapata respectivamente.

M_x, M_y = Momento último en la dirección “x” e “y” respectivamente.

h = Altura de la zapata.

$\phi = 0.9$ (Valor utilizado cuando $\epsilon_t \geq 0.005$ ϵ generalmente ocurre en zapatas.)

2.8 Estrategia para la ejecución del proyecto

Para poder realizar la ejecución del proyecto, es necesario hacer un estudio y evaluación del proyecto:

1. Determinar las especificaciones técnicas necesarias para la realización de la obra.
2. Determinar los cálculos métricos
3. Determinar precios unitarios para la elaboración del presupuesto
4. Realizar el cronograma de la obra.

2.8.1 Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas en el caso de la realización de estudios o construcción de obras, forman parte integral del proyecto y complementan lo indicado en los planos respectivos y en el contrato. Son muy importantes para definir la calidad de los acabados.

En general las especificaciones técnicas se hicieron en base a las especificaciones nacionales oficiales del país.

2.8.2 Cálculos métricos

Los cálculos métricos se calculan de manera general más o menos complejos para las cantidades de cada tarea de la obra, para obtener una valoración anticipada de ésta y

poder predecir las cantidades y volúmenes de material que llevará la realización de la misma, se vale de los planos y documentación definitiva del proyecto.

El trabajo se divide por etapas, cada una de las cuales constituye un rubro del presupuesto, esta clasificación por actividades deberá ser hecha con criterio de separar todas las partes que sean susceptibles de costo distinto, no sólo para facilitar la formación del presupuesto, sino también porque éste es un documento de contrato y sirve como lista indicativa de los trabajos a ejecutar.

2.8.3 Precios unitarios

Los precios unitarios se refieren al costo por unidad de volumen, área o longitud, según corresponda, para cada ítem de construcción.

El análisis de precios unitarios realizado para cada ítem, comprende los siguientes puntos:

- Materiales.

- Mano de obra.

- equipo, maquinaria y herramientas.

Tomando en cuenta como beneficios sociales el 60% de la mano de obra; como herramientas menores el 5% de la mano de obra, de los beneficios sociales y del IVA; como gastos generales el 10% y como utilidad el 7%. Para los impuestos se tomó un valor de IVA del 14,94 % y un valor de IT del 3,09 %.

2.8.4 Presupuesto general

El presupuesto de la obra se lo determina de acuerdo a los precios unitarios para cada cómputo métrico referido en la obra; con esto anticipamos el costo total de la obra y poder estimar una utilidad conveniente. Se debe tener cuidado porque un mal presupuesto puede generar pérdidas para la empresa encargada de la construcción de la obra.

2.8.5 Cronograma de obra

El cronograma es una herramienta esencial para elaborar calendarios de trabajo o actividades. Un documento en el que se establece la duración de un proyecto, la fecha de inicio y final de cada tarea; es decir, una manera sencilla de organizar el trabajo.

Para crear un cronograma es necesario empezar por la descomposición de todo el trabajo, es fundamental y a partir de ahí se calcula cuanto tiempo se dispondrá para la realización de cada subtarea, aquí en este punto se organiza el personal y se le asigna a cada uno la responsabilidad de contribuir con la realización de ese cronograma. Cada uno debe cumplir y respetar los lineamientos del cronograma, de lo contrario se verá

afectado directamente el producto final y por consiguiente existirá descontento por parte del que desea que ese cronograma se complete.

Tabla 6. Esquema de cronograma de obra

CRONOGRAMA DE EJECUCION DE OBRAS

PROYECTO.- CONSTRUCCION PLAZA SEGURA

DESCRIPCION	MES	1				2				3				4			
	SEMANA	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
REPLANTEO Y TRAZADO																	
EXCAVACIONES																	
ZAPATAS																	
COLUMNAS DE HºAº																	
IMPERMEABILIZACION																	
MURO LADRILLO																	
ADOBITO																	
CIELO FALSO																	
PISO PIEDRA TARIJA																	
CUBIERTAS DE TEJA COLONIAL																	
REVOQUE EXTERIOR																	
PINTURA OLEO INTERIOR																	
AREA VERDE JARDINES																	
TEPE																	
BARANDA DE PROTECCION																	
BANCA																	

Fuente: <https://es.scribd.com/document/410616600/CRONOGRAMA-DE-EJECUCION-DE-OBRA>-docx

CAPITULO III

INGENÍERIA DEL

PROYECTO

CAPÍTULO III

3 INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1 ANÁLISIS DE LA TOPOGRAFÍA

El levantamiento topográfico consta de un plano visto en planta de aulas antiguas las cuales se encuentra en un solo nivel del terreno. Para la construcción del proyecto, se deben demoler dichas aulas de tal forma que al analizar los movimientos de tierra se deberá además analizar los movimientos de escombros, tema que no relacionamos con nuestro proyecto de diseño estructural.

El área total del Colegio Bolivia es de 4365 m^2 , y la del proyecto (color azul) es de 794 m^2

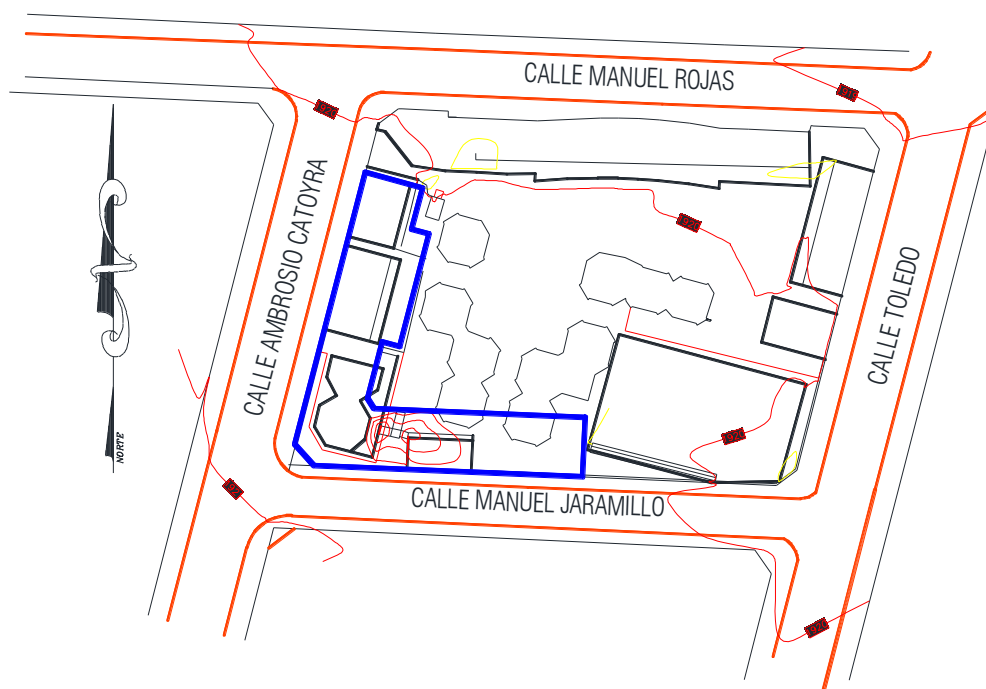


Figura 12. Levantamiento topográfico de la U.E. Bolivia

Fuente: G.M. de la ciudad de Tarija

3.2 ANÁLISIS DEL ESTUDIO DE SUELOS

El estudio de suelos fue realizado en el barrio Senac, en tres distintos puntos del terreno de emplazamiento. Dos a una profundidad de 1.4 m y uno a 1.8 m.

La institución encargada del estudio de suelos fue el Gobierno Municipal de la ciudad de Tarija.

La elaboración del ensayo de penetración estándar (S.T.P.) y el trabajo de laboratorio donde se realizaron los ensayos de granulometría, límites de Atterberg, se dieron los siguientes resultados:

Tabla 7. Resumen de datos del estudio de suelos

Pozo N°1	
Profundidad	1.4 metros
Número de golpes	4
Descripción	Grava mal graduada con limo y con arena, con contenido de humedad de 20,45%
Humedad natural	20.45%
Resistencia admisible	1.50 (Kg/m2)

Pozo N°2	
Profundidad	1.4 metros
Número de golpes	3
Descripción	Suelo de grano fino (arena) bien gradado, con presencia de limo inorgánico y grava. Contenido de humedad de 12,73%
Humedad natural	12.73%
Resistencia admisible	1.5 (Kg/m2)

Pozo N°3	
Profundidad	1.8 metros
Número de golpes	4
Descripción	Grava limosa, mezcla de grava, arena y limo con contenido de humedad de 20,93%
Humedad natural	20.93%
Resistencia admisible	1.5 (Kg/m2)

3.3 ANÁLISIS DEL DISEÑO ARQUITECTÓNICO

El diseño arquitectónico el Gobierno Autónomo Municipal de Tarija, cumpliendo con las necesidades a cubrir del barrio Senac y barrios aledaños.

Los ambientes dispuestos están distribuidos de tal manera que sean cómodos, funcionales y cumplan con las normas de seguridad y diseño. Los planos arquitectónicos se los puede apreciar detalladamente en los Anexos.

3.4 MEMORIA DE CÁLCULO DE LA CUBIERTA

La presente memoria de cálculo contempla:

- Análisis Diseño Estructural de todos los elementos que contempla esta estructura como son:
 - Cerchas metálicas (Cordones-diagonales-montantes)
 - Correas

3.4.1 NORMAS EMPLEADAS

El diseño de la estructura y todos sus elementos constitutivos, fue realizado cumpliendo con los lineamientos y requerimientos establecidos por las NORMAS:

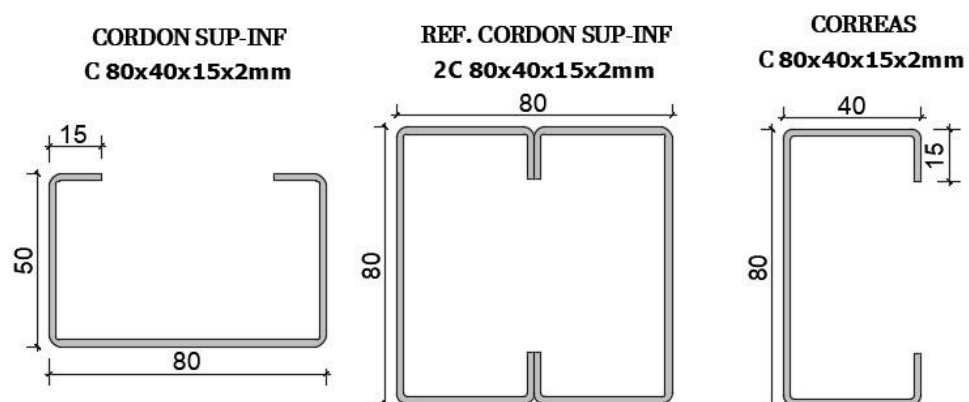
- NB 1225002 (Cargas de uso)
- AISI-LRFD96 (Perfiles Conformados en Frío)
- NB 1225003 (Viento)
- Norma MV – 101 (Viento)

3.4.2 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

Acero ColdFormed-SQ Grade 33 (Para perfiles Conformados en Frío-Costaneras)

Peso Específico	$\gamma_s = 76.93 \frac{kN}{m^3}$
Límite de Fluencia	$f_y = 235 MPa = 2397 kg/cm^2$
Límite de Rotura	$f_u = 310 MPa$
Módulo de Elasticidad	$E_s = 200000 MPa$
Módulo de Corte	$G_s = 77200 MPa$

3.4.3 GEOMETRÍA Y SECCIONES



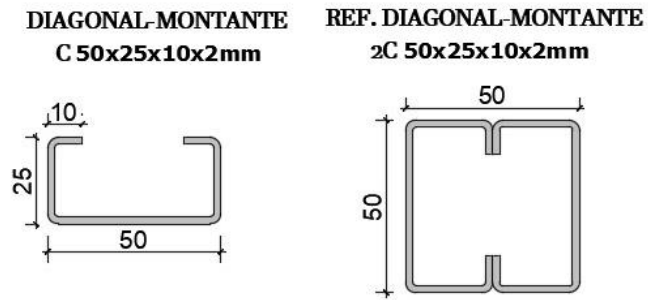


Figura 13. Geometría de secciones de perfiles conformados en frío

3.4.4 ESQUEMA DE LA ESTRUCTURA

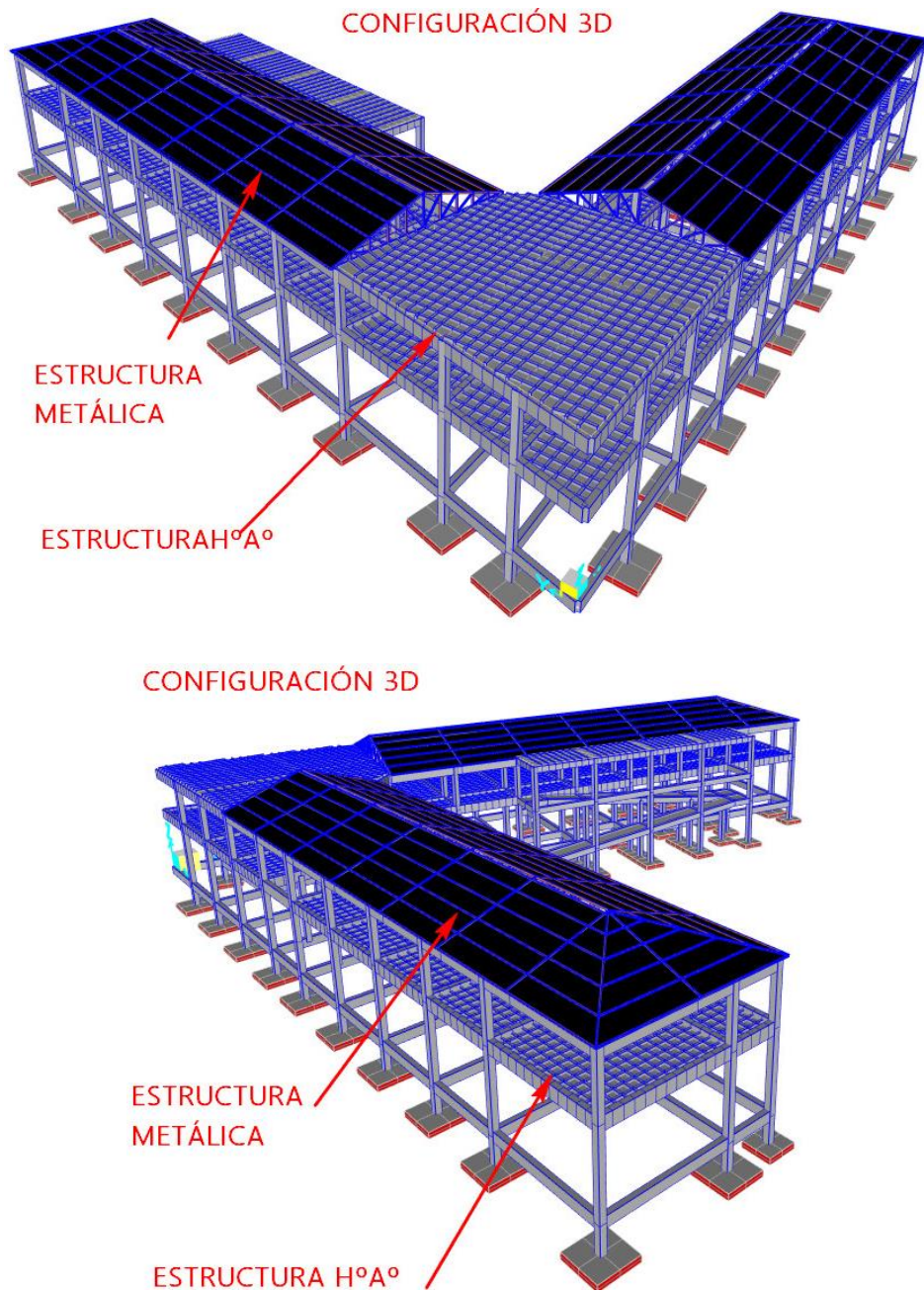


Figura 14. Esquema de la estructura

3.4.5 MÉTODO DE DISEÑO

Para el diseño se considera el método *diseño por resistencia*, el cual considera que el Acero está en un estado de esfuerzos cercanos a la falla (rango inelástico no lineal).

Las condiciones que debe cumplir este diseño es que la resistencia de diseño de cualquier elemento estructural debe ser menos o igual al Esfuerzo Último, calculando a partir de las combinaciones de carga. Por lo tanto, para un elemento sometido a Momento, Cortante y Carga Axial las condiciones son las siguientes:

$$\begin{aligned}\phi M_n &\geq M_u & \phi V_n &\geq V_u \\ \phi T_n &\geq T_u & \phi P_n &\geq P_u\end{aligned}$$

3.4.5.1 Diseño por resistencia

Los valores de los factores ϕ de las condiciones anteriores, tiene valores diferentes dependiendo de la precisión con la cual pueda calcularse las diferentes resistencias; estos también reflejan la importancia probable de un elemento en la supervivencia de la estructura y el control de calidad probable alcanzado. La siguiente tabla presenta los diferentes valores que adopta el Código AISI-LRFD 16 para cada tipo de esfuerzo.

Tabla 8. Factores de reducción de resistencia

ACCIÓN O ELEMENTO ESTRUCTURAL	FACTOR ϕ
COMPRESIÓN	0.85
FLEXIÓN	0.90
CORTANTE	0.75
TORSIÓN	0.75

Considerando que las cerchas metálicas están sometidos a flexión, los cordones del mismo en diferentes zonas están solicitados a compresión y tracción respectivamente, por lo que:

- Las fuerzas de compresión propician el Pandeo del miembro al no tener una relación de esbeltez adecuada.
- El pandeo se presenta como una falla frágil que limita la capacidad a flexión de un miembro y por lo tanto debe controlarse incorporando elementos de soporte lateral y/o brindando la capacidad necesaria para controlar este aspecto.

La norma AISI – LRFD en atención a lo descrito en párrafos anteriores fija como limitación máxima de esbeltez una relación de $L/200$ para miembros sometidos a compresión.

Por otra parte, aunque los miembros a tensión no presentan el problema de pandeo, el AISI recomienda usar una relación de esbeltez no mayor de $L/300$ para miembros a tensión. EL propósito de estas limitaciones es para garantizar que dichos elementos poseen suficiente rigidez para prevenir deflexiones laterales o vibraciones excesivas. Las limitaciones de esbeltez establecida en la Norma AISI traducidas a fórmulas para perfiles sometidos a compresión y tracción respectivamente son:

Esbeltez Admisible a Compresión

$$\frac{K \cdot L}{r_{giro}} \leq 200$$

Esbeltez Admisible a Tracción

$$\frac{K \cdot L}{r_{giro}} \leq 300$$

En ese sentido para arriostrar lateralmente los cordones superior e inferior de las cerchas metálicas se consideran refuerzos de secciones cajón.

3.4.6 SOLICITACIONES

3.4.6.1 Carga muerta: PP

Para este proyecto se tomó en cuenta la carga muerta por Peso propio de la estructura, que está en función de las propiedades geométricas de las secciones metálicas de la estructura.

3.4.6.2 Carga muerta no estructural: CM

Para este proyecto se adoptó una carga muerta no estructural:

Calamina+ Accesorios de sujeción y luminarias = 5.0 Kg/m^2

$CM = 5.0 \text{ Kg/m}^2$

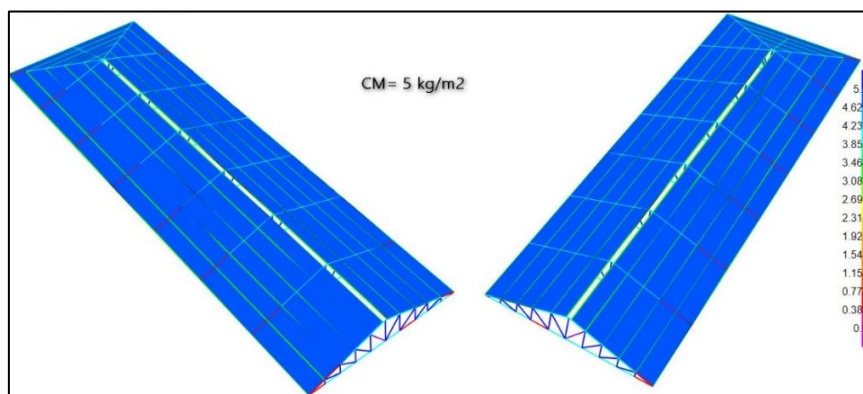


Figura 15.CM aplicada

3.4.6.3 Carga viva: CV

Para el análisis de la carga viva que ejercerá sobre la estructura, se hizo un análisis de las dos posibles cargas que actuarán sobre la cubierta, que son: Carga Viva de Instalación y montaje y Carga de Granizo, considerando que ambas no pueden actuar simultáneamente se usó la carga más crítica entre ambas.

- Carga viva de instalación

CARGA VIVA	
CV (PERSONAS)=	50 kg/m ²

- Carga de Granizo

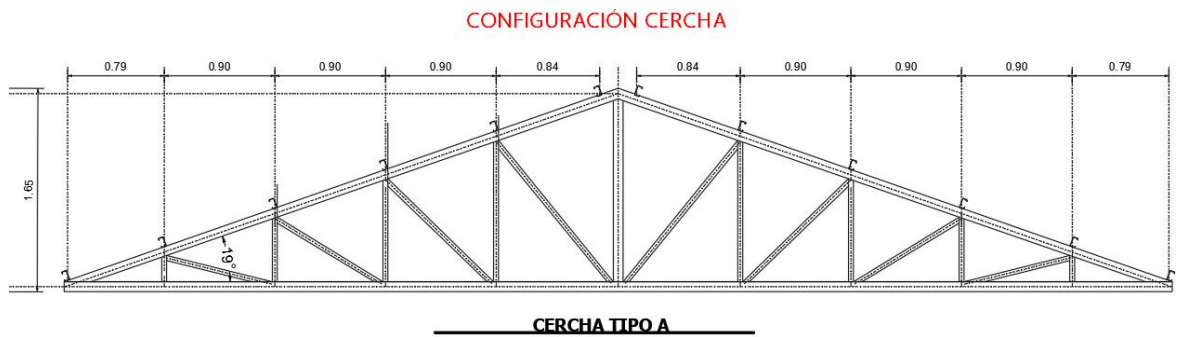


Figura 16. Sección Transversal, medidas en m

$$CV(gra)_{15^\circ} = \gamma_g * hg * \left(\frac{45^\circ - \alpha}{45^\circ} \right)$$

Donde:

$$\gamma_g = 750 \frac{Kg}{m^3} \dots \dots \dots \text{Peso específico del granizo}$$

$$hg = 12.5cm \dots \dots \dots \text{Altura de granizo considerada}$$

$$\alpha = 19^\circ \dots \dots \dots \text{Ángulo de inclinación}$$

$$CV(granizo) = 750 \frac{Kg}{m^3} * 0.125m * \left(\frac{45 - 19}{45} \right)$$

$$CV(gra)_{19^\circ} = 55 \frac{Kg}{m^2}$$

Se asigna como Carga Viva (CV) final:

$$CV = 55 \text{ Kg/m}^2$$

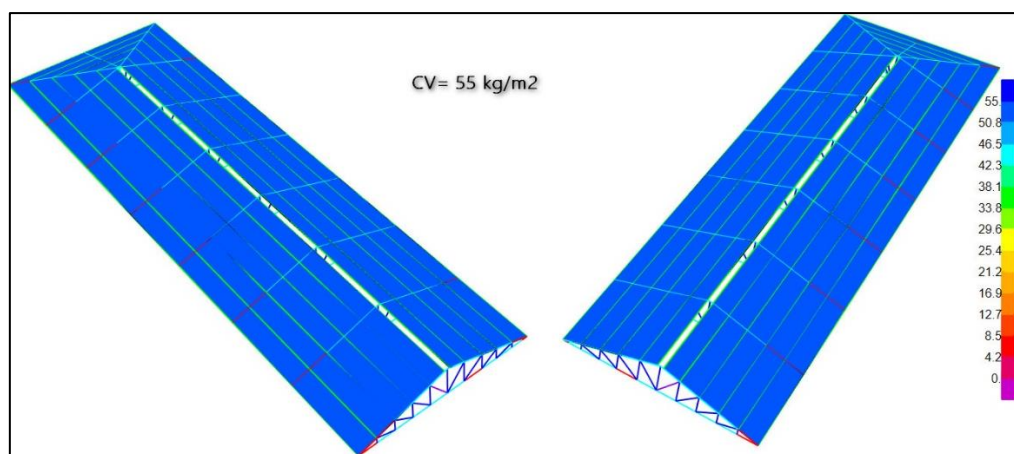


Figura 17.CV aplicada

3.4.6.4 Carga viento: Viento en X (Vx) y Viento en Y (Vy)

Según las tablas 5.1 y 5.2 se tienen los siguientes valores:

EN DIRECCION X					
BARLOVENTO C1				SOTAVENTO C2	
PRESION (kg/m2)	ANGULO °	COEFICIENTE	RESULTANTE (Kg/m2)	COEFICIENTE	RESULTANTE (Kg/m2)
50	19	-0.02	-1	-0.4	-20
EN DIRECCION Y					
BARLOVENTO C1				SOTAVENTO C2	
PRESION (kg/m2)	ANGULO °	COEFICIENTE	RESULTANTE (Kg/m2)	COEFICIENTE	RESULTANTE (Kg/m2)
50	19	-0.02	-1	-0.4	-20

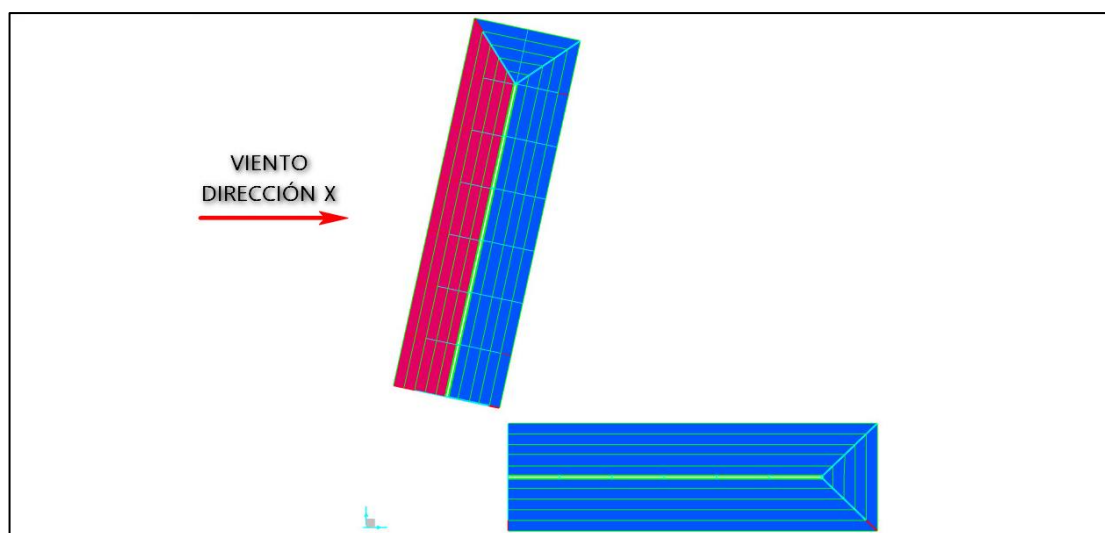


Figura 18.Viento en dirección X

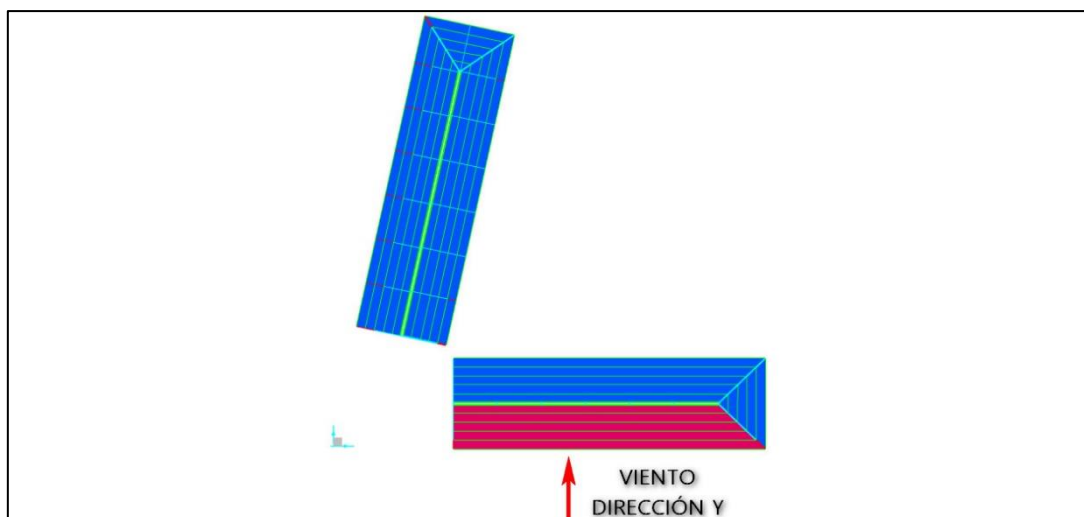


Figura 19. Viento en dirección Y

3.4.7 COMBINACIONES DE CARGA

Las combinaciones de carga, serán las estipuladas en las Normas ASCE/SEI 7 (Minimum Design Loads for Buildings and other Structures), que se indican a continuación para el método LRFD.

Para el método LRFD se tienen 7 combinaciones de carga posibles, sin embargo, se las ha simplificado, eliminando las cargas que no son consideradas en el diseño

3.4.7.1 SERVICIO:

$$\text{Servicio} = PP + CM + CV$$

3.4.7.2 DISEÑO:

ACERO CONFORMADO EN FRIO (AISI LRFD96)

UDCLD 1	=	1,4	PP	+	1,4	CM		
UDCLD 2	=	1,2	PP	+	1,2	CM	+	1,6 CV
UDCLD 3	=	1,2	PP	+	1,2	CM	+	0,5 CV + 1,3 Vx
UDCLD 4	=	1,2	PP	+	1,2	CM	+	0,5 CV + 1,3 Vy
UDCLD 5	=	1,2	PP	+	1,2	CM		+ 1,3 Vx
UDCLD 6	=	1,2	PP	+	1,2	CM		+ 1,3 Vy
UDCLD 7	=	0,9	PP	+	0,9	CM		+ 1,3 Vx
UDCLD 8	=	0,9	PP	+	0,9	CM		+ 1,3 Vy

3.4.8 CÁLCULOS POR ORDENADOR

Para la obtención de las solicitaciones y dimensionado de los elementos estructurales, se ha dispuesto de un software informático de ordenador denominado SAP2000 V24,

con la ayuda del software obtendremos los esfuerzos de manera más precisa sobre cada elemento.

3.4.9 SOLUCIÓN

Para el análisis estructural de la estructura se realizará idealizando en 3 dimensiones, tomando en cuenta las zonas más críticas que presenta la estructura.

3.4.10 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

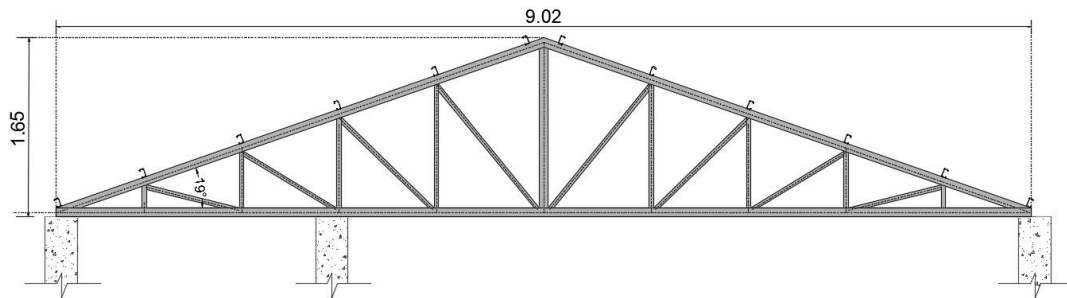


Figura 20. Esquema de la cercha

3.4.10.1 Control de Deformaciones

El cálculo de deformaciones es un cálculo de estados límites de servicio de utilización con las cargas de servicio.

Para el control de deflexiones en la estructura se hace uso de la siguiente expresión:

$$f_{cal} \leq f_{max} \quad \Longrightarrow \quad f_{max} = L/300$$

Condición apoyo considerando rigidez de columnas

La estructura ha sido modelada, considerando la rigidez de las columnas y realizando un análisis completo de la estructura, que evaluamos a continuación. La columna y las vigas han sido modeladas con elementos bidimensionales con objeto de representar de mejor manera la restricción lateral.

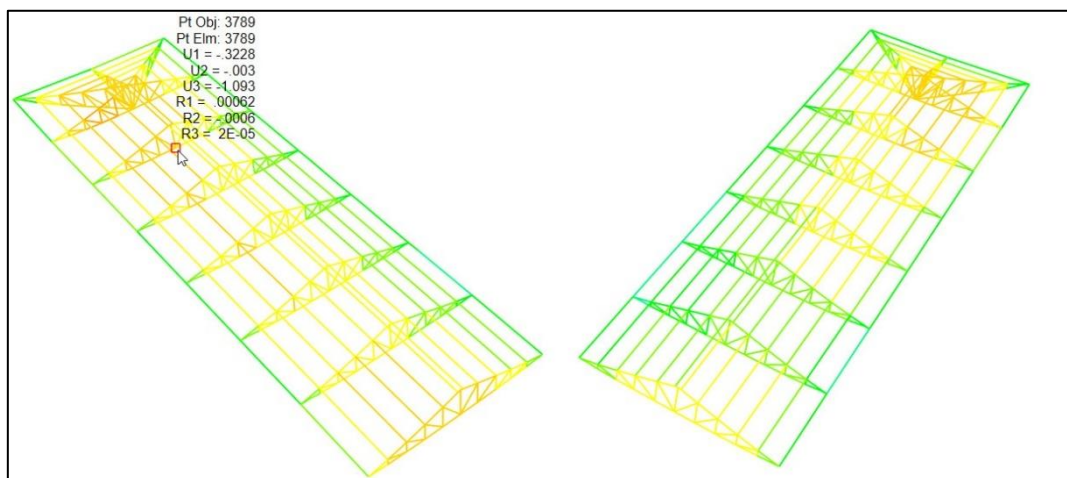


Figura 21. Estructura Deformada 3D

Comb: Servicio=PP+CM+CV

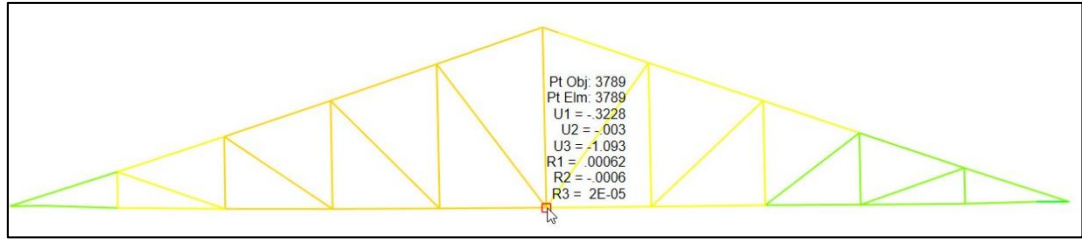


Figura 22. Estructura Deformada plano XZ

Comb: Servicio=PP+CM+CV

$$f_{max} = \frac{L}{300} = \frac{902cm}{300} = 3.00cm$$

$$f_{cal} \leq f_{max}$$

$$1.10cm \leq 3.00cm \quad \text{¡CUMPLE!!!}$$

3.4.10.2 Control de fuerzas internas

El modelo contempla la interacción estructura de concreto reforzado y cubierta de perfiles conformados en frío (Perfiles Plegados) y soldados entre sí para formar paquetes. Este modelo representa con mayor aproximación la verdadera restricción que ejercerán las columnas al desplazamiento lateral.

Puede observarse que la transferencia de carga vertical por peso propio y de granizo, que genera elevadas fuerzas de compresión y tracción sobre los elementos.

Fuerzas internas en cordones, (cajón 2C 80x40x15x2mm)

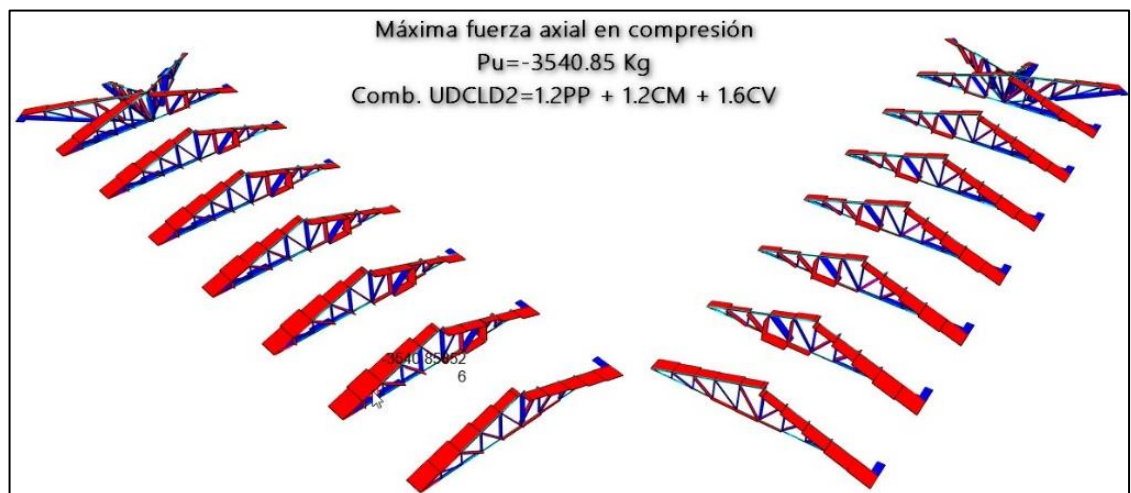


Figura 23. Ubicación de la fuerza axial

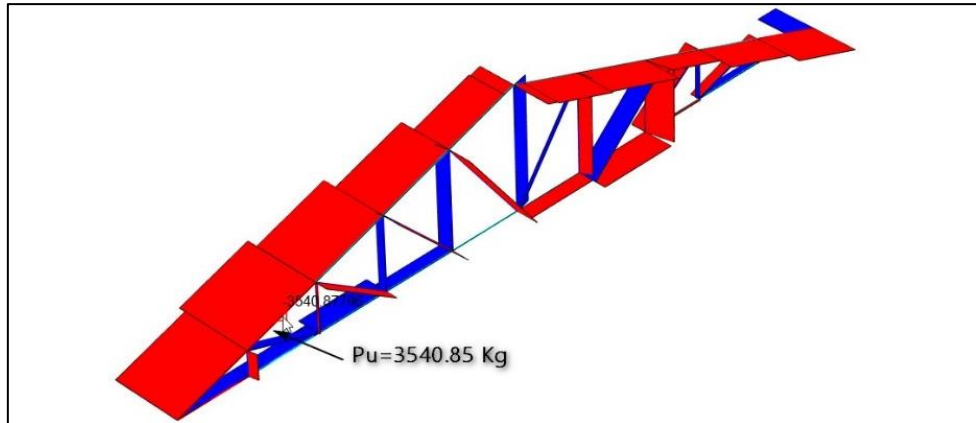


Figura 24. Máxima fuerza axial (kg)

Comb.: UDCLD2=1.2PP+1.2CM+1.6CV

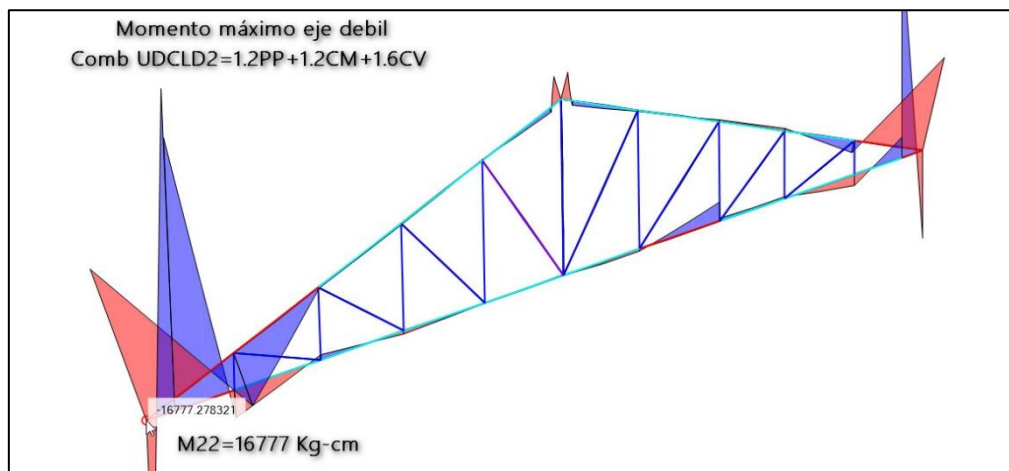


Figura 25. Momento máximo eje débil (kg-cm)

Comb.: UDCLD2=1.2PP+1.2CM+1.6CV

Fuerzas internas en cordones, (Perfil simple C 80x40x15x2mm)

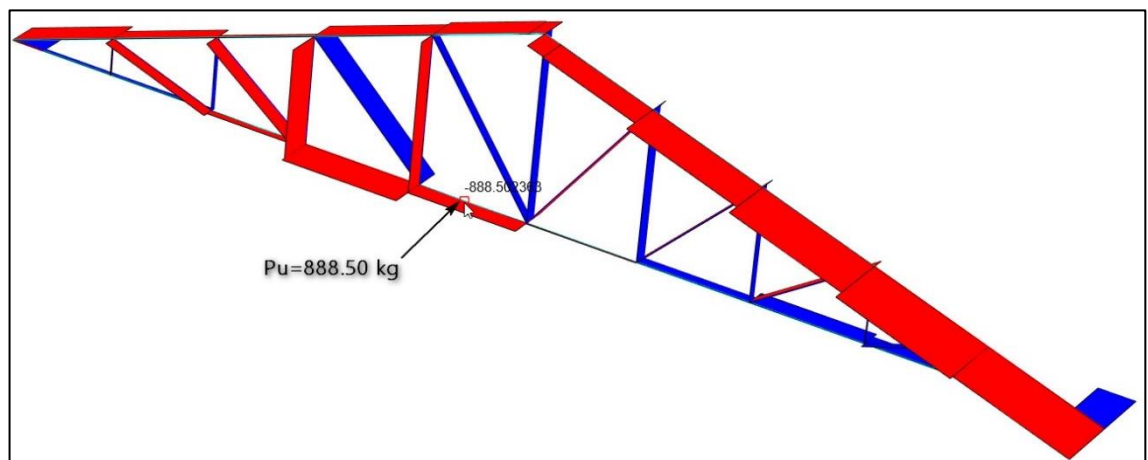


Figura 26. Máxima fuerza axial (kg)

Comb.: UDCLD2=1.2PP+1.2CM+1.6C

Fuerzas internas en Montante (Perfil simple C 50x25x10x2mm)

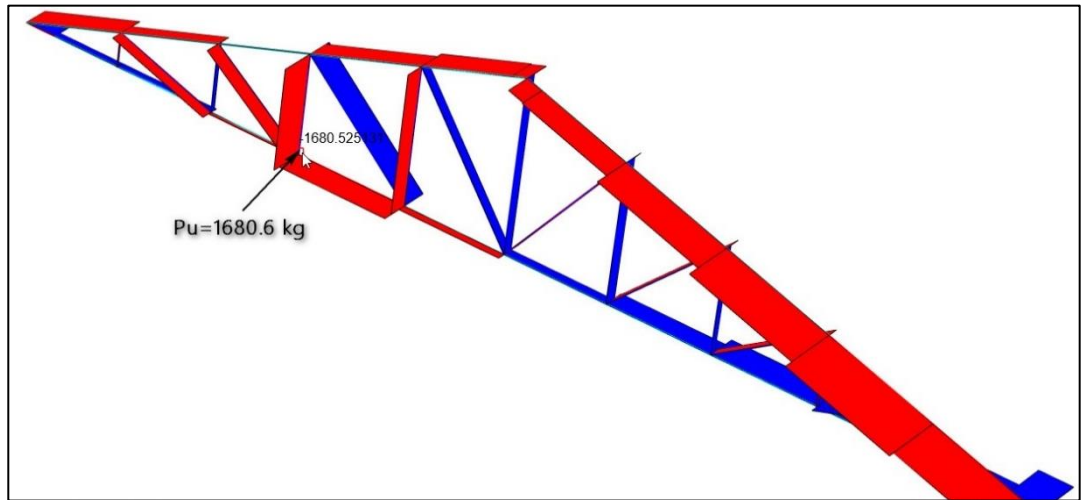


Figura 27. Máxima fuerza axial (kg)

3.4.10.3 Diseño a Flexo-compresión sección (cajón 2C

80x40x15x2mm)

Datos:

$$\begin{aligned} N &:= 3540.85 \text{ kgf} = 34.724 \text{ kN} \\ M_{uy} &:= 16777 \text{ kgf} \cdot \text{cm} = 164.526 \text{ kN} \cdot \text{cm} \\ M_{ux} &:= 1471.13 \text{ kgf} \cdot \text{cm} = 14.427 \text{ kN} \cdot \text{cm} \\ L_x &:= 102.686 \text{ cm} \\ L_y &:= 102.686 \text{ cm} \\ K_x &:= 1 \\ K_y &:= 1 \end{aligned}$$

Axial de diseño

Momento máximo de diseño dir y

Momento máximo de diseño dir x

Longitud dir x

Longitud dir y

Coefficiente de empotramiento dir x

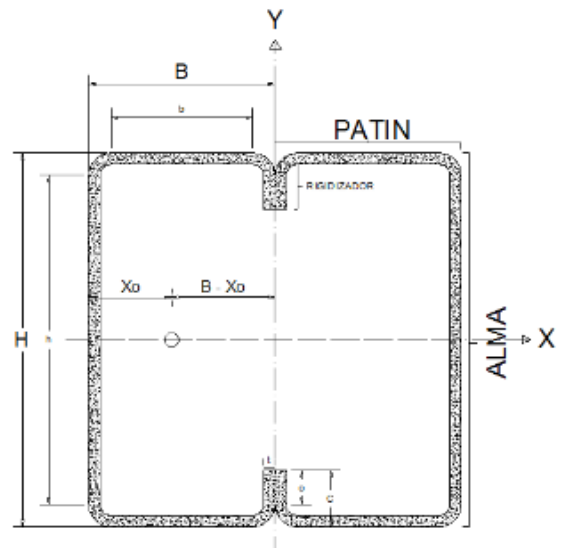
Coefficiente de empotramiento dir y

Geometría perfil simple

$$\begin{aligned} H &:= 80 \text{ mm} & \mu &:= 0.3 \\ B &:= 40 \text{ mm} & R &:= 2 \text{ mm} \\ C &:= 15 \text{ mm} & \theta_c &:= 0.85 \\ t &:= 2 \text{ mm} & I_x &:= 35.2535 \text{ cm}^4 \\ A_g &:= 3.54 \text{ cm}^2 & I_y &:= 8.071 \text{ cm}^4 \\ r_o &:= 4.876 \text{ cm} & x_0 &:= 3.49 \text{ cm} \\ C_w &:= 129 \text{ cm}^6 & y_0 &:= 1.51 \text{ cm} \\ J &:= 0.047 \text{ cm}^4 & S_y &:= 15.42 \text{ cm}^3 \\ & & S_x &:= 15.42 \text{ cm}^3 \\ \beta &:= 1 - \left(\frac{x_0}{r_o} \right)^2 = 0.488 \end{aligned}$$

Acero ColdFormed-SQ Grade 33

$$\begin{aligned} E &:= 20339.536 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \\ F_y &:= 2320 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 227.514 \text{ MPa} \\ F_u &:= 3163.81 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ G &:= 7822.89 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \end{aligned}$$



1. DISEÑO A COMPRESIÓN

a) Cálculo de radios de giro en x, y

$$r_i = \sqrt{\frac{I_{xt}, I_{yt} \dots}{2 \cdot A_g}}$$

$$\text{En y} \quad I_{yt} := 2 \left(I_y + A_g \cdot y_0^2 \right) = 32.285 \text{ cm}^4$$

$$\text{En x} \quad I_{xt} := 2 \left(I_x + A_g \cdot (B - x_0)^2 \right) = 72.349 \text{ cm}^4$$

Por tanto

$$r_x := \sqrt{\frac{I_{xt}}{2 \cdot A_g}} = 3.197 \text{ cm} \quad r_y := \sqrt{\frac{I_{yt}}{2 \cdot A_g}} = 2.135 \text{ cm}$$

b) Esfuerzo crítico

Flexional:

$$\sigma_{ex} := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K_x \cdot L_x}{r_x} \right)^2} = 194.543 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad \sigma_{ey} := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K_y \cdot L_y}{r_y} \right)^2} = 86.814 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_e := \min(\sigma_{ex}, \sigma_{ey})$$

$$\sigma_e = 86.814 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo Crítico:

$$\lambda_c := \sqrt{\frac{F_y}{\sigma_e}} = 0.512$$

$$F_n := \begin{cases} \text{if } \lambda_c \leq 1.5 \\ \left\| (0.658^{\lambda_c^2}) \cdot F_y \right\| \\ \text{if } \lambda_c > 1.5 \\ \left\| \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) \cdot F_y \right\| \end{cases}$$

$$F_n = 2078.979 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

c) Anchos Efectivos:

c.1) En alma:

$$h := H - 2(R + t) = 7.2 \text{ cm}$$

$K_{al} := 4$ Para elementos atiesados

$$\lambda := \frac{1.052}{\sqrt{K_{al}}} \cdot \left(\frac{h}{t} \right) \cdot \sqrt{\frac{F_n}{E}} = 0.6$$

$$h_e := \begin{cases} \text{if } \lambda \geq 0.673 \\ \left\| \frac{1 - \frac{0.22}{\lambda}}{\lambda} \cdot h \right\| \\ \text{if } \lambda < 0.673 \\ \left\| h \right\| \end{cases}$$

Ancho efectivo en alma

$$h_e = 7.2 \text{ cm}$$

c.2) En Rigidizador:

$$c := C - (R + t) = 1.1 \text{ cm}$$

$$K_{rig} := 0.425$$

$$\lambda := \frac{1.052}{\sqrt{K_{rig}}} \cdot \left(\frac{c}{t}\right) \cdot \sqrt{\frac{F_n}{E}} = 0.281$$

$$ce := \begin{cases} \text{if } \lambda \geq 0.673 \\ \frac{1 - \frac{0.22}{\lambda}}{\lambda} \cdot c \\ \text{if } \lambda < 0.673 \\ c \end{cases}$$

Ancho efectivo en rigidizador

$$ce = 1.1 \text{ cm}$$

c.3) En Ala:

$$b := B - 2(R + t) = 3.2 \text{ cm}$$

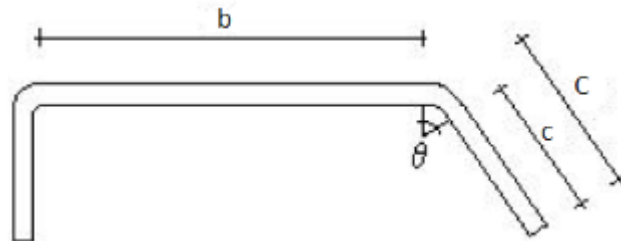
$$K_n := 0.43$$

$$\theta := 90$$

$$S := 1.28 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_n}} = 40.429$$

$$\frac{b}{t} = 16$$

$$\frac{1}{3} \cdot S = 13.476$$



Si se cumple la condición $\frac{S}{3} \leq \frac{b}{t} < S$ aplicar caso II

Ia Momento de Inercia adecuado. Mínimo necesario para que el elemento actúe como atiesado.

$$I_a := 399 \cdot t^4 \left(\frac{\frac{b}{t}}{S} - \sqrt{\frac{K_n}{4}} \right)^3 = 0.0002 \text{ cm}^4$$

Is Momento de inercia de la sección total del atiesador en torno a su centroide paralelo al elemento atiesado, y el área efectiva del atiesador respectivamente. Para atiesadores extremos la porción curva no se considera parte del atiesador

$$I_s := \frac{t \cdot c^3 \cdot \sin(\theta) \cdot \sin(\theta)}{12} = 0.018 \text{ cm}^4$$

$$R_i := \frac{I_s}{I_a} = 88.787 \quad R_2 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{I_s}{I_a} \geq 1 \\ \quad \left\| 1 \right. \\ \text{else if } \frac{I_s}{I_a} < 1 \\ \quad \left\| \frac{I_s}{I_a} \right. \end{array} \right\| = 1$$

$$R_1 := 2 - R_2 \quad R_1 = 1$$

$$K_a := 5.25 - 5 \left(\frac{C}{b} \right) = 2.906$$

$$n := 0.5$$

$$K_{pr} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{C}{b} \leq 0.25 \\ \quad \left\| 3.57 \cdot R_1^n + 0.43 \right. \\ \text{if } 0.25 < \frac{C}{b} \leq 0.8 \\ \quad \left\| \left(5.25 - 5 \cdot \frac{C}{b} \right) \right. \end{array} \right\| = 2.906$$

$$\lambda := \frac{1.052}{\sqrt{K_{pr}}} \cdot \left(\frac{b}{t} \right) \cdot \sqrt{\frac{F_n}{E}} = 0.313$$

$$be := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \lambda \geq 0.673 \\ \quad \left\| \frac{1 - \frac{0.22}{\lambda}}{\lambda} \cdot b \right. \\ \text{if } \lambda < 0.673 \\ \quad \left\| b \right. \end{array} \right\|$$

$$\text{Ancho efectivo en ala} \quad be = 3.2 \text{ cm}$$

d) Carga última resistente:

$$P_u = \theta_c \cdot F_n \cdot 2 \cdot A_e$$

Datos:

Cálculo de Área Efectiva A_e :

$$A_{ne} := \left(\left(h - \frac{h_e}{2} - \frac{h_e}{2} \right) \cdot t \right) + \left(\left(b - \frac{b_e}{2} - \frac{b_e}{2} \right) \cdot t \right) + \left(\left(c - \frac{c_e}{2} - \frac{c_e}{2} \right) \cdot t \right)$$

$$A_{ne} = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_e := A_g - A_{ne} = 3.54 \text{ cm}^2$$

$$P_u := \theta_c \cdot F_n \cdot 2 \cdot A_e$$

$$P_u = 122.694 \text{ kN}$$

$$\frac{N}{P_u} = 0.283$$

2. DISEÑO A FLEXIÓN

Dirección y

$$P_{Ey} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{yt}}{(K_y \cdot L_y)^2} = 614.64 \text{ kN}$$

$$M_{ny} := S_y \cdot F_y = 35774.4 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$\alpha_y := 1 - \frac{N}{P_{Ey}} = 0.944$$

$$\frac{M_{uy}}{0.9 \cdot M_{ny} \cdot \alpha_y} = 0.552$$

Dirección x

$$P_{Ex} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{xt}}{(K_x \cdot L_x)^2} = 1377.361 \text{ kN}$$

$$M_{nx} := S_x \cdot F_y = 35774.4 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$\alpha_x := 1 - \frac{N}{P_{Ex}} = 0.975$$

$$\frac{M_{ux}}{0.9 \cdot M_{nx} \cdot \alpha_x} = 0.047$$

3. RELACIÓN DEMANDA/CAPACIDAD A FLEXO-COMPRESIÓN

$$\frac{N}{P_u} + \frac{M_{uy}}{0.9 \cdot M_{ny} \cdot \alpha_y} + \frac{M_{ux}}{0.9 \cdot M_{nx} \cdot \alpha_x} = 0.882 \quad \text{iii CUMPLE!!!}$$

3.4.10.4 Diseño a compresión sección (simple C 80x40x15x2mm)

$$N := 888.50 \text{ kgf} = 8.713 \text{ kN}$$

$$L_x := 650 \text{ cm}$$

$$L_y := 96 \text{ cm}$$

$$K_x := 1$$

$$K_y := 1$$

$$K := 1$$

$$L := 96 \text{ cm}$$

Geometría perfil simple

$$H := 80 \text{ mm} \quad \mu := 0.3$$

$$B := 40 \text{ mm} \quad R := 2 \text{ mm}$$

$$C := 15 \text{ mm} \quad \theta_c := 0.85$$

$$t := 2 \text{ mm} \quad x_0 := 3.395 \text{ cm}$$

$$A_g := 3.54 \text{ cm}^2 \quad y_0 := 0 \text{ cm}$$

$$r_o := 4.876 \text{ cm} \quad r_y := 1.51 \text{ cm}$$

$$C_w := 129 \text{ cm}^6 \quad r_x := 3.16 \text{ cm}$$

$$J := 0.047 \text{ cm}^4$$

$$\beta := 1 - \left(\frac{x_0}{r_o} \right)^2 = 0.515$$

Acero ColdFormed-SQ Grade 33

$$E := 20339.536 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$F_y := 2320 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 22.751 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$F_u := 3163.81 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 31.026 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$G := 7822.89 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

1. DISEÑO A COMPRESIÓN

b) Esfuerzo crítico

Flexional:

$$\sigma_{ex} := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K_x \cdot L_x}{r_x} \right)^2} = 4.744 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{ey} := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K_y \cdot L_y}{r_y} \right)^2} = 49.665 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_e := \min(\sigma_{ex}, \sigma_{ey})$$

$$\sigma_e = 4.744 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

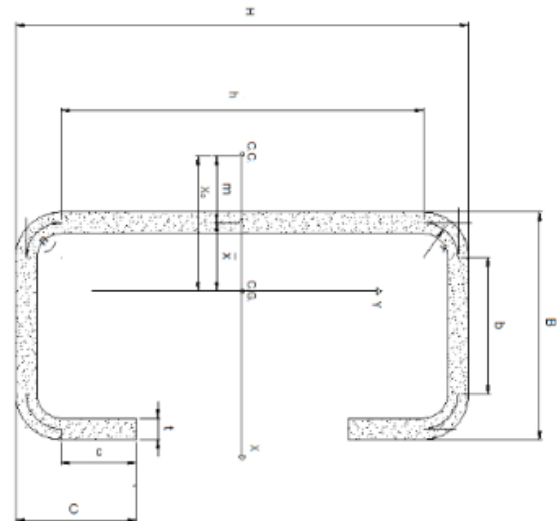
Axial de diseño

Longitud dir x

Longitud dir y

Coefficiente de empotramiento dir x

Coefficiente de empotramiento dir y



Torsional:

$$\sigma_t := \frac{1}{A_g \cdot r_o^2} \cdot \left(G \cdot J + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K \cdot L)^2} \right)$$

$$\sigma_t = 37.754 \frac{kN}{cm^2}$$

Flexo-Torsional:

$$\sigma_{ft} := \frac{1}{2 \cdot \beta} \left((\sigma_e + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_e + \sigma_t)^2 - 4 \cdot \beta \cdot \sigma_e \cdot \sigma_t} \right)$$

$$\sigma_{ft} = 4.455 \frac{kN}{cm^2}$$

Esfuerzo que fallará el perfil es:

$$\sigma_e := \min(\sigma_e, \sigma_t, \sigma_{ft})$$

$$\sigma_e = 4.455 \frac{kN}{cm^2}$$

Esfuerzo Crítico:

$$\lambda_c := \sqrt{\frac{F_y}{\sigma_e}} = 2.26$$

$$F_n := \begin{cases} \text{if } \lambda_c \leq 1.5 \\ \left\| \left(0.658^{\lambda_c^2} \right) \cdot F_y \right\| \\ \text{if } \lambda_c > 1.5 \\ \left\| \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) \cdot F_y \right\| \end{cases}$$

$$F_n = 3.907 \frac{kN}{cm^2}$$

c) Anchos Efectivos:

c.1) En alma:

$$h := H - 2(R + t) = 7.2 \text{ cm}$$

$$K_{al} := 4 \text{ Para elementos atiesados}$$

$$\lambda := \frac{1.052}{\sqrt{K_{al}}} \cdot \left(\frac{h}{t} \right) \cdot \sqrt{\frac{F_n}{E}} = 0.262$$

$$h_e := \begin{cases} \text{if } \lambda \geq 0.673 \\ \left\| \frac{1 - \frac{0.22}{\lambda}}{\lambda} \cdot h \right\| \\ \text{if } \lambda < 0.673 \\ \left\| h \right\| \end{cases}$$

Ancho efectivo en alma

$$h_e = 7.2 \text{ cm}$$

c.2) En Rigidizador:

$$c := C - (R + t) = 1.1 \text{ cm}$$

$$K_{rig} := 0.425$$

$$\lambda := \frac{1.052}{\sqrt{K_{rig}}} \cdot \left(\frac{c}{t}\right) \cdot \sqrt{\frac{F_n}{E}} = 0.123$$

$$ce := \begin{cases} \text{if } \lambda \geq 0.673 \\ \frac{1 - \frac{0.22}{\lambda}}{\lambda} \cdot c \\ \text{if } \lambda < 0.673 \\ c \end{cases}$$

Ancho efectivo en rigidizador

$$ce = 1.1 \text{ cm}$$

c.3) En Ala:

$$b := B - 2(R + t) = 3.2 \text{ cm}$$

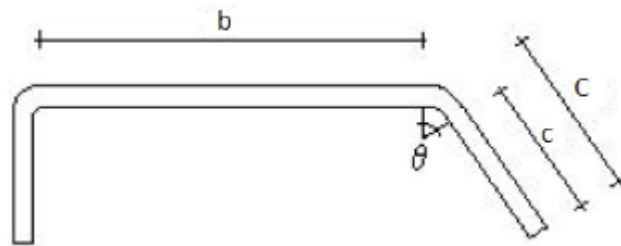
$$K_n := 0.43$$

$$\theta := 90$$

$$S := 1.28 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_n}} = 92.349$$

$$\frac{b}{t} = 16$$

$$\frac{1}{3} \cdot S = 30.783$$



Si se cumple la condición $\frac{S}{3} \leq \frac{b}{t} < S$ aplicar caso II

Ia Momento de Inercia adecuado. Mínimo necesario para que el elemento actúe como atiesado.

$$I_a := 399 \cdot t^4 \left(\frac{\frac{b}{t}}{S} - \sqrt{\frac{K_n}{4}} \right)^3 = -0.00236 \text{ cm}^4$$

Is Momento de inercia de la sección total del atiesador en torno a su centroide paralelo al elemento atiesado, y el área efectiva del atiesador respectivamente. Para atiesadores extremos la porción curva no se considera parte del atiesador

$$I_s := \frac{t \cdot c^3 \cdot \sin(\theta) \cdot \sin(\theta)}{12} = 0.018 \text{ cm}^4$$

$$R_1 := \frac{I_s}{I_a} = -7.513 \quad R_2 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{I_s}{I_a} \geq 1 \\ \quad \left\| 1 \right\| \\ \text{else if } \frac{I_s}{I_a} < 1 \\ \quad \left\| \frac{I_s}{I_a} \right\| \end{array} \right\| = -7.513$$

$$R_1 = 2 - R_2 \quad R_1 = 9.513$$

$$K_a := 5.25 - 5 \left(\frac{C}{b} \right) = 2.906$$

$$n := 0.5$$

$$K_{pr} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{C}{b} \leq 0.25 \\ \quad \left\| 3.57 \cdot R_1^n + 0.43 \right\| \\ \text{if } 0.25 < \frac{C}{b} \leq 0.8 \\ \quad \left\| \left(5.25 - 5 \cdot \frac{C}{b} \right) \right\| \end{array} \right\| = 2.906$$

$$\lambda := \frac{1.052}{\sqrt{K_{pr}}} \cdot \left(\frac{b}{t} \right) \cdot \sqrt{\frac{F_n}{E}} = 0.137$$

$$be := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \lambda \geq 0.673 \\ \quad \left\| \frac{1 - \frac{0.22}{\lambda}}{\lambda} \cdot b \right\| \\ \text{if } \lambda < 0.673 \\ \quad \left\| b \right\| \end{array} \right\|$$

Ancho efectivo en ala

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

d) Carga última resistente:

$$P_u = \theta_c \cdot F_n \cdot Ae$$

Cálculo de Área Efectiva Ae:

$$A_{ne} := \left(\left(h - \frac{h_e}{2} - \frac{h_e}{2} \right) \cdot t \right) + \left(\left(b - \frac{b_e}{2} - \frac{b_e}{2} \right) \cdot t \right) + \left(\left(c - \frac{c_e}{2} - \frac{c_e}{2} \right) \cdot t \right)$$

$$A_{ne} = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_e := A_g - A_{ne} = 3.54 \text{ cm}^2$$

$$P_u := \theta_c \cdot F_n \cdot A_e$$

$$P_u = 11.757 \text{ kN}$$

2. RELACIÓN DEMANDA/CAPACIDAD A COMPRESIÓN

$$\frac{N}{P_u} = 0.741 \quad \text{¡¡¡CUMPLE!!!}$$

3.4.10.5 Diseño a compresión sección (simple C 50x25x10x2mm)

Datos:

$$N := 1680.6 \text{ kgf} = 16.481 \text{ kN}$$

$$L_x := 96.245 \text{ cm}$$

$$L_y := 96.245 \text{ cm}$$

$$K_x := 1$$

$$K_y := 1$$

$$K := 1$$

$$L := 96.245 \text{ cm}$$

Geometría perfil simple

$$H := 50 \text{ mm} \quad \mu := 0.3$$

$$B := 25 \text{ mm} \quad R := 2 \text{ mm}$$

$$C := 10 \text{ mm} \quad \theta_c := 0.85$$

$$t := 2 \text{ mm} \quad x_0 := 2.07 \text{ cm}$$

$$A_g := 2.137 \text{ cm}^2 \quad y_0 := 0 \text{ cm}$$

$$r_o := 2.97 \text{ cm} \quad r_y := 1.925 \text{ cm}$$

$$C_w := 11.68 \text{ cm}^6 \quad r_x := 0.913 \text{ cm}$$

$$J := 0.028 \text{ cm}^4$$

$$\beta := 1 - \left(\frac{x_0}{r_o} \right)^2 = 0.514$$

Acero ColdFormed-SQ Grade 33

$$E := 20339.536 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$F_y := 2320 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 22.751 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$F_u := 3163.81 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 31.026 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$G := 7822.89 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

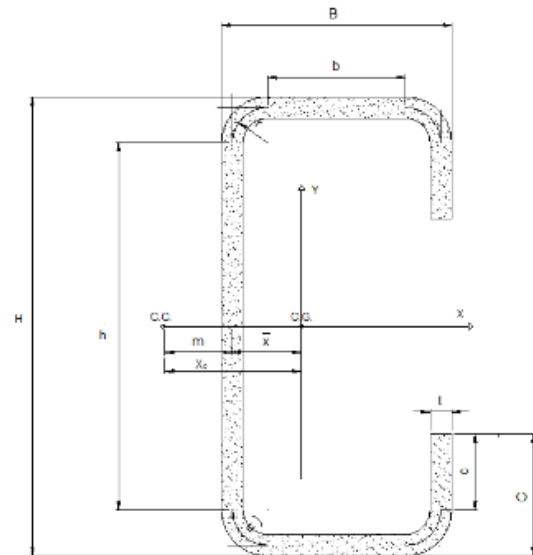
Axial de diseño

Longitud dir x

Longitud dir y

Coefficiente de empotramiento dir x

Coefficiente de empotramiento dir y



1. DISEÑO A COMPRESIÓN

b) Esfuerzo crítico

Flexional:

$$\sigma_{ex} := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K_x \cdot L_x}{r_x} \right)^2} = 18.065 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{ey} := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K_y \cdot L_y}{r_y} \right)^2} = 80.306 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_e := \min(\sigma_{ex}, \sigma_{ey})$$

$$\sigma_e = 18.065 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Torsional:

$$\sigma_t := \frac{1}{A_g \cdot r_o^2} \cdot \left(G \cdot J + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K \cdot L)^2} \right)$$

$$\sigma_t = 25.048 \frac{kN}{cm^2}$$

Flexo-Torsional:

$$\sigma_{ft} := \frac{1}{2 \cdot \beta} \left((\sigma_{ey} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ey} + \sigma_t)^2 - 4 \cdot \beta \cdot \sigma_{ey} \cdot \sigma_t} \right)$$

$$\sigma_{ft} = 21.309 \frac{kN}{cm^2}$$

Esfuerzo que fallará el perfil es:

$$\sigma_e := \min(\sigma_e, \sigma_t, \sigma_{ft})$$

$$\sigma_e = 18.065 \frac{kN}{cm^2}$$

Esfuerzo Crítico:

$$\lambda_c := \sqrt{\frac{F_y}{\sigma_e}} = 1.122$$

$$F_n := \begin{cases} \text{if } \lambda_c \leq 1.5 \\ \left\| (0.658^{\lambda_c^2}) \cdot F_y \right\| \\ \text{if } \lambda_c > 1.5 \\ \left\| \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) \cdot F_y \right\| \end{cases}$$

$$F_n = 13.43 \frac{kN}{cm^2}$$

c) Anchos Efectivos:

c.1) En alma:

$$h := H - 2(R + t) = 4.2 \text{ cm}$$

$$K_{al} := 4 \text{ Para elementos atiesados}$$

$$\lambda := \frac{1.052}{\sqrt{K_{al}}} \cdot \left(\frac{h}{t} \right) \cdot \sqrt{\frac{F_n}{E}} = 0.284$$

$$h_e := \begin{cases} \text{if } \lambda \geq 0.673 \\ \left\| \frac{1 - \frac{0.22}{\lambda}}{\lambda} \cdot h \right\| \\ \text{if } \lambda < 0.673 \\ \left\| h \right\| \end{cases}$$

Ancho efectivo en alma

$$h_e = 4.2 \text{ cm}$$

c.2) En Rigidizador:

$$c := C - (R + t) = 0.6 \text{ cm}$$

$$K_{rig} := 0.425$$

$$\lambda := \frac{1.052}{\sqrt{K_{rig}}} \cdot \left(\frac{c}{t}\right) \cdot \sqrt{\frac{F_n}{E}} = 0.124$$

$$ce := \begin{cases} \text{if } \lambda \geq 0.673 \\ \frac{1 - \frac{0.22}{\lambda}}{\lambda} \cdot c \\ \text{if } \lambda < 0.673 \\ c \end{cases}$$

Ancho efectivo en rigidizador

$$ce = 0.6 \text{ cm}$$

c.3) En Ala:

$$b := B - 2(R + t) = 1.7 \text{ cm}$$

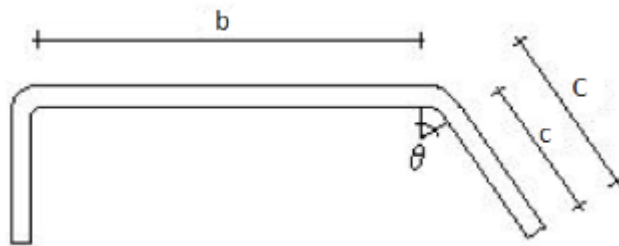
$$K_n := 0.43$$

$$\theta := 90$$

$$S := 1.28 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_n}} = 49.813$$

$$\frac{b}{t} = 8.5$$

$$\frac{1}{3} \cdot S = 16.604$$



Si se cumple la condición $\frac{S}{3} \leq \frac{b}{t} < S$ aplicar caso II

Ia Momento de Inercia adecuado. Mínimo necesario para que el elemento actúe como atiesado.

$$I_a := 399 \cdot t^4 \left(\frac{\frac{b}{t}}{S} - \sqrt{\frac{K_n}{4}} \right)^3 = -0.00248 \text{ cm}^4$$

Is Momento de inercia de la sección total del atiesador en torno a su centroide paralelo al elemento atiesado, y el área efectiva del atiesador respectivamente. Para atiesadores extremos la porción curva no se considera parte del atiesador

$$I_s := \frac{t \cdot c^3 \cdot \sin(\theta) \cdot \sin(\theta)}{12} = 0.003 \text{ cm}^4$$

$$R_2 := \frac{I_s}{I_a} = -1.159 \quad R_2 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{I_s}{I_a} \geq 1 \\ \quad \left\| 1 \right. \\ \text{else if } \frac{I_s}{I_a} < 1 \\ \quad \left\| \frac{I_s}{I_a} \right. \end{array} \right\| = -1.159$$

$$R_1 := 2 - R_2 \quad R_1 = 3.159$$

$$K_a := 5.25 - 5 \left(\frac{C}{b} \right) = 2.309$$

$$n := 0.5$$

$$K_{pr} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{C}{b} \leq 0.25 \\ \quad \left\| 3.57 \cdot R_1^n + 0.43 \right. \\ \text{if } 0.25 < \frac{C}{b} \leq 0.8 \\ \quad \left\| \left(5.25 - 5 \cdot \frac{C}{b} \right) \right. \end{array} \right\| = 2.309$$

$$\lambda := \frac{1.052}{\sqrt{K_{pr}}} \cdot \left(\frac{b}{t} \right) \cdot \sqrt{\frac{F_n}{E}} = 0.151$$

$$be := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \lambda \geq 0.673 \\ \quad \left\| \frac{1 - \frac{0.22}{\lambda}}{\lambda} \cdot b \right. \\ \text{if } \lambda < 0.673 \\ \quad \left\| b \right. \end{array} \right\|$$

Ancho efectivo en ala

$$be = 1.7 \text{ cm}$$

d) Carga última resistente:

$$Pu = \theta_c \cdot F_n \cdot Ae$$

Cálculo de Área Efectiva A_e :

$$A_{ne} := \left(\left(h - \frac{h_e}{2} - \frac{h_e}{2} \right) \cdot t \right) + \left(\left(b - \frac{b_e}{2} - \frac{b_e}{2} \right) \cdot t \right) + \left(\left(c - \frac{c_e}{2} - \frac{c_e}{2} \right) \cdot t \right)$$

$$A_{ne} = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_e := A_g - A_{ne} = 2.137 \text{ cm}^2$$

$$P_u := \theta_c \cdot F_n \cdot A_e$$

$$P_u = 24.395 \text{ kN} \quad \text{!!!CUMPLE!!!}$$

2. RELACIÓN DEMANDA/CAPACIDAD A COMPRESIÓN

$$\frac{N}{P_u} = 0.676$$

3.4.10.6 Diseño de correas (costanera C 80x40x15x2mm)

Momentos flectores en correas (costanera C 80x40x15x2mm)

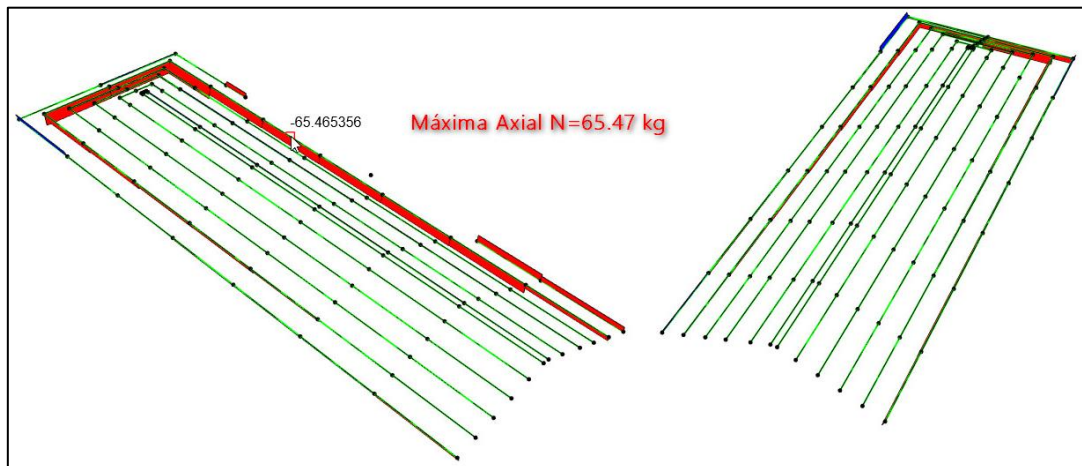


Figura 28. Máxima axial (kg)

Comb.: UDCLD2=1.2PP+1.2CM+1.6CV

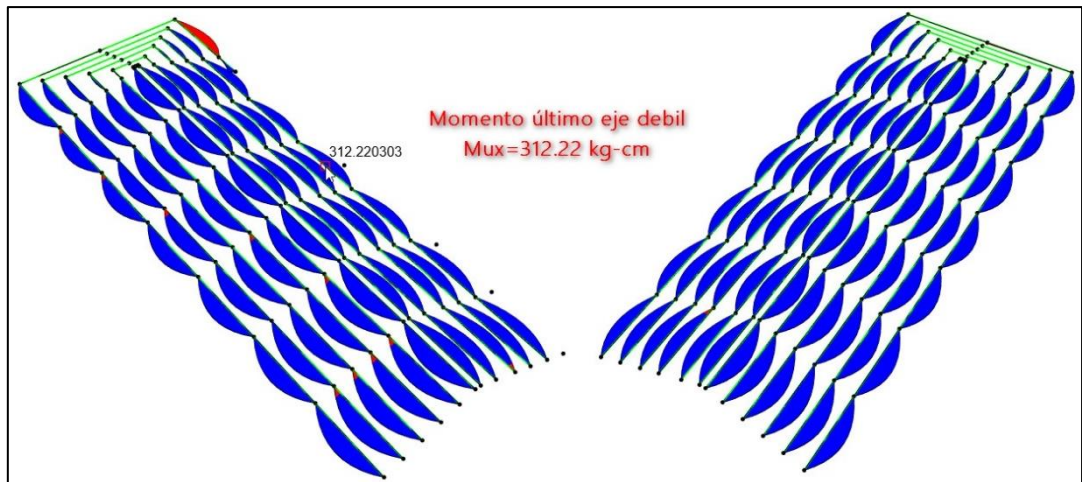


Figura 29. Momento máximo eje débil (kg-cm)

Comb.: UDCLD2=1.2PP+1.2CM+1.6CV

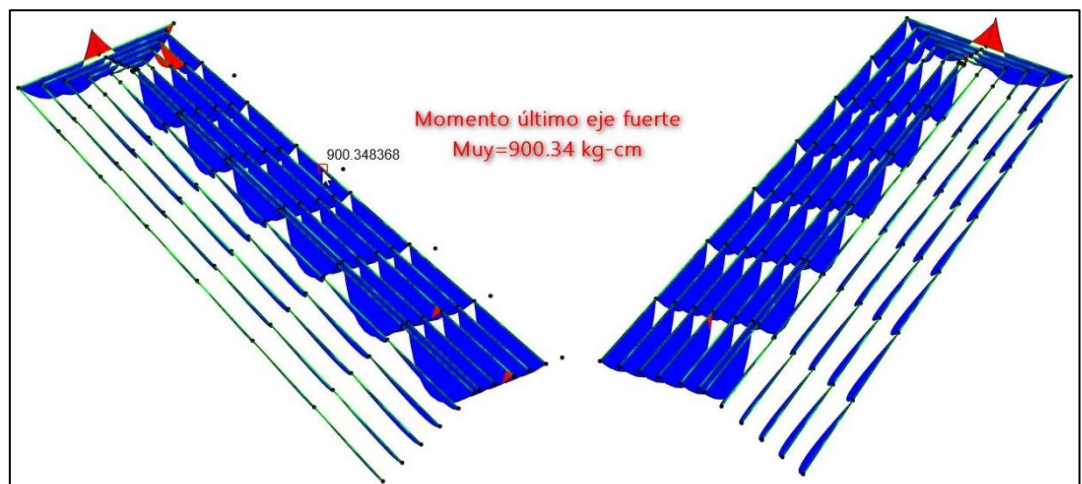


Figura 30. Momento máximo eje fuerte (kg-cm)

Comb.: UDCLD2=1.2PP+1.2CM+1.6C

Diseño de correas

Datos:

$$\begin{aligned} N &:= 65.47 \text{ kgf} = 0.642 \text{ kN} \\ M_{uy} &:= 312.22 \text{ kgf} \cdot \text{cm} = 3.062 \text{ kN} \cdot \text{cm} \\ M_{ux} &:= 900.34 \text{ kgf} \cdot \text{cm} = 8.829 \text{ kN} \cdot \text{cm} \\ L_x &:= 478.0 \text{ cm} \\ L_y &:= 478.0 \text{ cm} \\ K_x &:= 1 \\ K_y &:= 1 \end{aligned}$$

Axial de diseño

Momento máximo de diseño dir y

Momento máximo de diseño dir x

Longitud dir x

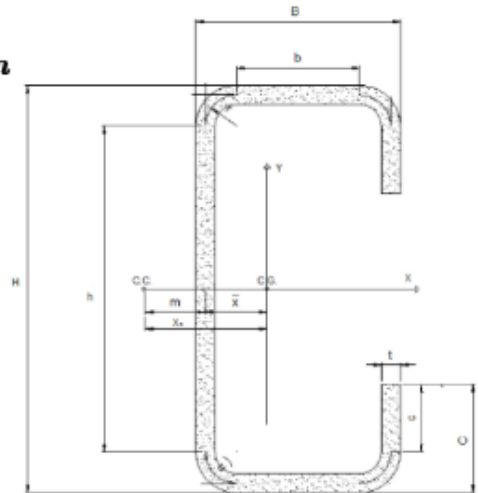
Longitud dir y

Coefficiente de empotramiento dir x

Coefficiente de empotramiento dir y

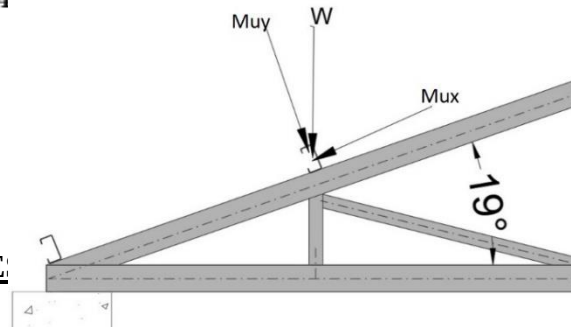
Geometría perfil simple

$$\begin{aligned} H &:= 80 \text{ mm} & \mu &:= 0.3 & x_0 &:= 3.395 \text{ cm} \\ B &:= 40 \text{ mm} & R &:= 2 \text{ mm} \\ C &:= 15 \text{ mm} & \theta_c &:= 0.85 \\ t &:= 2 \text{ mm} & I_x &:= 35.2535 \text{ cm}^4 \\ A_g &:= 3.54 \text{ cm}^2 & I_y &:= 8.071 \text{ cm}^4 \\ r_o &:= 4.876 \text{ cm} & r_y &:= 1.51 \text{ cm} \\ C_w &:= 129 \text{ cm}^6 & r_x &:= 3.16 \text{ cm} \\ J &:= 0.047 \text{ cm}^4 & S_y &:= 8.81 \text{ cm}^3 \\ \beta &:= 1 - \left(\frac{x_0}{r_o} \right)^2 = 0.515 & S_x &:= 3.18 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$



Acero ColdFormed-SQ Grade 33

$$\begin{aligned} E &:= 20339.536 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \\ F_y &:= 2320 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 227.514 \text{ MPa} \\ F_u &:= 3163.81 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ G &:= 7822.89 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \end{aligned}$$



1. DISEÑO A COMPRESIÓN

b) Esfuerzo crítico

Flexional:

$$\sigma_{ex} := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K_x \cdot L_x}{r_x} \right)^2} = 8.773 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{ey} := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K_y \cdot L_y}{r_y} \right)^2} = 2.003 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_e := \min(\sigma_{ex}, \sigma_{ey})$$

$$\sigma_e = 204.276 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo Crítico:

$$\lambda_c := \sqrt{\frac{F_y}{\sigma_e}} = 3.37$$

$$F_n := \begin{cases} \text{if } \lambda_c \leq 1.5 \\ \left\| (0.658^{\lambda_c^2}) \cdot F_y \right\| \\ \text{if } \lambda_c > 1.5 \\ \left\| \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) \cdot F_y \right\| \end{cases}$$

$$F_n = 179.15 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

c) Anchos Efectivos:

c.1) En alma:

$$h := H - 2(R + t) = 7.2 \text{ cm}$$

$K_{al} := 4$ Para elementos atiesados

$$\lambda := \frac{1.052}{\sqrt{K_{al}}} \cdot \left(\frac{h}{t} \right) \cdot \sqrt{\frac{F_n}{E}} = 0.176$$

$$h_e := \begin{cases} \text{if } \lambda \geq 0.673 \\ \left\| \frac{1 - \frac{0.22}{\lambda}}{\lambda} \cdot h \right\| \\ \text{if } \lambda < 0.673 \\ \left\| h \right\| \end{cases}$$

Ancho efectivo en alma $h_e = 7.2 \text{ cm}$

c.2) En Rigidizador:

$$c := C - (R + t) = 1.1 \text{ cm}$$

$$K_{rig} := 0.425$$

$$\lambda := \frac{1.052}{\sqrt{K_{rig}}} \cdot \left(\frac{c}{t} \right) \cdot \sqrt{\frac{F_n}{E}} = 0.082$$

$$c_e := \begin{cases} \text{if } \lambda \geq 0.673 \\ \left\| \frac{1 - \frac{0.22}{\lambda}}{\lambda} \cdot c \right\| \\ \text{if } \lambda < 0.673 \\ \left\| c \right\| \end{cases}$$

Ancho efectivo en rigidizador $c_e = 1.1 \text{ cm}$

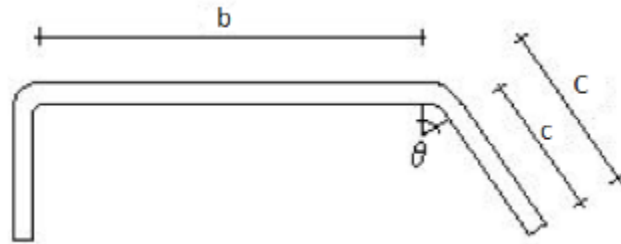
c.3) En Ala:

$$b := B - 2(R + t) = 3.2 \text{ cm}$$

$$K_n := 0.43$$

$$\theta := 90$$

$$S := 1.28 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_n}} = 137.725 \quad \frac{b}{t} = 16 \quad \frac{1}{3} \cdot S = 45.908$$



Si se cumple la condición $\frac{S}{3} \leq \frac{b}{t} < S$ aplicar caso II

Ia Momento de Inercia adecuado. Mínimo necesario para que el elemento actúe como atiesado.

$$I_a := 399 \cdot t^4 \left(\frac{\frac{b}{t}}{S} - \sqrt{\frac{K_n}{4}} \right)^3 = -0.00606 \text{ cm}^4$$

Is Momento de inercia de la sección total del atiesador en torno a su centroide paralelo al elemento atiesado, y el área efectiva del atiesador respectivamente. Para atiesadores extremos la porción curva no se considera parte del atiesador

$$I_s := \frac{t \cdot c^3 \cdot \sin(\theta) \cdot \sin(\theta)}{12} = 0.018 \text{ cm}^4$$

$$R_i := \frac{I_s}{I_a} = -2.927 \quad R_2 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{I_s}{I_a} \geq 1 \\ \quad \left\| 1 \right\| \\ \text{else if } \frac{I_s}{I_a} < 1 \\ \quad \left\| \frac{I_s}{I_a} \right\| \end{array} \right\| = -2.927$$

$$R_1 := 2 - R_2$$

$$R_1 = 4.927$$

$$K_a := 5.25 - 5 \left(\frac{C}{b} \right) = 2.906$$

$$n := 0.5$$

$$K_{pr} := \begin{cases} \text{if } \frac{C}{b} \leq 0.25 \\ \left\| 3.57 \cdot R_1^n + 0.43 \right\| \\ \text{if } 0.25 < \frac{C}{b} \leq 0.8 \\ \left\| \left(5.25 - 5 \cdot \frac{C}{b} \right) \right\| \end{cases} = 2.906$$

$$\lambda := \frac{1.052}{\sqrt{K_{pr}}} \cdot \left(\frac{b}{t} \right) \cdot \sqrt{\frac{F_n}{E}} = 0.092$$

$$be := \begin{cases} \text{if } \lambda \geq 0.673 \\ \left\| \frac{1 - \frac{0.22}{\lambda}}{\lambda} \cdot b \right\| \\ \text{if } \lambda < 0.673 \\ \left\| b \right\| \end{cases}$$

Ancho efectivo en ala $be = 3.2 \text{ cm}$

d) Carga última resistente:

$$P_u = \theta_c \cdot F_n \cdot Ae$$

Cálculo de Área Efectiva Ae:

$$A_{ne} := \left(\left(h - \frac{he}{2} - \frac{he}{2} \right) \cdot t \right) + \left(\left(b - \frac{be}{2} - \frac{be}{2} \right) \cdot t \right) + \left(\left(c - \frac{ce}{2} - \frac{ce}{2} \right) \cdot t \right)$$

$$A_{ne} = 0 \text{ cm}^2$$

$$Ae := Ag - A_{ne} = 3.54 \text{ cm}^2$$

$$P_u := \theta_c \cdot F_n \cdot Ae$$

$$P_u = 5.286 \text{ kN}$$

$$\frac{N}{P_u} = 0.121$$

2. DISEÑO A FLEXIÓN

Dirección y

$$P_{Ey} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2} = 7.091 \text{ kN}$$

$$M_{ny} := S_y \cdot F_y = 20439.2 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$\alpha_y := 1 - \frac{N}{P_{Ey}} = 0.909$$

$$\frac{M_{uy}}{0.9 \cdot M_{ny} \cdot \alpha_y} = 0.019$$

Dirección x

$$P_{Ex} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_x \cdot L_x)^2} = 30.973 \text{ kN}$$

$$M_{nx} := S_x \cdot F_y = 7377.6 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$\alpha_x := 1 - \frac{N}{P_{Ex}} = 0.979$$

$$\frac{M_{ux}}{0.9 \cdot M_{nx} \cdot \alpha_x} = 0.138$$

3. RELACIÓN DEMANDA/CAPACIDAD A FLEXO-COMPRESIÓN

$$\frac{N}{P_u} + \frac{M_{uy}}{0.9 \cdot M_{ny} \cdot \alpha_y} + \frac{M_{ux}}{0.9 \cdot M_{nx} \cdot \alpha_x} = 0.279$$

3.4.10.7 Diseño de soldadura

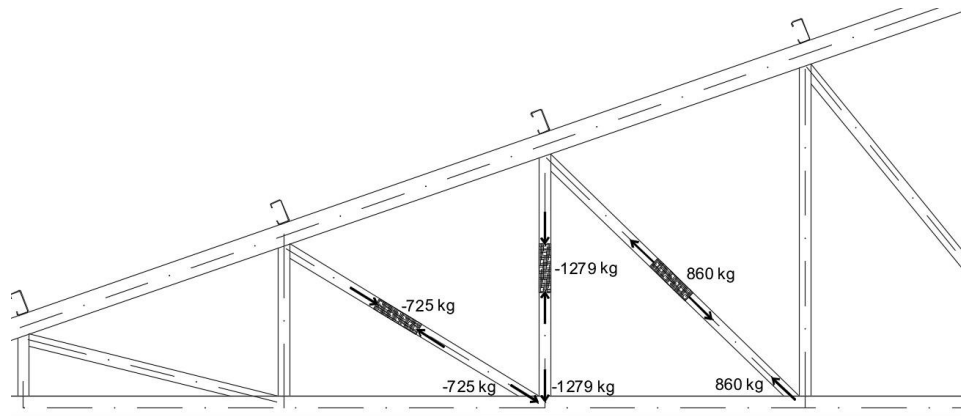


Figura 31. Máxima fuerza axial en tracción y compresión (kg)

Comb.: UDCLD2=1.2PP+1.2CM+1.6CV

Fórmula fundamental para diseño de longitud de soldadura dado como dado el tamaño de filete y el tipo de electrodo (NTC, diseño y construcción de estructuras metálicas 1978)

$$f = \frac{P}{A_s}$$

Donde:

f = Fuerza en la fórmula estándar de diseño, cuando la soldadura se trata como una línea, kg/cm.

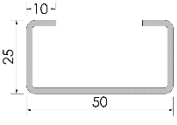
P = Fuerza de Tensión o Compresión, en Kg.

A_s = Longitud de soldadura, en cm.

Datos:

$$P_u = 1279 \text{ kg}$$

$f = 450 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$ Para un electrodo E60XX y 3.2mm tamaño de filete

$$A_s = 12 \text{ cm}$$


$$P = f \cdot A_s = 450 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \cdot 12 \text{ cm}$$

$$P = 5400 \text{ kg}$$

$$P_u < P$$

$$1279 \text{ kg} < 5400 \text{ kg} \quad \text{OK!!!!}$$

3.4.10.8 Diseño de Conexión

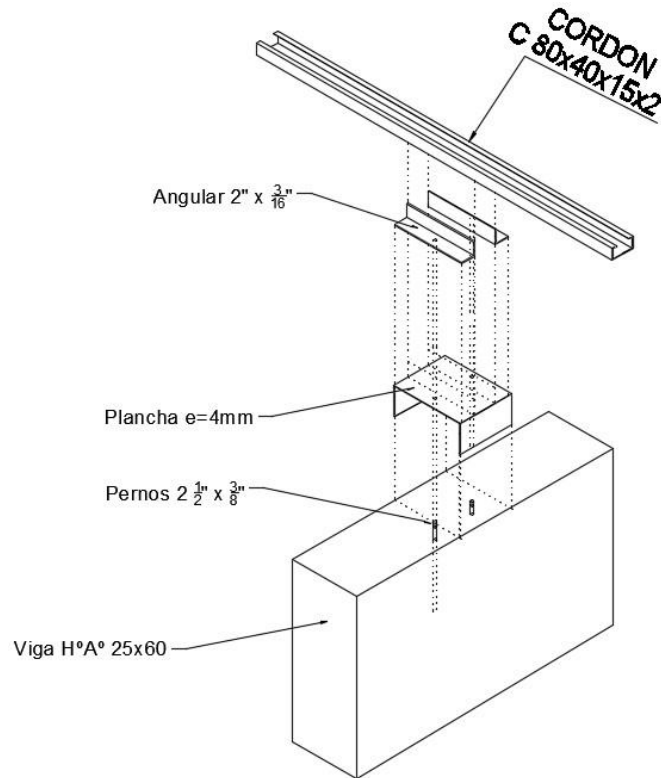


Figura 32. Esquema de la conexión de la cercha

Se analizó la conexión más crítica en la estructura, de cuya conexión se obtiene las siguientes solicitaciones:

$$Mu_{22} = 5.65 \text{ KN} - \frac{m}{m}$$

En términos generales la resistencia a flexión viene dada por el Momento Plástico (M_p) o Momento Nominal (M_n) resultado de la combinación de Diseño, bajo la siguiente expresión:

$$M_n = M_p = f_y * Z \quad \text{(AISC 360)}$$

Donde:

$$Z = \frac{b * e^2}{4}$$

b= Ancho nominal (b=1)

e= Espesor de plancha

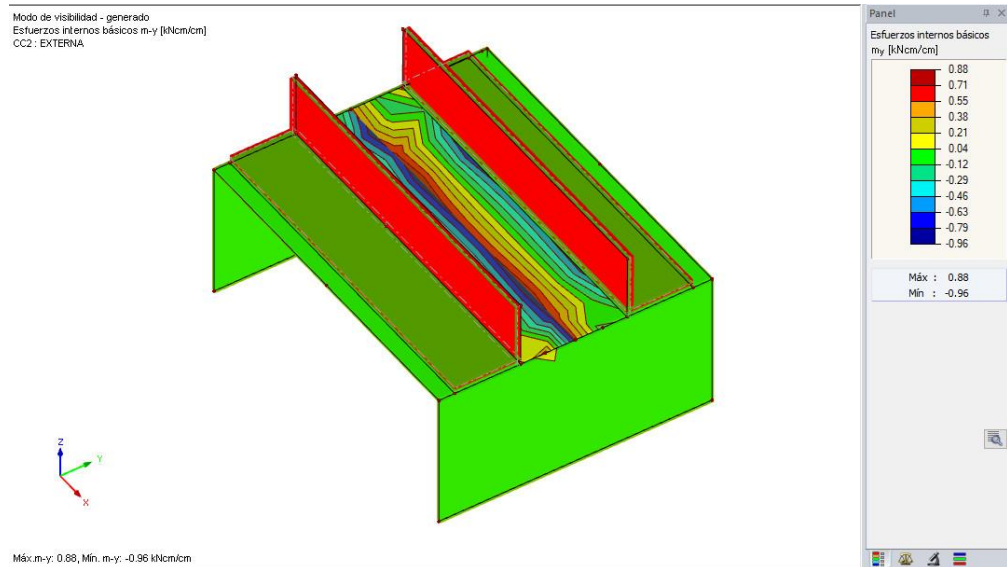


Figura 33.Esfuerzos internos

Momento máx $M_n = 0.90 \text{ KN-cm/cm} = 90 \text{ Kg-cm/cm}$

Reemplazando en la ecuación se tiene:

$$M_n = f_y * \frac{b * e^2}{4}$$

Despejando e se tiene:

$$e = \sqrt[2]{\frac{4 * M_n}{0.9 * b * f_y}}$$

$$e = \sqrt[2]{\frac{4 * 90}{0.9 * 1 * 2530}}$$

$$e = 0.397 \text{ cm} = 3.97 \text{ mm}$$

Conclusión: Colocar plancha de 4mm

3.5 MEMORIA DE CÁLCULO DEL HORMIGON ARMADO

La presente memoria de cálculo contempla:

Análisis Diseño Estructural de todos los elementos que contempla esta estructura como son:

- Cimentación
- Columnas
- Vigas
- Losas
- Escaleras

3.5.1 NORMAS EMPLEADAS

El diseño de la estructura y todos sus elementos constitutivos, fue realizado cumpliendo con los lineamientos y requerimientos establecidos por las NORMAS:

- NB 1225001 (Concreto Estructural)
- NB 1225002 (Cargas de uso)

3.5.2 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

Hormigón Armado

Peso Específico del hormigón	$\gamma_c = 25 \frac{KN}{m^3}$
Resistencia característica a compresión	$f'_c = 25 MPa$
Módulo de elasticidad	$E_c = 145000 \frac{kg}{cm^2}$
Coeficiente de Poisson	$\mu = 0.20$

Acero de Refuerzo

Peso Específico del acero	$\gamma_s = 76.93 \frac{KN}{m^3}$
Límite de fluencia del acero – refuerzo longitudinal	$f_y = 500 MPa$
Módulo de elasticidad	$E_s = 200000 MPa$
Módulo de Corte	$G_s = 77200 MPa$

Suelo de Fundación

Resistencia admisible	$\sigma_{adm} = 1.50 \frac{kg}{cm^2}$
-----------------------	---------------------------------------

3.5.3 GEOMETRÍA Y SECCIONES

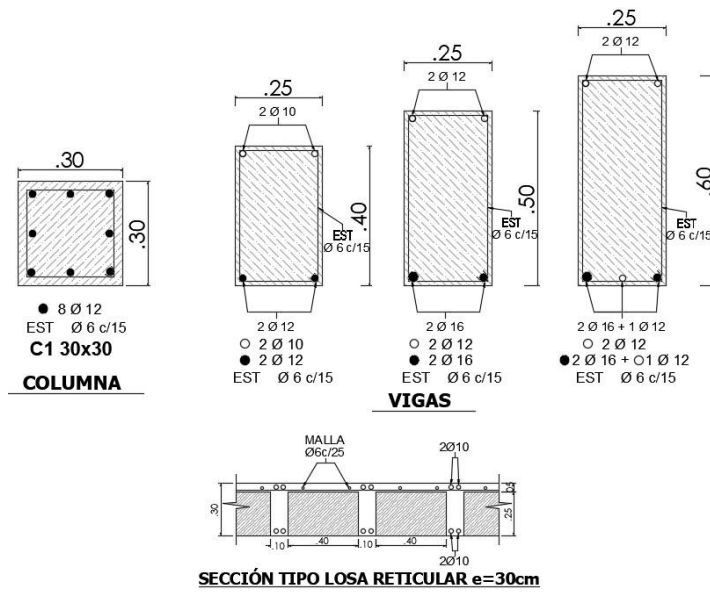


Figura 34. Geometría de las secciones de vigas, columnas y losa

3.5.4 ESQUEMA DE LA ESTRUCTURA

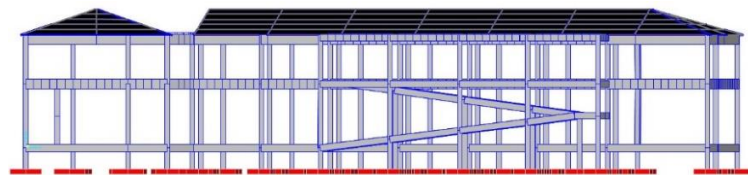


Figura 35. Esquema elevación

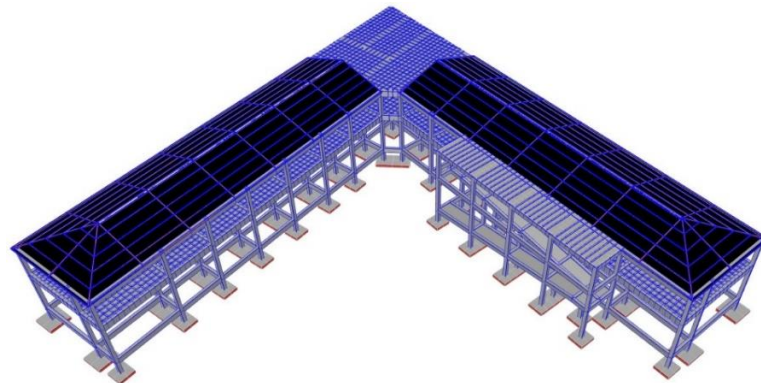


Figura 36. Estructura 3D

3.5.5 MÉTODO DE DISEÑO

Para el diseño se considera el método, (*diseño por resistencia*), el cual considera que el hormigón armado está en un estado de esfuerzos cercanos a la falla, donde alguno de los dos materiales que conforma el hormigón armado estará en su rango inelástico no lineal.

La estructura ha sido modelada y diseñada con el software comercial ETABS V20, cuya potencia de análisis es ideal para este tipo de estructuras gracias a la capacidad

que tiene de realizar análisis estático y dinámico, logrando estudiar toda la estructura; su comportamiento lineal, no lineal, geométrico y del material, bajo la acción de fuerzas gravitacionales y laterales.

Las condiciones que debe cumplir este diseño es que la resistencia de diseño de cualquier elemento estructural debe ser menos o igual al Esfuerzo Último, calculando a partir de las combinaciones de carga. Por lo tanto, para un elemento sometido a Momento, Cortante y Carga Axial las condiciones son las siguientes:

$$\begin{aligned}\phi M_n &\geq M_u & \phi V_n &\geq V_u \\ \phi T_n &\geq T_u & \phi P_n &\geq P_u\end{aligned}$$

3.5.6 DISEÑO POR RESISTENCIA

Los valores de los factores ϕ de las condiciones anteriores, tiene valores diferentes dependiendo de la precisión con la cual pueda calcularse las diferentes resistencias; estos también reflejan la importancia probable de un elemento en la supervivencia de la estructura y el control de calidad probable alcanzado. La siguiente tabla presenta los diferentes valores que adopta el Código ACI 318-14 para cada tipo de esfuerzo.

Acción o Elemento Estructural	Factor ϕ
Flexión	0.90
Elementos a compresión con estribos	0.65
Cortante	0.75
Torsión	0.75

Tabla 9. factores ϕ para el diseño por resistencia

3.5.7 MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Determinación de resistencia y rigidez

A partir de los esfuerzos se pueden calcular directamente los desplazamientos y las tensiones.

Una estructura debe cumplir dos criterios razonables de seguridad:

El criterio de resistencia, Consistente en comprobar en que en ninguno de sus puntos el material sobrepasa unas tensiones admisibles máximas.

El criterio de rigidez, Consistente en comprobar que bajo las fuerzas y solicitaciones actuantes los desplazamientos y deformaciones de la estructura no sobrepasan un cierto límite.

3.5.8 SOLICITACIONES

1.- NIVEL (+0.10) SOBRECIMIENTO

ELEMENTO	CARGA MUERTA (CM)	
	VALOR	UNIDAD
Tabiquería (130kg/m ²) para una altura de Tabiquería de 3.70m	480	kg/m

Tabla 4.1 - Sobrecargas de servicio, L (continuación)

Tipo de servicio	Sobrecargas	
	Uniforme en kN/m ²	Concentrada en kN
Escuelas		
- Aulas	3.0	4.5
- Corredores en pisos superiores a planta baja	4.0	4.5
- Corredores en planta baja	5.0	4.5
Estrados y tribunas	5.0	

Fuente: NB1225002

2.- PLANTA ALTA (+4.15m)

ELEMENTO	CARGA MUERTA (CM)	
	VALOR	UNIDAD
Contrapiso	80	kg/m ²
Acabado de Piso	40	kg/m ²
Acabado cielo raso	40	kg/m ²
Tabiquería	140	kg/m ²
TOTAL (CM)	300	kg/m²

ACCION	CARGA VIVA (CV)	
	VALOR	UNIDAD
Aulas	300	kg/m ²

3.- PLANTA ALTA (+4.15m)

ELEMENTO	CARGA MUERTA (CM)	
	VALOR	UNIDAD
Contrapiso	80	kg/m ²
Acabado de Piso	40	kg/m ²
Acabado cielo raso	40	kg/m ²
Tabiquería	140	kg/m ²
TOTAL (CM)	300	kg/m²

ACCION	CARGA VIVA (CV)	
	VALOR	UNIDAD
Corredores y pasillos	400	kg/m ²

4.- CUBIERTA-ENCADENADO (+7.25m)

ELEMENTO	CARGA MUERTA (CM)	
	VALOR	UNIDAD
Acabado de Piso	40	kg/m ²
Acabado cielo raso	40	kg/m ²
Tabiquería	120	kg/m ²
TOTAL (CM)	200	kg/m²

ACCION	CARGA VIVA (CV)	
	VALOR	UNIDAD
Granizo	150	kg/m ²

5.- ESCALERAS y RAMPAS

ELEMENTO	CARGA MUERTA (CM)	
	VALOR	UNIDAD
Peldaños	50	kg/m ²
Acabados	100	kg/m ²
TOTAL (CM)	150	kg/m²

ACCION	CARGA VIVA (CV)	
	VALOR	UNIDAD
Carga de uso gral	250	kg/m ²

Tabla 10. Cargas (CM – CV)

3.5.9 COMBINACIONES DE CARGA

Las combinaciones de carga, serán las estipuladas en las Normas ASCE/SEI 7 (Minimum Design Loads for Buildings and other Structures), que se indican a continuación para el método LRFD.

Para el método LRFD se tienen las siguientes combinaciones de carga posibles, sin embargo, se las ha simplificado, eliminando las cargas que no son consideradas en el diseño

Servicio:

$$\text{Servicio} = \text{PP} + \text{CM} + \text{CV}$$

Diseño:

CONCRETO ARMADO (NB 1225002)

Columnas, Vigas	DConS1 = 1,4 PP + 1,4 CM
Columnas, Vigas	DConS2 = 1,2 PP + 1,2 CM + 1,6 CV
Losas(zapatas,entrepiso, escaleras)	DSlbS1 = 1,4 PP + 1,4 CM
Losas(zapatas,entrepiso, escaleras)	DSlbS2 = 1,2 PP + 1,2 CM + 1,6 CV

3.5.10 ASIGNACIÓN DE CARGAS

3.5.10.1 Carga muerta en vigas “CM”

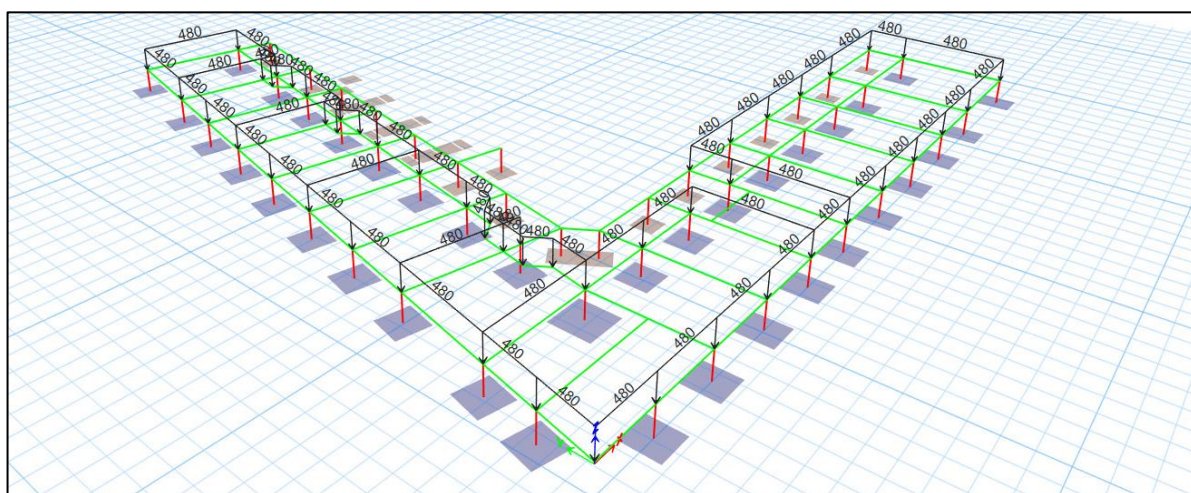


Figura 37. Carga muerta en vigas (kg/m) Niv. +0.10m

3.5.10.2 Carga muerta en losas “CM”

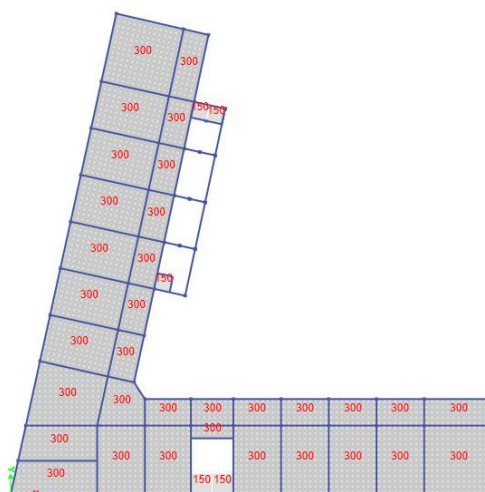


Figura 38. Carga muerta en losas (kg/m²) Niv. (+4.15) (Planta Baja)

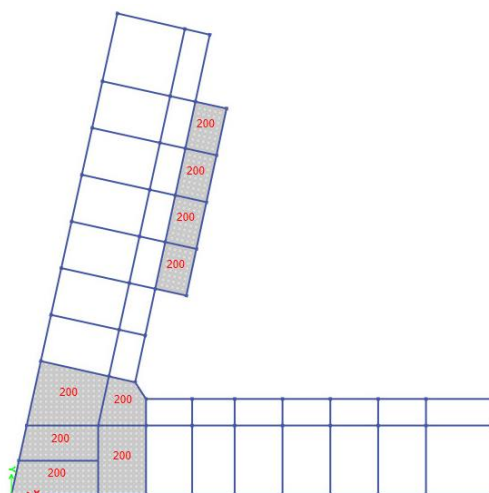


Figura 39. Carga muerta en losas (kg/m²) Niv. +7.25 (Cubierta)

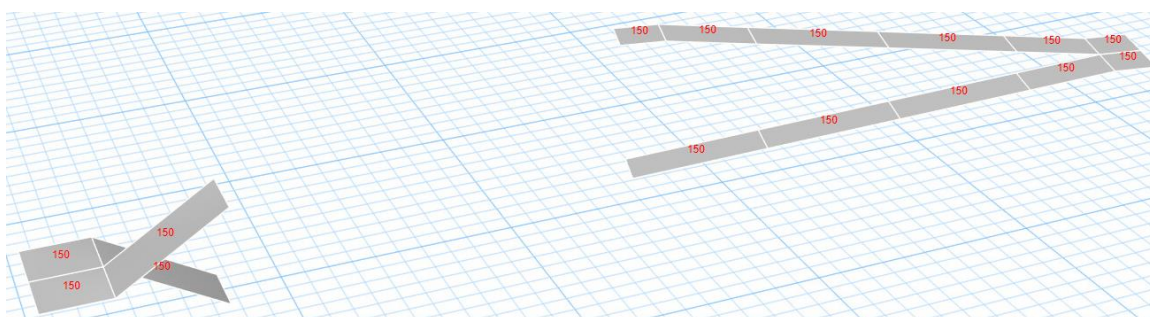


Figura 40. Carga muerta en losas de Escalera y Rampa (kg/m²)

3.5.10.3 Carga Viva en Losas “CV”

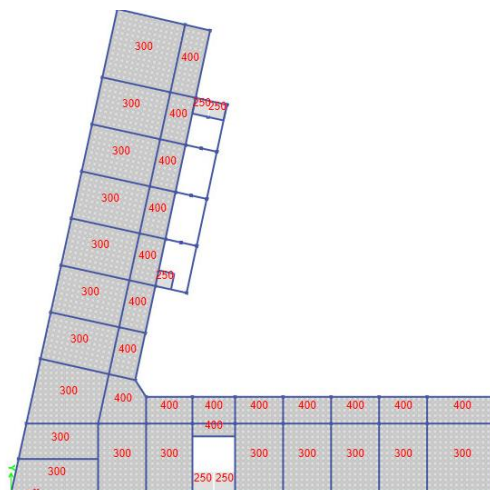


Figura 41. Carga viva en losas (kg/m²) Niv. (+4.15) (Planta Baja)

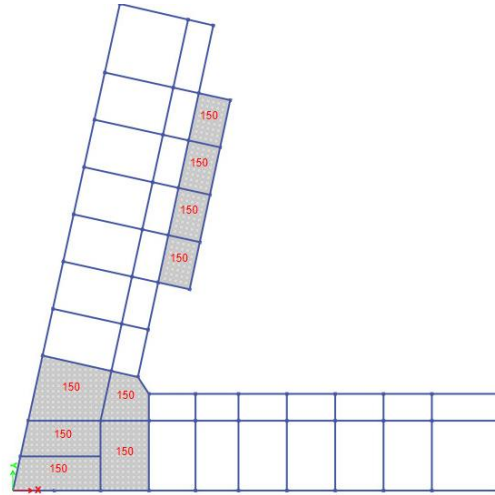


Figura 42. Carga viva en losas (kg/m²) Niv. +7.25 (Cubierta)

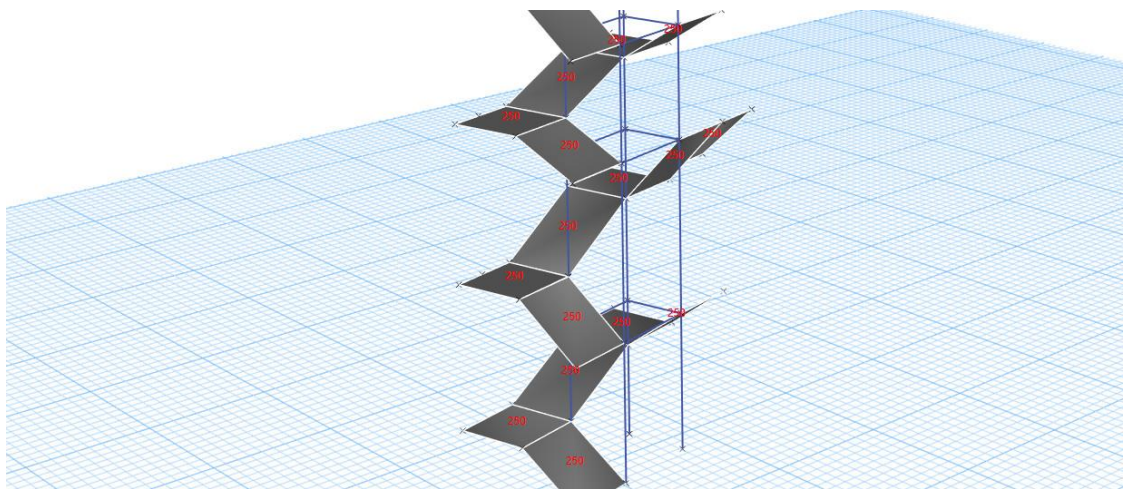


Figura 43. Carga viva en losas de Escalera y Rampa (kg/m²)

3.5.11 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

3.5.11.1 Acciones en columnas

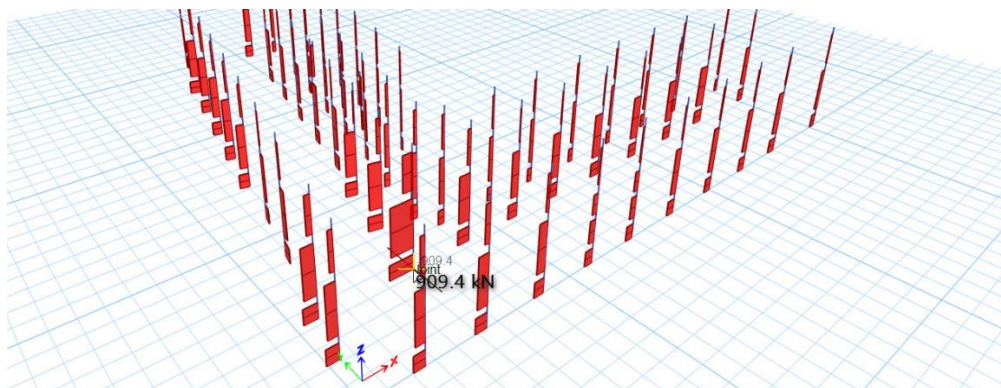


Figura 44. Axial de diseño [kN]

$$DCon2=1.2PP+1.2CM+1.6CV+1.2ET$$

3.5.11.2 Acciones en vigas

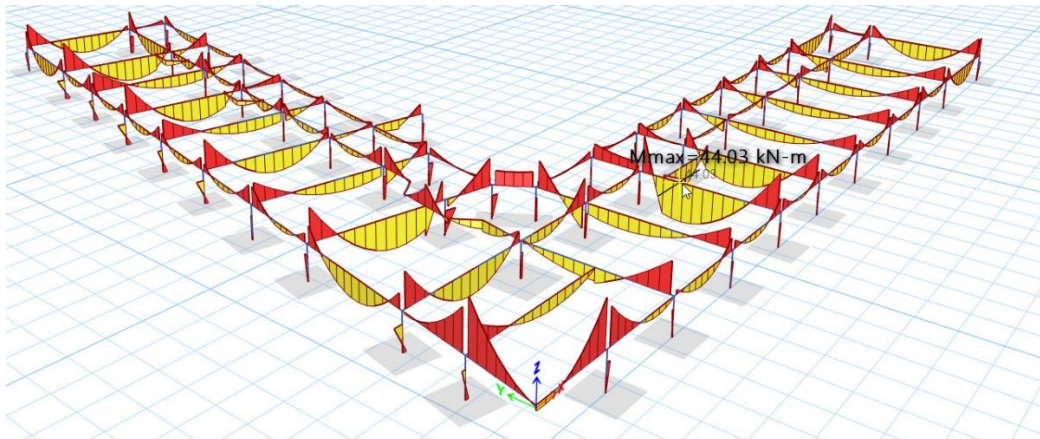


Figura 45. Vigas: momento flector 3-3 [kN-m] Niv. +0.10m

DCon2=1.2PP+1.2CM+1.6CV

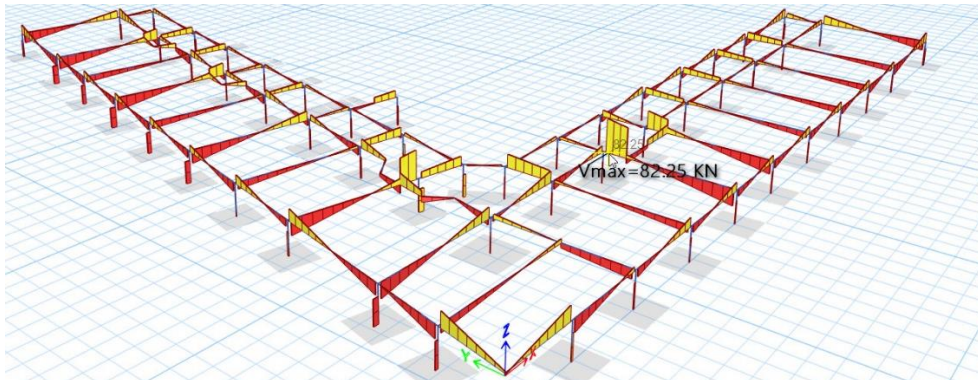


Figura 46. Viga: fuerza cortante 2-2 [KN] Niv. +0.10m

DCon2=1.2PP+1.2CM+1.6CV

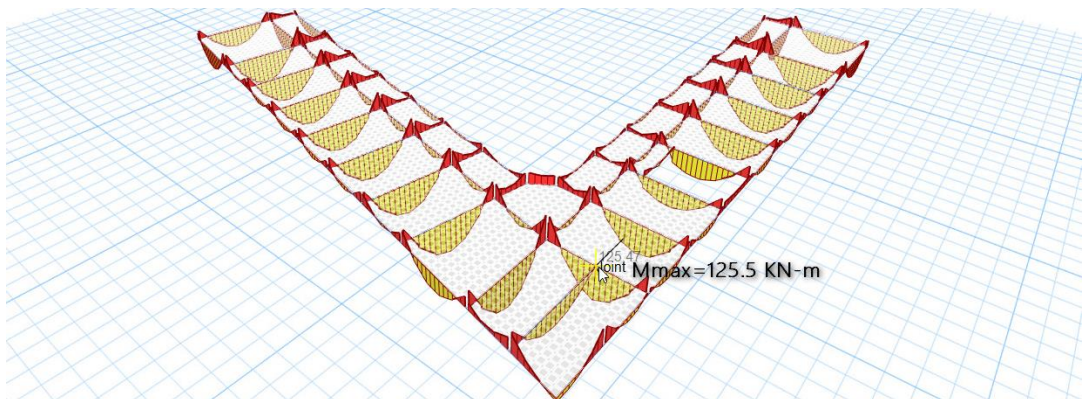


Figura 47. Vigas: momento flector 3-3 [kN-m] Niv. +4.15m

DCon2=1.2PP+1.2CM+1.6CV

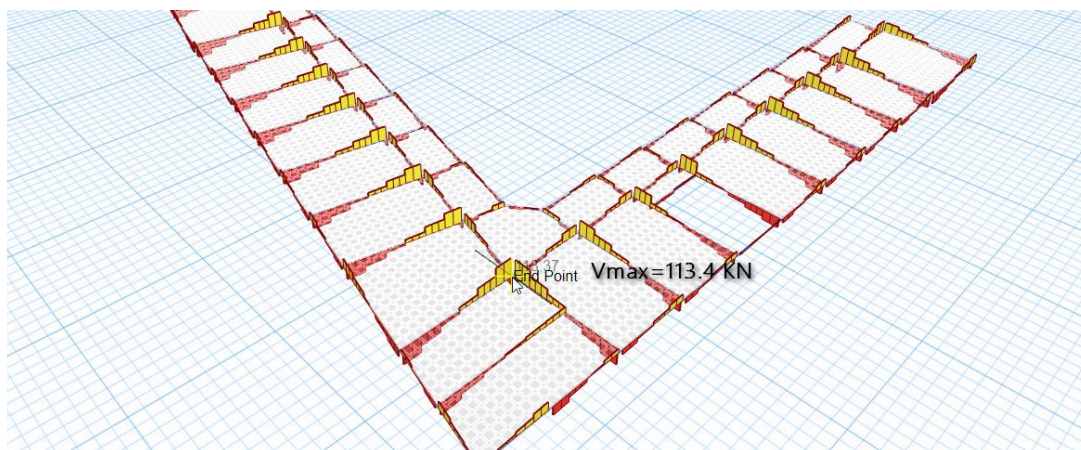


Figura 48. Viga: fuerza cortante 2-2 [kN] Niv. +4.15m

DCon2=1.2PP+1.2CM+1.6CV

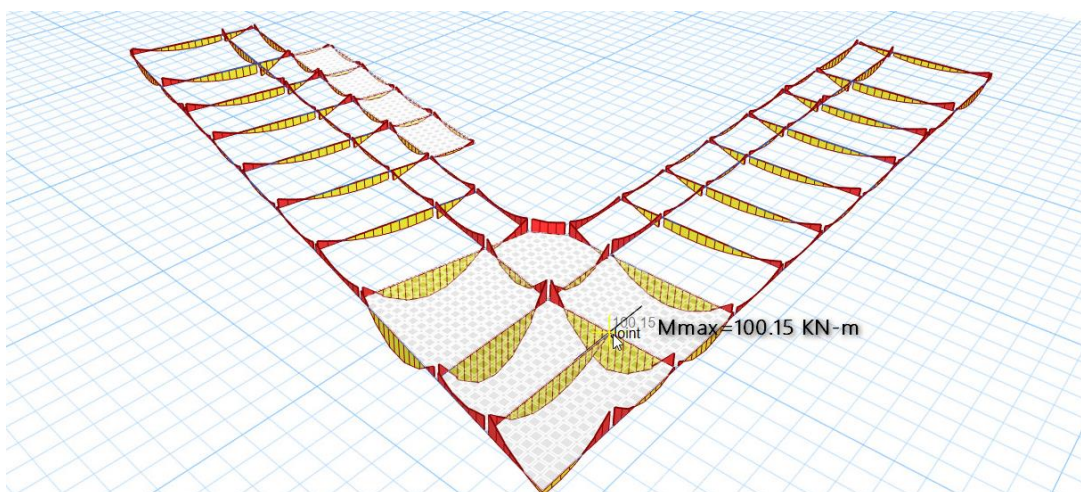


Figura 49. Vigas: momento flector 3-3 [kN-m] Niv. +7.25m

DCon2=1.2PP+1.2CM+1.6CV

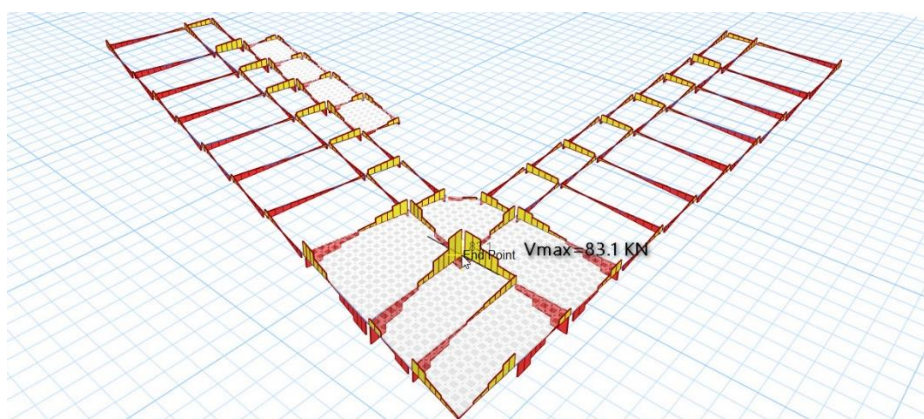


Figura 50. Viga: fuerza cortante 2-2 [kN] Niv. +7.25m

DCon2=1.2PP+1.2CM+1.6CV

3.5.11.3 Acciones en losas de entrepiso

Verificación de deformaciones en vigas y losas

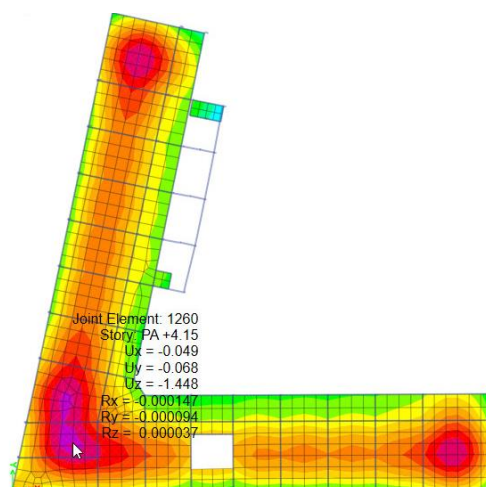


Figura 51. Vista en planta: Deformaciones en losa Niv. +4.15

Servicio=1.0PP+1.0CM+1.0CV

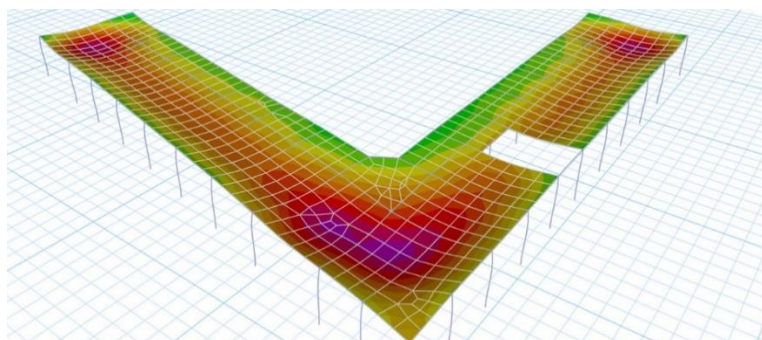


Figura 52. Vista 3D: Deformaciones en losa Niv. +4.15

Servicio=1.0PP+1.0CM+1.0CV

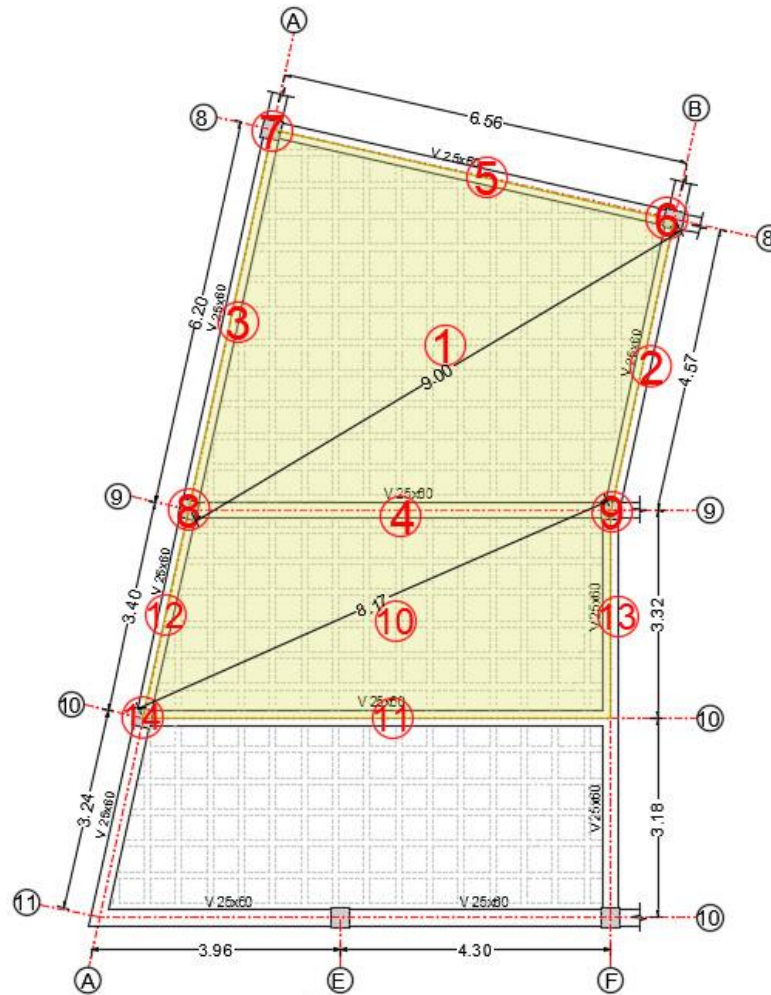


Figura 53. Deformación de la losa nivel +4,15

Verificación viga eje “8” tramo “7-6” (Zona sombreada)

$$\Delta_{65} = \Delta_5 - \Delta_6$$

$$\Delta_{65} = 1.24\text{cm} - 0.86\text{cm} = 0.38\text{cm} * 1.8 = 0.68\text{cm} \leq \Delta_{vmax} \quad \text{CUMPLE!!!!}$$

$$\Delta_{75} = \Delta_5 - \Delta_7$$

$$\Delta_{75} = 1.24\text{cm} - 0.79\text{cm} = 0.45\text{cm} * 1.8 = 0.81\text{cm} \leq \Delta_{vmax} \quad \text{CUMPLE!!!!}$$

$$\Delta_{vmax} = \frac{L}{480} = \frac{L_{6-7}}{480} = \frac{656\text{cm}}{480} = 1.36\text{cm}$$

Verificación viga eje “9” tramo “8 - 9” (Zona sombreada)

$$\Delta_{84} = \Delta_4 - \Delta_8$$

$$\Delta_{84} = 1.40\text{cm} - 0.82\text{cm} = 0.58\text{cm} * 1.8 = 1.04\text{cm} \leq \Delta_{vmax} \quad \text{CUMPLE!!!!}$$

$$\Delta_{94} = \Delta_4 - \Delta_9$$

$$\Delta_{94} = 1.40\text{cm} - 1.11\text{cm} = 0.29\text{cm} * 1.8 = 0.52\text{cm} \leq \Delta_{vmax} \quad \text{CUMPLE!!!!}$$

$$\Delta_{vmax} = \frac{L}{480} = \frac{L_{8-9}}{480} = \frac{656\text{cm}}{480} = 1.36\text{cm}$$

Verificación losa (Zona sombreada)

$$\Delta_{21} = \Delta_1 - \Delta_2$$

$$\Delta_{21} = 1.42 \text{ cm} - 1.01 \text{ cm} = 0.41 \text{ cm} * 1.8 = 0.74 \text{ cm} \leq \Delta_{vmax} \quad \text{CUMPLE!!!!}$$

$$\Delta_{31} = \Delta_1 - \Delta_3$$

$$\Delta_{31} = 1.42 \text{ cm} - 0.96 \text{ cm} = 0.46 \text{ cm} * 1.8 = 0.83 \text{ cm} \leq \Delta_{vmax} \quad \text{CUMPLE!!!!}$$

$$\Delta_{vmax} = \frac{L}{480} = \frac{L_{2-3}}{480} = \frac{656 \text{ cm}}{480} = 1.36 \text{ cm}$$

$$\Delta_{41} = \Delta_1 - \Delta_4$$

$$\Delta_{41} = 1.42 \text{ cm} - 1.40 \text{ cm} = 0.00 \text{ cm} * 1.8 = 0.00 \text{ cm} \leq \Delta_{vmax} \quad \text{CUMPLE!!!!}$$

$$\Delta_{51} = \Delta_1 - \Delta_5$$

$$\Delta_{51} = 1.42 \text{ cm} - 1.24 \text{ cm} = 0.18 \text{ cm} * 1.8 = 0.32 \text{ cm} \leq \Delta_{vmax} \quad \text{CUMPLE!!!!}$$

$$\Delta_{vmax} = \frac{L}{480} = \frac{L_{4-5}}{480} = \frac{656 \text{ cm}}{480} = 1.36 \text{ cm}$$

Verificación losa tramo “diagonal 6 a 8” (Zona sombreada)

$$\Delta_{61} = \Delta_1 - \Delta_6$$

$$\Delta_{61} = 1.42 \text{ cm} - 0.86 \text{ cm} = 0.56 \text{ cm} * 1.8 = 1.00 \text{ cm} \leq \Delta_{vmax} \quad \text{CUMPLE!!!!}$$

$$\Delta_{81} = \Delta_1 - \Delta_8$$

$$\Delta_{81} = 1.42 \text{ cm} - 0.82 \text{ cm} = 0.60 \text{ cm} * 1.8 = 1.08 \text{ cm} \leq \Delta_{vmax} \quad \text{CUMPLE!!!!}$$

$$\Delta_{vmax} = \frac{L}{480} = \frac{L_{6-8}}{480} = \frac{900 \text{ cm}}{480} = 1.88 \text{ cm}$$

Verificación de momentos flectores en losas de entrepiso

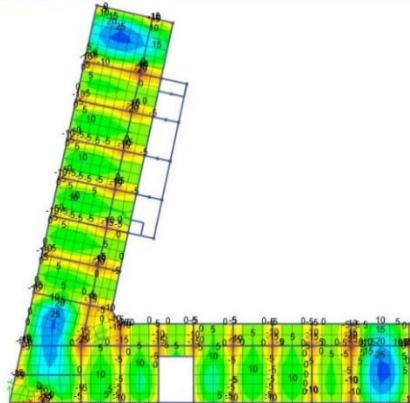


Figura 54. Losa Casetonada: momento flector M11 [kN-m] Niv. +4.15

DSlbs2=1.2PP+1.2CM+1.6CV

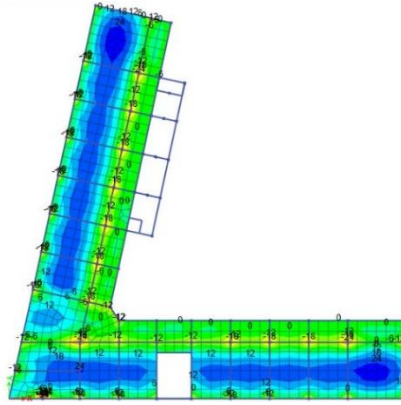


Figura 55. Losa Casetonada: momento flector M_{22} [kN-m] Niv. +4.15

DSlbS2=1.2PP+1.2CM+1.6CV

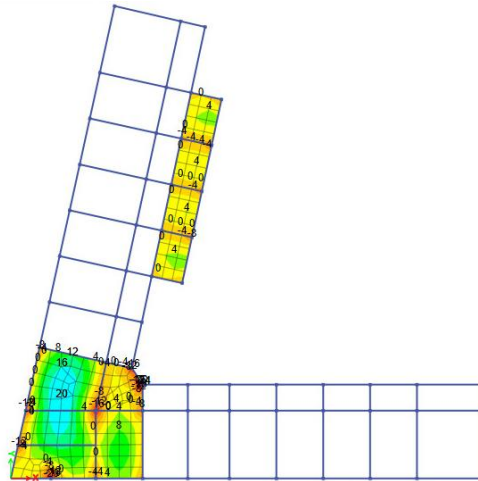


Figura 56. Losa Casetonada: momento flector M_{11} [kN-m] Niv. +7.25

DSlbS2=1.2PP+1.2CM+1.6CV

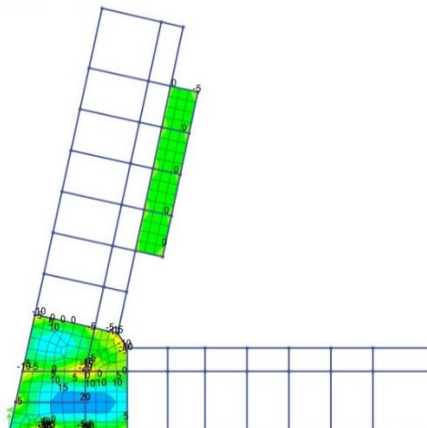


Figura 57. Losa Casetonada: momento flector M_{22} [kN-m] Niv. +7.25

DSlbS2=1.2PP+1.2CM+1.6CV

3.5.11.4 Acciones en cimentación (Losa Radier)



Figura 58. Momento Flector ($M_{11} = M_x$) [kN-m/m]

$$DSlbS2=1.2PP+1.2CM+1.6CV+1.2ET$$

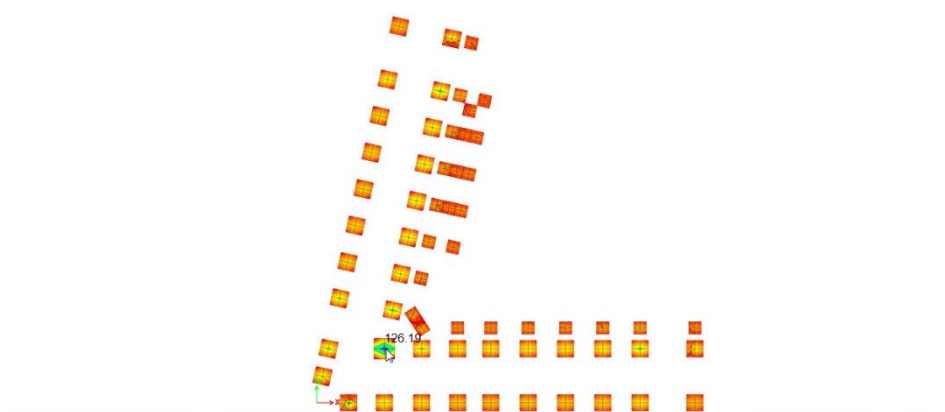


Figura 59. Momento Flector ($M_{22} = M_y$) [kN-m/m]

$$DSlbS2=1.2PP+1.2CM+1.6CV+1.2ET$$

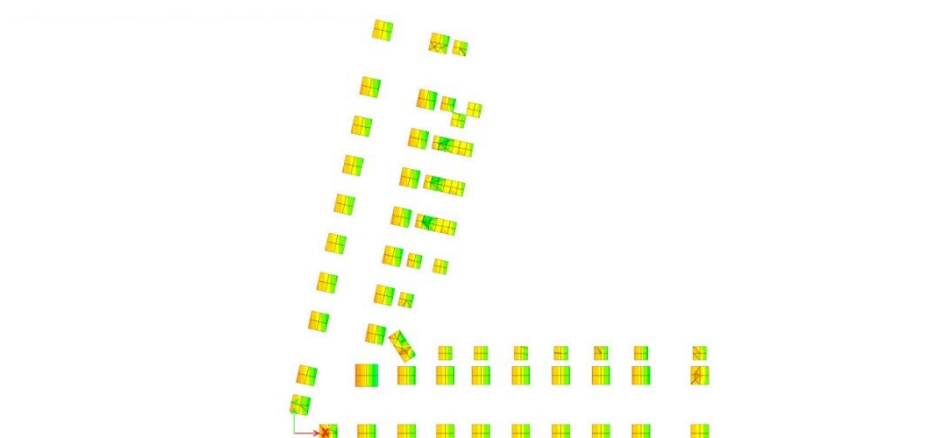


Figura 60. Esfuerzo Cortante en Losa Radier (S_{13}) [Kg/cm²]

$$DSlbS2=1.2PP+1.2CM+1.6CV$$

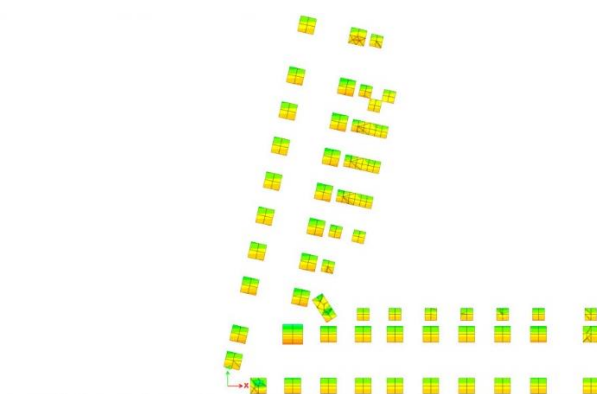


Figura 61. Esfuerzo Cortante en Losa Radier (S23) [Kg/cm²]

$$DSlbS2=1.2PP+1.2CM+1.6CV+1.2ET$$

Verificación de asentamientos (Cimentación)

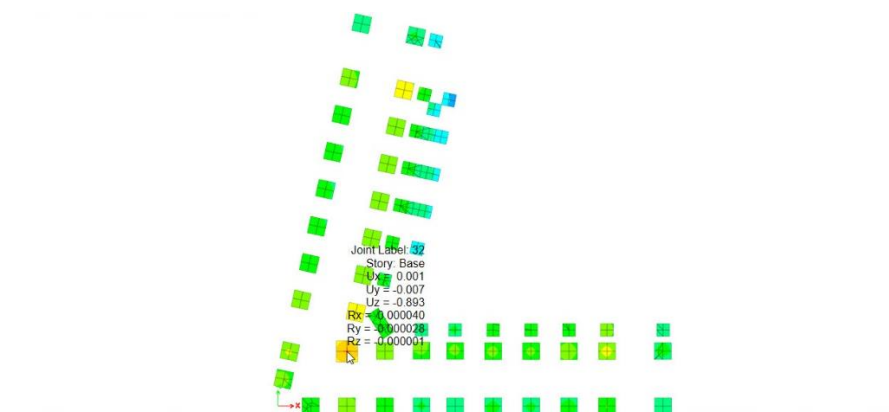


Figura 62. Desplazamientos en Zapatas

$$\text{Servicio}=1.0PP+1.0CM+1.0CV$$

$$\delta_z = 0.89cm < (\delta_{adm} = 1" = 2.54cm) \quad OK!$$

Verificación Presión aplicada al suelo (Losa Radier)

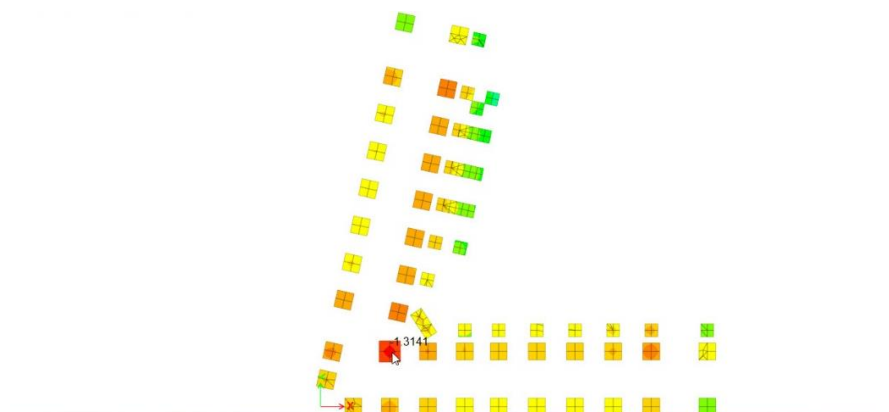


Figura 63. Servicio = 1.0PP+1.0CM+1.0CV

$$q = 1.31 \frac{kg}{cm^2} \leq \sigma_{adm} = 1.50 \frac{kg}{cm^2} \quad OK!!!!$$

Verificación de momentos flectores en escaleras

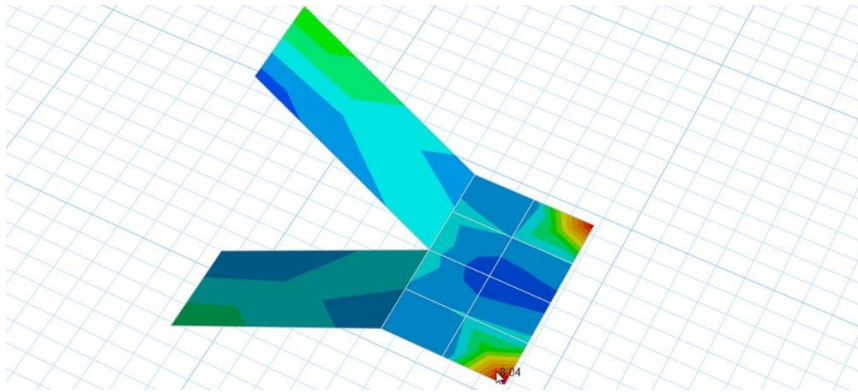


Figura 64.Escalera: momento flector M11 [KN-m/m]

$$DSlbS2=1.2PP+1.2CM+1.6CV$$

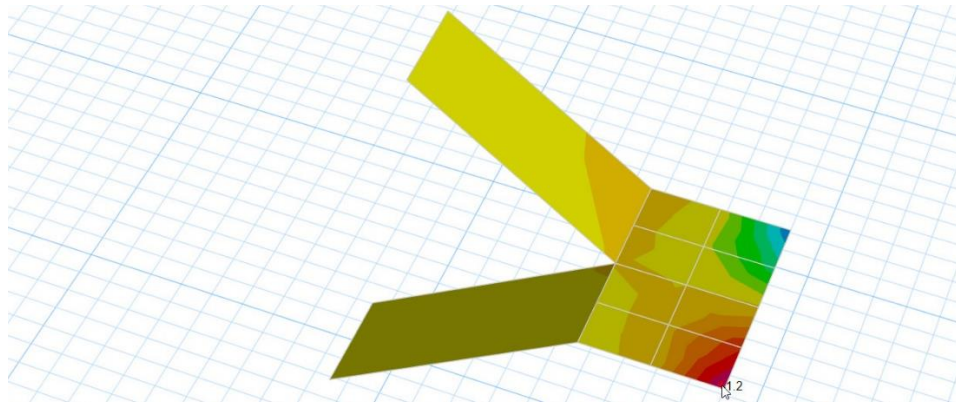


Figura 65.Escalera: Esfuerzo cortante S13 [kg/cm²]

$$DSlbS2=1.2PP+1.2CM+1.6CV$$

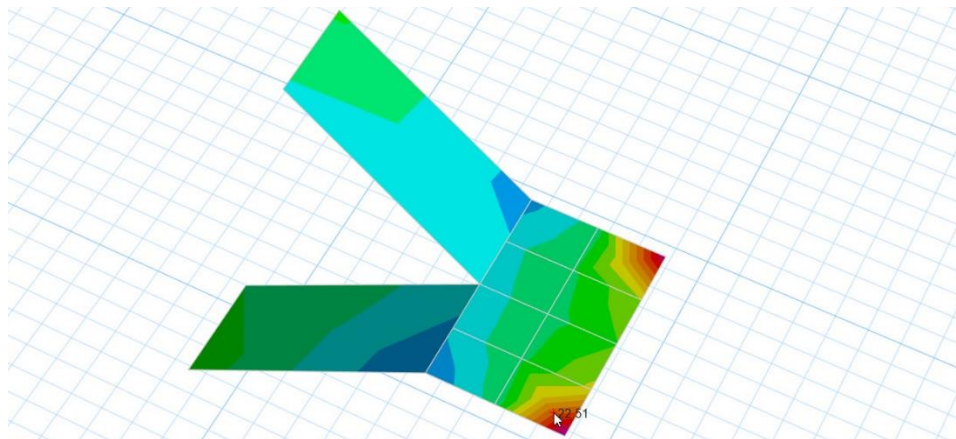


Figura 66.Escalera: momento flector M22 [KN-m/m]

$$DSlbS2=1.2PP+1.2CM+1.6CV$$

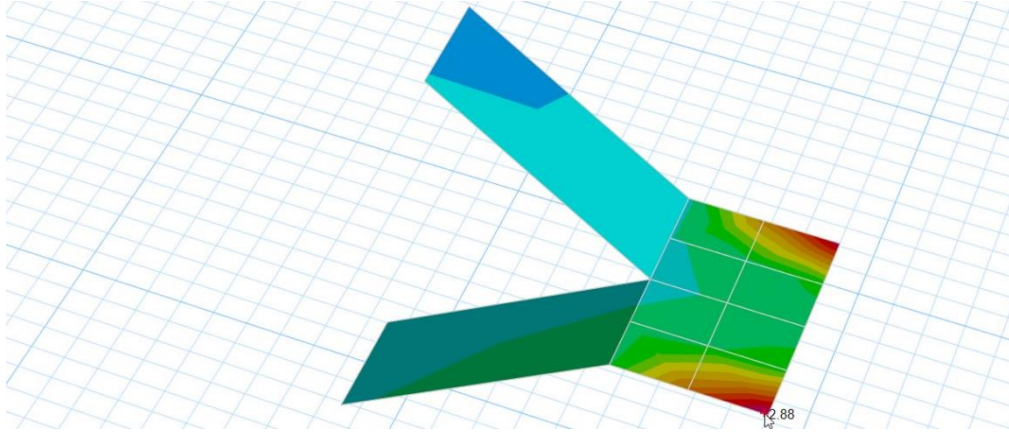


Figura 67.Escalera: Esfuerzo cortante S23 [kg/cm²]

$$DSlbS2=1.2PP+1.2CM+1.6CV$$

Verificación de momentos flectores en rampa

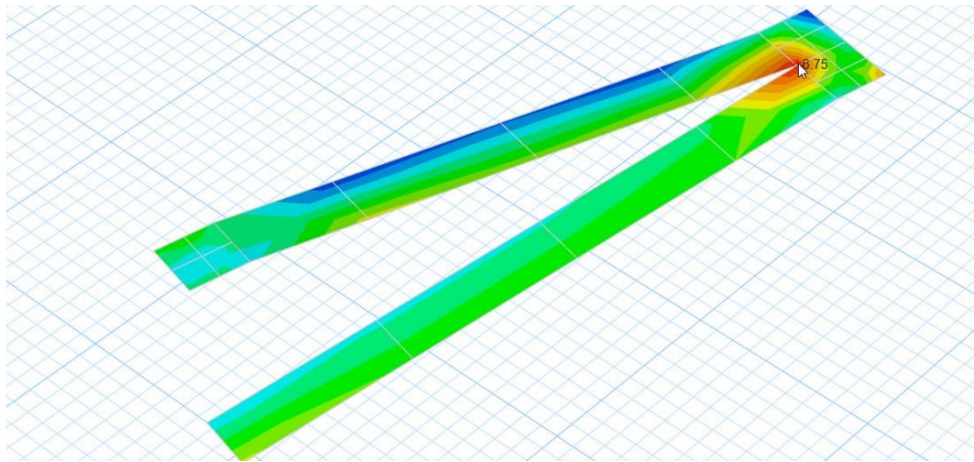


Figura 68.Rampa: momento flector M11 [KN-m/m]

$$DSlbS2=1.2PP+1.2CM+1.6CV$$

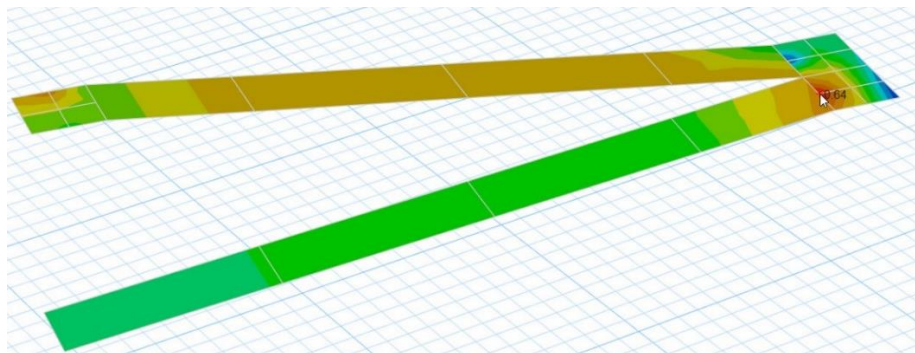


Figura 69.Rampa: Esfuerzo cortante S13 [kg/cm²]

$$DSlbS2=1.2PP+1.2CM+1.6C$$

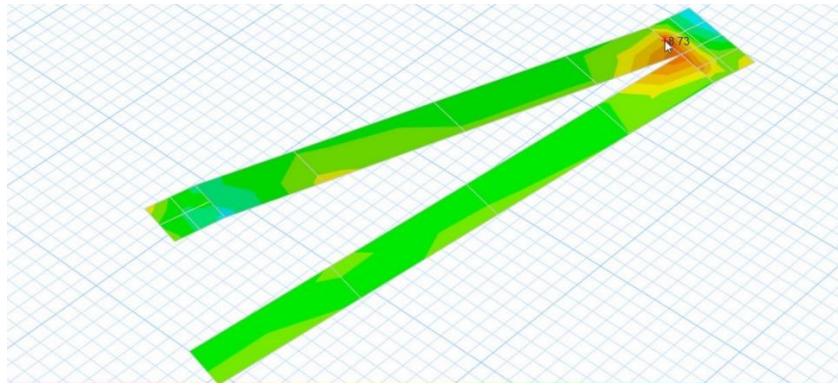


Figura 70.Rampa: momento flector M22 [KN-m/m]

$$DSlbS2=1.2PP+1.2CM+1.6CV$$

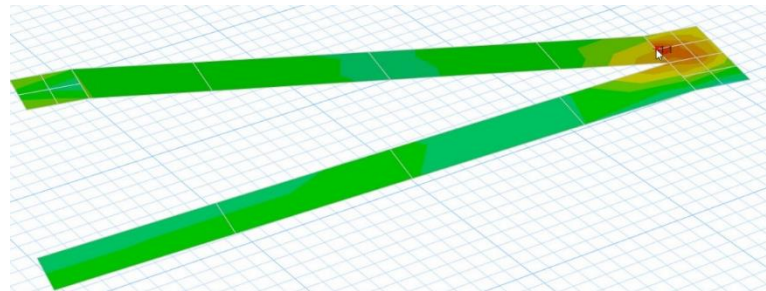


Figura 71.Rampa: Esfuerzo cortante S23 [kg/cm²]

$$DSlbS2=1.2PP+1.2CM+1.6CV$$

3.5.12 DISEÑO ESTRUCTURAL

3.5.12.1 Diseño de columnas (30x30)

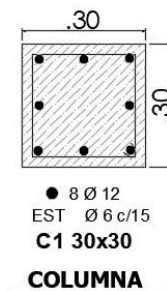


Figura 72.Sección de la columna

$$P_u = 909.4 \text{ KN} \quad (ETABS)$$

$$M_u = 22.53 \text{ KN} - m \quad (ETABS)$$

$$A_{st} = 9.04 \text{ cm}^2 \text{ (8 } \varnothing 12\text{mm)}$$

Cuantía mínima

$$A_{s-\text{mín}} = 0.01A_g = 0.01 * 30\text{cm} * 30\text{cm}$$

$$A_{s-\text{mín}} = 9.0 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 9.04 \text{ cm}^2 \geq A_{s-\text{mín}} = 9.0 \text{ cm}^2 \quad \text{OK!}$$

$$\phi P_n = \phi 0.80 [0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

$$\phi P_n = 0.65 * 0.80 [0.85 * 21 \text{ MPa} (90000 \text{ mm}^2 - 900 \text{ mm}^2) + 500 \text{ MPa} * 900 \text{ mm}^2]$$

$$\phi P_n = 1061.03 \text{ KN}$$

$$P_u \leq \phi P_n$$

$$909.4 \text{ KN} \leq 1061.03 \text{ KN} \quad \text{OK!}$$

Norma ACI 318-14

COLUMNA 30x30

$f'_c = 25$	[MPa]	$\text{Beta1} = 0,85$
$f_y = 500$	[MPa]	$d' = 0,035$
$b = 0,3$	[m]	$d = 0,265$
$h = 0,3$	[m]	
$A_s = 3,39$	[cm ²]	$P_u = 909,04 \text{ KN}$
$A_{s'} = 3,39$	[cm ²]	$M_u = 22,53 \text{ KNm}$
$\text{recub eje} = 0,035$	[m]	
$E_s (\text{mod ellas Acero}) = 200000$	[MPa]	

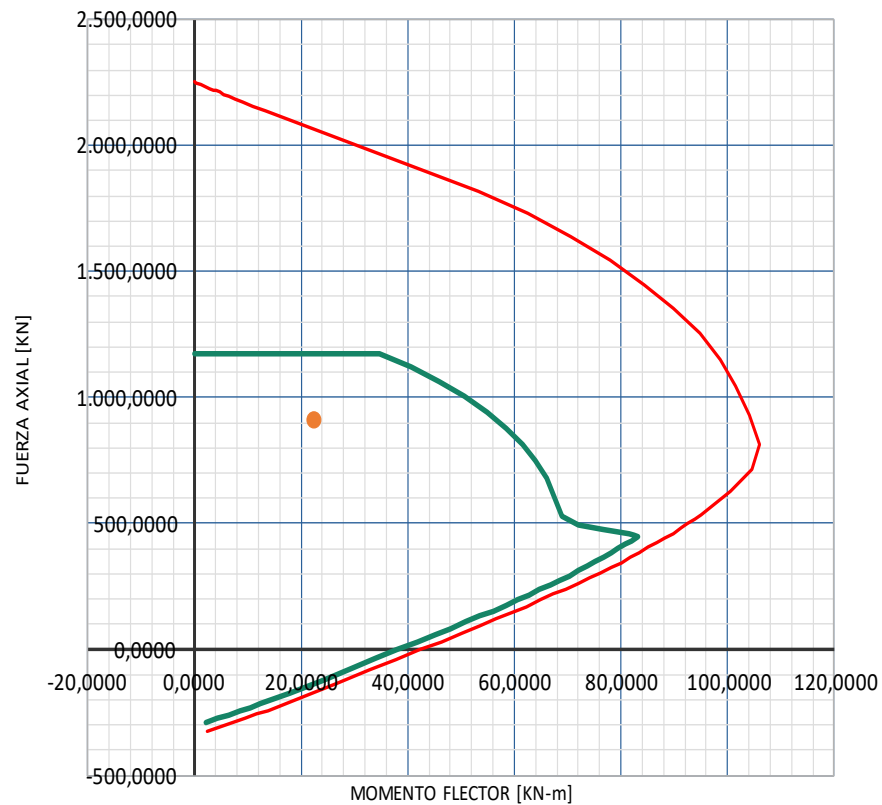


Figura 73. Diagrama de interacción de la columna

3.5.12.2 Diseño de losa de reticular (e=30cm)

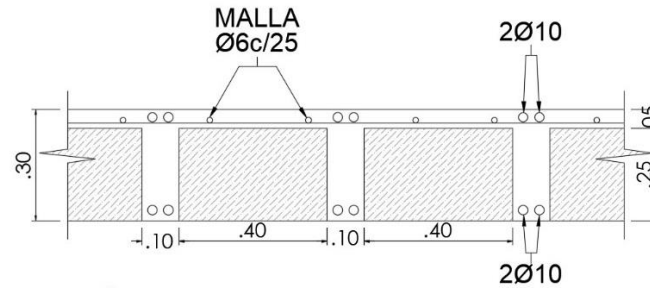


Figura 74. SECCION TIPO LOSA RETICULAR $e = 30 \text{ CM}$

$$M_u = 28.60 \text{ KN} - \frac{m}{m} \quad (\text{ETABS})$$

$$f'_c = 25 \text{ Mpa} \quad (\text{Hormigon de losa})$$

Cuantía mínima

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{500 \text{ MPa}} = 0.0028$$

$$A_{s-\min} = 0.0028 * 10 \text{ cm} * 28 \text{ cm} = 0.784 \text{ cm}^2$$

$$\left(\text{Usar: } 2\text{Ø}10 \text{ mm} \frac{c}{\text{nervio}} \quad A_s = 4 * 0.79 = 3.16 \text{ cm}^2 \right)$$

$$T_s = A_s f_y = 316 \text{ mm}^2 * 500 \text{ MPa}$$

$$T_s = 158000 \text{ N}$$

$$N_c = 0.85 f'_c b y$$

$$T_s = N_c$$

$$y = \frac{T_s}{0.85 f'_c b} = \frac{158000 \text{ N}}{0.85 * 25 \text{ MPa} * 1000 \text{ mm}}$$

$$y = 7.44 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi T_s \left(d - \frac{y}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 0.9 * 158000 \text{ N} \left(280 \text{ mm} - \frac{7.44 \text{ mm}}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 39.30 \text{ KN} - \frac{m}{m}$$

$$28.6 \text{ KN} - \frac{m}{m} \leq 39.30 \text{ KN} - \frac{m}{m}$$

$$M_u \leq \phi M_n \quad \text{CUMPLE!!!!!!}$$

3.5.12.3 Diseño de viga (25x60)

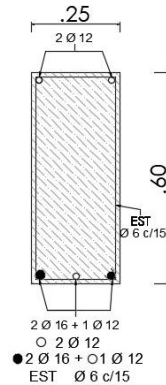


Figura 75. Sección de la viga

$$M_u = 100.15 \text{ KN} - \frac{m}{m} \quad (ETABS)$$

Cuantía mínima

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{500 \text{ MPa}} = 0.0028$$

$$A_{s-\min} = 0.0028 * 25 \text{ cm} * (60 - 2.5) \text{ cm} = 4.50 \text{ cm}^2$$

(Usar: Armadura base 2 Ø16mm + 1 Ø12mm $A_s = 5.15 \text{ cm}^2$)

$$A_{st} = 5.15 \text{ cm}^2 \geq A_{s-\min} = 4.50 \text{ cm}^2 \quad \text{OK!}$$

$$T_s = A_s f_y = 515 \text{ mm}^2 * 500 \text{ MPa}$$

$$T_s = 257500 \text{ N}$$

$$N_c = 0.85 f'_c b y$$

$$T_s = N_c$$

$$y = \frac{T_s}{0.85 f'_c b} = \frac{257500 \text{ N}}{0.85 * 25 \text{ MPa} * 250 \text{ mm}}$$

$$y = 48.47 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi T_s \left(d - \frac{y}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 0.9 * 257500 \text{ N} \left(575 \text{ mm} - \frac{48.47 \text{ mm}}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 127.64 \text{ KN} - \frac{m}{m}$$

$$100.15 \text{ KN} - \frac{m}{m} \leq 127.64 \text{ KN} - \frac{m}{m}$$

$$M_u \leq \phi M_n \quad \text{OK!}$$

Verificación tipo de falla

$$x = \frac{y}{\beta} = \frac{48.47 \text{ mm}}{0.85} = 24.24$$

$$\varepsilon_s = \frac{(d - x) * \varepsilon_{cu}}{x} = \frac{(575 - 24.24) * 0.003}{24.24}$$

$$\varepsilon_s = 0.068 \geq 0.005 \quad \dots \text{FALLA DÚCTIL!}$$

3.5.12.4 Diseño a flexión zapatas (e=35cm)



Figura 76. Momento Flector ($M_{11} = M_y$) [KN-m/m]

$$DS_{lbS2} = 1.2PP + 1.2CM + 1.6CV$$

$$h = 35 \text{ cm}$$

$$r_m = 5 \text{ cm}$$

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

$$M_u = 128 \text{ KN} - \frac{m}{m} \quad (\text{ETABS})$$

Cuantía mínima NB1225001

Tabla 8.6.1.1 — $A_{s,min}$ para losas de dos direcciones no pretensadas

Tipo de armadura	f_y , MPa	$A_{s,min}$ mm ²	
Armadura corrugada	< 420	$0,0020 A_g$	
Barras corrugadas o armadura de alambre electrosoldada	≥ 420	Mayor de:	$\frac{0,0018 \cdot 420}{f_y} A_g$
			$0,0014 A_g$

Tabla 11. Acero mínimo para losas

$$\rho_{\min} = \frac{0.0018 * 420}{f_y} = 0.0015$$

$$A_{s-\min} = 0.0015 * 100cm * 30cm = 4.50 \text{ cm}^2$$

$$\left(\text{Usar: Armadura Base } \emptyset 16mm \frac{c}{20} \right) \quad A_{st} = 10.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 10.05 \text{ cm}^2 \geq A_{s-\min} = 4.50 \text{ cm}^2 \quad OK!$$

$$T_s = A_s f_y = 1005 \text{ mm}^2 * 500MPa$$

$$T_s = 502500 \text{ N}$$

$$N_c = 0.85 f'_c b y$$

$$T_s = N_c$$

$$y = \frac{T_s}{0.85 f'_c b} = \frac{502500 \text{ N}}{0.85 * 25MPa * 1000mm}$$

$$y = 23.65 \text{ mm}$$

$$\emptyset M_n = \emptyset T_s \left(d - \frac{y}{2} \right)$$

$$\emptyset M_n = 0.9 * 502500 \text{ N} \left(300mm - \frac{23.65 \text{ mm}}{2} \right)$$

$$\emptyset M_n = 130.33 \text{ KN} - \frac{m}{m}$$

$$128 \text{ KN} - \frac{m}{m} \leq 130.33 \text{ KN} - \frac{m}{m}$$

$$M_u \leq \emptyset M_n \quad \text{CUMPLE!!!!!!}$$

Verificación tipo de falla.

$$x = \frac{y}{\beta} = \frac{23.65 \text{ mm}}{0.85} = 27.82$$

$$\varepsilon_s = \frac{(d - x) * \varepsilon_{cu}}{x} = \frac{(300 - 27.82) * 0.003}{27.82}$$

$$\varepsilon_s = 0.029 \geq 0.005 \quad \dots \text{FALLA DUCTIL} :: !!$$

3.5.12.5 Diseño a corte zapatas (e=35cm)

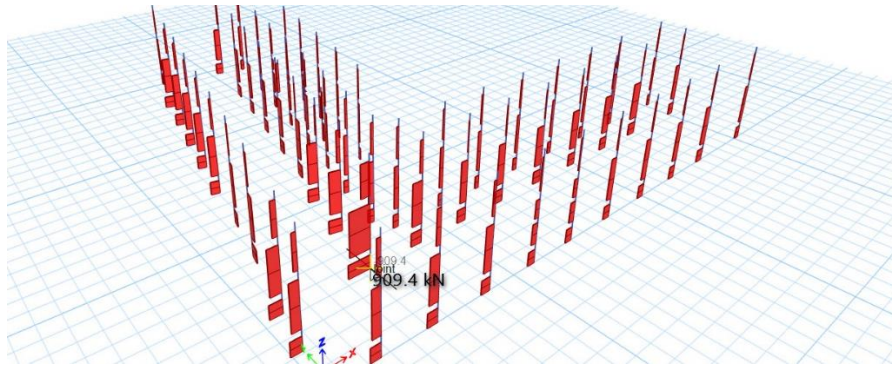


Figura 77. Axial de diseño [kN]

$$DCconS2=1.2PP+1.2CM+1.6CV$$

$V_{up} = 909.4 \text{ kN}$ (ETABS) Cortante actuante para el estado último de carga

Sección de columna a=30cm x b=30cm

Espesor de zapata= 35cm

Altura Efectiva en zapata d=30 cm

$$A_{punz} = 4(a + d)d$$

$$A_{punz} = 4(30 + 30) * 30$$

$$A_{punz} = 7200 \text{ cm}^2$$

$$b_o = 4(a + d)$$

$$b_o = 4(30 + 30)\text{cm} = 240 \text{ cm}$$

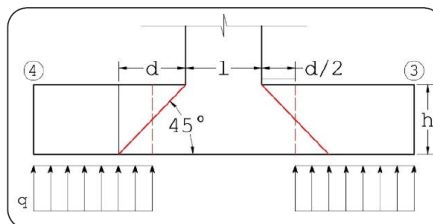


Figura 78. Cortante por punzonamiento

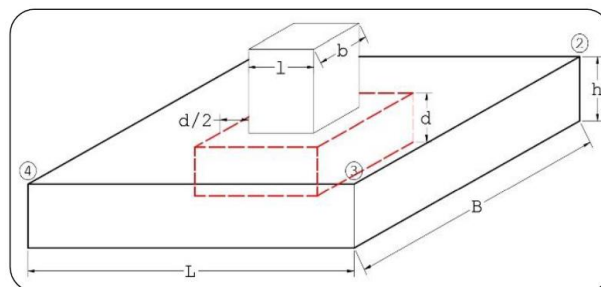


Figura 79. Cortante resistente

Cortante (Capacidad del Concreto):

$$\beta = \frac{\text{Lado mayor col}}{\text{Lado menor col}} = 1$$

$$V_{up} < \begin{cases} \phi V_{c1} = \phi 1.1 \lambda \sqrt{f'_c} b_0 d & \text{Cod. ACI 22.6.5.2 (a)} \\ \phi V_{c2} = \phi 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'_c} b_0 d & \text{Cod. ACI 22.6.5.2 (b)} \\ \phi V_{c3} = \phi 0.27 \left(\frac{\alpha_s d}{b_0} + 2\right) \lambda \sqrt{f'_c} b_0 d & \text{Cod. ACI 22.6.5.2 (c)} \end{cases}$$

22.6.5.3 El valor de α_s es 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas en esquina.

$$\phi V_{c1} < 0.75 * 1.1 * 1 * \sqrt{250 \frac{kg}{cm^2}} * 240cm * 30cm = 93919.65 kg = 939.2 KN$$

$$\begin{aligned} \phi V_{c2} &< 0.75 * 0.53 * \left(1 + \frac{2}{1}\right) * 1 * \sqrt{250 \frac{kg}{cm^2}} * 240cm * 30cm = 135756.58 kg \\ &= 1357.6 KN \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_{c3} &< 0.75 * 0.27 * \left(\frac{40 * 30cm}{240cm} + 2\right) * 1 * \sqrt{250 \frac{kg}{cm^2}} * 240cm * 30cm \\ &= 161371.03 kg = 1613.71 KN \end{aligned}$$

$$V_{up} = 909.4 KN < \phi V_c = 939.2 KN \quad OK!$$

$$\frac{\text{Demanda}}{\text{Capacidad}} = \frac{V_{up}}{\phi V_c} = \frac{909.4 KN}{939.2 KN} = 0.96 \leq 1 \quad OK!$$

3.5.12.6 Diseño de escaleras (e=15cm)

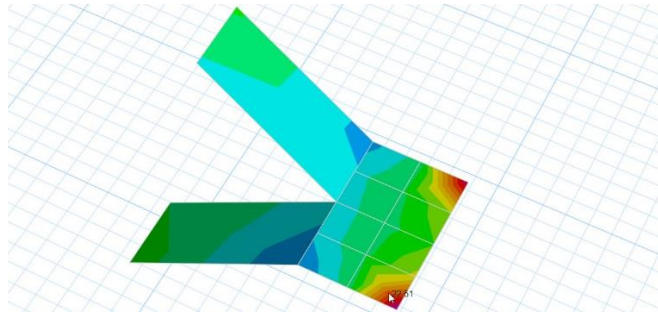


Figura 80. Escalera: momento flector M22 [KN-m/m]

$$DSls2 = 1.2PP + 1.2CM + 1.6CV$$

$$h = 15cm$$

$$r_m = 2.5cm$$

$$d = 12.5 \text{ cm}$$

$$M_u = 22.51 \text{ KN} - \frac{m}{m} \quad (ETABS)$$

Cuantía mínima NB1225001

Tabla 8.6.1.1 — $A_{s,min}$ para losas de dos direcciones no pretensadas

Tipo de armadura	f_y , MPa	$A_{s,min}$ mm ²
Armadura corrugada	< 420	$0,0020 A_g$
Barras corrugadas o armadura de alambre electrosoldada	≥ 420	Mayor de: $\frac{0,0018 \cdot 420}{f_y} A_g$
		$0,0014 A_g$

Tabla 12. Acero mínimo para losas

$$\rho_{min} = \frac{0.0018 * 420}{f_y} = 0.0015$$

$$A_{s-min} = 0.0015 * 100 \text{ cm} * 12.5 \text{ cm} = 1.88 \text{ cm}^2$$

$$\left(\text{Usar: Armadura Base } \varnothing 10 \text{ mm } \frac{c}{15} \right) \quad A_{st} = 5.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 5.26 \text{ cm}^2 \geq A_{s-min} = 1.88 \text{ cm}^2 \quad OK!$$

$$T_s = A_s f_y = 526 \text{ mm}^2 * 500 \text{ MPa}$$

$$T_s = 263000 \text{ N}$$

$$N_c = 0.85 f'_c b y$$

$$T_s = N_c$$

$$y = \frac{T_s}{0.85 f'_c b} = \frac{263000 \text{ N}}{0.85 * 25 \text{ MPa} * 1000 \text{ mm}}$$

$$y = 12.38 \text{ mm}$$

$$\varnothing M_n = \varnothing T_s \left(d - \frac{y}{2} \right)$$

$$\varnothing M_n = 0.9 * 263000 \text{ N} \left(125 \text{ mm} - \frac{12.38 \text{ mm}}{2} \right)$$

$$\varnothing M_n = 28.12 \text{ KN} - \frac{m}{m}$$

$$22.51 \text{ KN} - \frac{m}{m} \leq 28.12 \text{ KN} - \frac{m}{m}$$

$$M_u \leq \phi M_n \quad \text{CUMPLE!!!!!!}$$

Verificación tipo de falla.

$$x = \frac{y}{\beta} = \frac{12.38 \text{ mm}}{0.85} = 14.56$$

$$\varepsilon_s = \frac{(d - x) * \varepsilon_{cu}}{x} = \frac{(125 - 14.56) * 0.003}{14.56}$$

$$\varepsilon_s = 0.022 \geq 0.005 \quad \dots \text{FALLA DUCTIL} :: !!$$

ACERO TRANSVERSAL

$$\phi V_{c1} < 0.75 * 0.5 * \sqrt{250} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 5.93 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El hormigón sin refuerzo resiste los esfuerzos cortantes actuantes S13 y S23.

3.5.12.7 Diseño de rampas (e=15cm)

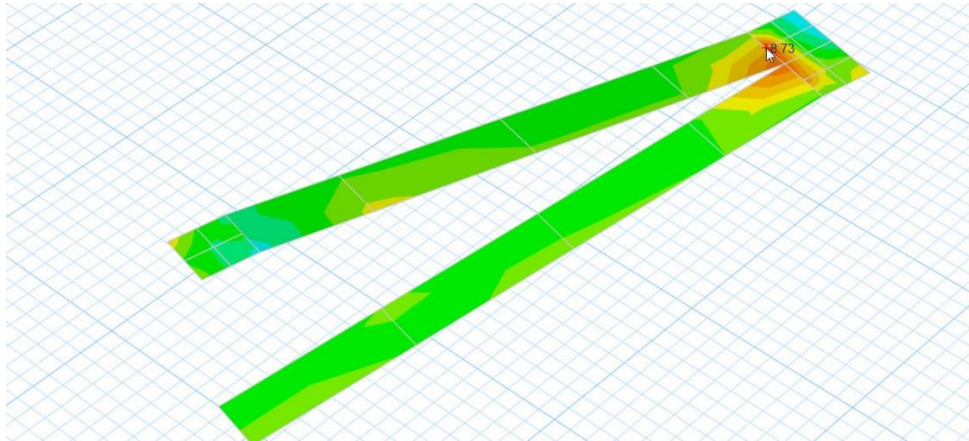


Figura 81. Rampa: momento flector M22 [KN-m/m]

$$DS1bS2=1.2PP+1.2CM+1.6CV$$

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

$$r_m = 2.5\text{cm}$$

$$d = 12.5\text{cm}$$

$$M_u = 8.73 \text{ KN} - \frac{m}{m} \quad (\text{ETABS})$$

Cuantía mínima NB1225001

Tabla 8.6.1.1 — $A_{s,min}$ para losas de dos direcciones no pretensadas

Tipo de armadura	f_y , MPa	$A_{s,min}$ mm ²
Armadura corrugada	< 420	$0,0020 A_g$
Barras corrugadas o armadura de alambre electrosoldada	≥ 420	Mayor de: $\frac{0,0018 \cdot 420}{f_y} A_g$ $0,0014 A_g$

Tabla 13. Acero mínimo para losas

$$\rho_{min} = \frac{0.0018 * 420}{f_y} = 0.0015$$

$$A_{s-min} = 0.0015 * 100cm * 12.5cm = 1.88 cm^2$$

$$\left(Usar: Armadura Base \varnothing 10mm \frac{c}{20} \right) \quad A_{st} = 3.95 cm^2$$

$$A_{st} = 3.95 cm^2 \geq A_{s-min} = 1.88 cm^2 \quad OK!$$

$$T_s = A_s f_y = 395 mm^2 * 500 MPa$$

$$T_s = 197500 N$$

$$N_c = 0.85 f'_c b y$$

$$T_s = N_c$$

$$y = \frac{T_s}{0.85 f'_c b} = \frac{197500 N}{0.85 * 25 MPa * 1000 mm}$$

$$y = 9.29 mm$$

$$\phi M_n = \phi T_s \left(d - \frac{y}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 0.9 * 197500 N \left(125 mm - \frac{9.29 mm}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 21.393 KN - \frac{m}{m}$$

$$8.51 KN - \frac{m}{m} \leq 21.39 KN - \frac{m}{m}$$

$$M_u \leq \phi M_n \quad CUMPLE!!!!!!$$

Verificación tipo de falla.

$$x = \frac{y}{\beta} = \frac{9.29 \text{ mm}}{0.85} = 10.93$$

$$\varepsilon_s = \frac{(d - x) * \varepsilon_{cu}}{x} = \frac{(125 - 10.93) * 0.003}{10.93}$$

$$\varepsilon_s = 0.031 \geq 0.005 \quad \dots \text{FALLA DUCTIL} :: !!$$

ACERO TRANSVERSAL

$$\phi V_{c1} < 0.75 * 0.5 * \sqrt{250 \frac{kg}{cm^2}} = 5.93 \frac{kg}{cm^2}$$

El hormigón sin refuerzo resiste los esfuerzos cortantes actuantes S13 y S23.

3.6 DESARROLLO DE LA ESTRATEGIA PARA LA EJECUCIÓN DEL PROYECTO.

3.6.1 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Las especificaciones técnicas se las realizaron según el marco teórico y normativa empleada

las cuales se pueden ver a detalle en el ANEXO 6.

3.6.2 COMPUTOS MÉTRICOS

Los cómputos métricos se realizaron según el marco teórico los cuales se pueden ver a detalle en el ANEXO 3.

3.6.3 PRECIOS UNITARIOS

El análisis de precios unitarios realizado para cada ítem se lo hizo como se definió en el marco teórico y se puede apreciarlo en el ANEXO 4.

3.6.4 PRESUPUESTO GENERAL

El presupuesto total de la obra se calculó, primeramente, realizando los cómputos métricos y obteniendo la cantidad de cada ítem; posteriormente, multiplicando el precio unitario de los diferentes ítems por la cantidad de cada uno de ellos y sumándolos estos así se llegó a un presupuesto total de la obra que dio un valor estimativo de 1844958,41Bs Son: Un Millón(es) Ochocientos Cuarenta y Cuatro Mil Novecientos Cincuenta y Ocho con 41/100 Bolivianos, que sería el precio de construcción de la obra. El detalle del presupuesto general se lo puede apreciar mejor en el ANEXO 4.

3.6.5 PLAN Y CRONOGRAMA DE OBRAS

El plan y cronograma de obras se lo hizo utilizando el método de barras Gantt y se lo hizo como se definió en el marco teórico y se puede apreciarlo en los ANEXO (5). Con la ayuda del programa Microsoft Project se pudo determinar la duración de toda la obra que es de 449 días calendario.

CAPITULO IV

APORTE

ACADÉMICO

CAPÍTULO IV

4 APORTE ACADÉMICO

DISEÑO DE UNA VIGA SIMPLEMENTE ARMADA ANALIZANDO LA NORMA NB 1225001-2020 Y LA NORMA ACI 318 19

4.1 Introducción

Las normativas tienen el objeto establecer limitaciones en más o en menos las dimensiones, cuantías y calidades de los materiales y los elementos estructurales, de modo de asegurar la estabilidad y la durabilidad de la estructura de forma eficiente y económica.

4.1.1 Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB 1225001-2020

En Bolivia, y en nuestras universidades hasta el año 2011 solo se tomaba en cuenta la Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87 (Decreto Supremo N° 22976 - 20-nov-1991) para el cálculo y diseño estructural del hormigón armado.

No obstante, el año 2012 en Santa Cruz el Comité Técnico Nacional 12.25 logran publicar las normativas:

- NB 1225001-1:2012 Hormigón estructural Parte 1: Especificaciones
- NB 1225001-2:2012 Hormigón estructural Parte 2: Comentarios

Esto debido a observaciones hechas y con el objetivo de mejorar el diseño de estructuras de Hormigón Armado, y así evitar fallas en el diseño y construcción, como por ejemplo el colapso del edificio Málaga, dejando 15 personas fallecidas.

El año 2015, en la ciudad de Santa Cruz, por Ley Municipal se vuelve obligatorio en uso de las normativas de ingeniería, actualizando esta normativa el 25 de abril de 2017:

- NB 1225001-1:2017 Hormigón estructural Parte 1: Especificaciones
- NB 1225001-2:2017 Hormigón estructural Parte 2: Comentarios

Fue que entonces el Consejo Permanente del Hormigón Estructural – CPHE el 27 de mayo del 2017, por unanimidad decide adoptar la filosofía americana tomando en cuenta como base la norma ACI 318-14 y después de más de dos años de trabajo se completa y aprueba la:

- **Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB 1225001-2020**, con resolución ministerial N° 172(16-sep-2020).

4.1.2 Norma ACI 318-19

La normativa que rige el diseño estructural de los miembros que conforman una estructura de concreto reforzado, está conformada por la Norma ACI318-19

“Requisitos y Reglamento para Concreto Estructural y Comentarios”.

Los “Requisitos de Reglamento para concreto estructural” contiene requisitos mínimos para los materiales, diseño y detallado de edificaciones de concreto estructural y, donde sea aplicable, en estructuras diferentes de edificaciones.

La norma ACI presenta 3 sistemas métricos de unidades: El sistema **Internacional**, el sistema **MKS** (metro, kilogramo, segundo) y el sistema **Inglés**.

Tabla 14. Sistema de unidades:

	S.I.	MKS	Inglés
Tensión	[MPa], [N/mm ²]	[kgf/cm ²]	[Psi] = [lb/pulg ²] [ksi] = [kip/pulg ²]
Fuerza	[N], [kN]	[kgf], [Ton]	[lb], [kip]
Longitud	[mm], [cm], [m]	[mm], [cm], [m]	[pulg], [pie]
Superficie	[cm ²], [m ²]	[cm ²], [m ²]	[pulg ²], [pie ²]



Figura 82. Países en América que siguen el código ACI 318

4.2 Generalidades

4.2.1 Hormigón

El Hormigón es un material artificial compuesto de agregados inertes (arena y grava) y agregados activos (cemento y agua).

El Hormigón es un material semejante a la piedra que se obtiene mediante una mezcla cuidadosamente proporcionada de cemento, arena, grava u otro agregado, agua y posiblemente un aditivo. Posee además una alta resistencia a la compresión, pero no es así a tracción por lo que a partir del siglo XIX se consideró factible la combinación con barras de acero que, partiendo de una adecuada adherencia, da paso a un material

combinado, eficiente ante esfuerzos de tracción como de compresión. Este nuevo material recibe el nombre de Hormigón Armado.

4.2.1.1 Resistencia a la compresión

La Resistencia a la Compresión es el esfuerzo que mejor soporta el hormigón. Es el esfuerzo

Máximo en compresión axial medido a los 28 días de realizado el hormigonado, se denota como f'_c . Para determinar la resistencia a compresión del hormigón se somete a una probeta estandarizada aun ensayo de carga axial hasta hacer fallar el cilindro

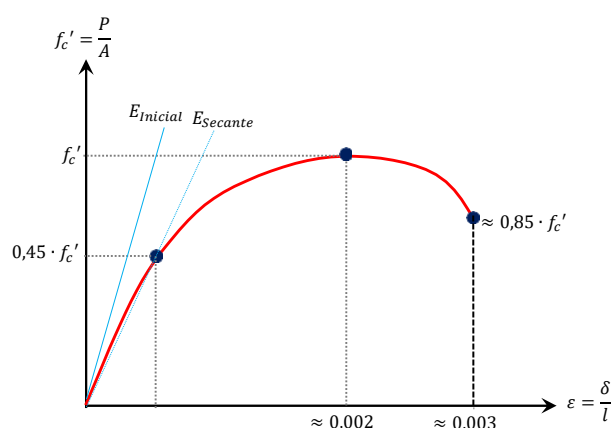


Figura 83. Diagrama esfuerzo –deformación del hormigón bajo cargas de corta duración

f'_c : Resistencia cilíndrica a compresión del hormigón (esfuerzo máximo)

Condiciones de agotamiento a compresión del hormigón:

$$f_{cu} = 0.85 * f'_c \quad \varepsilon_{cu} = 0.003$$

4.2.1.2 Módulo de elasticidad del Hormigón

También conocido como el módulo de Young, se refiere a la pendiente de la curva esfuerzo deformación del hormigón, tomado de los ensayos de cilindros.

Comúnmente se establece como la pendiente de una recta entre el origen y un punto de esfuerzo de $0.45 * f'_c$.

Tabla 15. Módulo de elasticidad según el peso unitario ACI 318-19:

	S.I.	MKS	Ingles
Peso Unitario, w_c	14 a 25 kN/m^3	1440 a 2560 kg/m^3	90 a 160 lb/pie^3
ACI 318-19 19.2.2.1(a)	$E_c = w_c^{1,5} * 0,043 * \sqrt{f'_c}$	$E_c = w_c^{1,5} * 0,14 * \sqrt{f'_c}$	$E_c = w_c^{1,5} * 33 * \sqrt{f'_c}$

Tabla 16. Módulo de elasticidad para hormigón de peso normal ACI 318-19:

	S.I.	MKS	Ingles
ACI 318-19 19.2.2.1(a)	$E_c = 4700 * \sqrt{f'_c}$	$E_c = 15100 * \sqrt{f'_c}$	$E_c = 57000 * \sqrt{f'_c}$

Tabla 17. Módulo de elasticidad según el peso unitario NB 1225001-20:

	S.I.	MKS	Ingles
Peso Unitario, w_c	14 a 25 kN/m^3	1440 a 2560 kg/m^3	90 a 160 lb/ft^3
NB 1225001-20 19.2.2.1(a)	$E_c = w_c^{1,5} * 0,038 * \sqrt{f'_c}$	$E_c = w_c^{1,5} * 0,124 * \sqrt{f'_c}$	$E_c = w_c^{1,5} * 29,2 * \sqrt{f'_c}$

Tabla 18. Módulo de elasticidad para hormigón de peso normal NB 1225001-20:

	S.I.	MKS	Ingles
ACI 318-19 19.2.2.1(a)	$E_c = 3830 * \sqrt{f'_c}$	$E_c = 12305 * \sqrt{f'_c}$	$E_c = 46450 * \sqrt{f'_c}$

4.2.1.3 Peso unitario

El peso unitario de volumen del hormigón podrá tomarse como sigue:

Tipo	γ_c = [kgf/m^3]
Hormigón en masa	2.300
Hormigón Armado	2.500

En edificaciones de hormigón se recomienda usar:

$\gamma_c = 2500 \text{ } kgf/m^3$ para el cálculo del peso propio.

4.2.2 Acero

El acero es el producto siderúrgico, que se obtiene de la combinación del hierro con pequeñas cantidades de carbono (entre 0,5% y 2%).

4.2.2.1 Comportamiento del acero de refuerzo a tracción

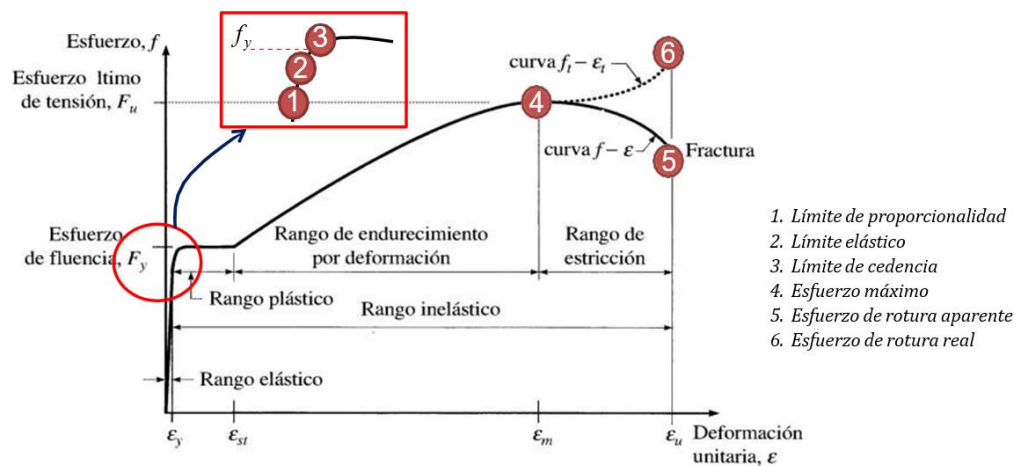


Figura 84. Diagrama Esfuerzo – Deformación (Acero de Refuerzo)

f_y : resistencia cedente del acero de refuerzo

ϵ_y : deformación unitaria cedente del acero de refuerzo $\rightarrow \epsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$

f_u : resistencia última del acero de refuerzo

ϵ_s : deformación unitaria última del acero de refuerzo

El tipo de barra más usado es el A-60 (el número 60 es expresado en ksi=kip/pulg²) con un esfuerzo de cedencia nominal de $f_y = 420$ MPa.

4.2.2.2 Módulo de elasticidad (ACI 318-19 S20.2.2.2):

$E_s = 200.000$ [Mpa]

$E_s = 29.000.000$ [Psi]

Peso Específico:

$\gamma_s = 7.850$ kg/m³

Tabla 19. Resistencia cedente del acero de refuerzo:

Acero Grado	Resistencia Cedente f_y		
	[MPa]	[kg/cm ²]	[Psi]
40	280	2.800	40.000
60	420	4.200	60.000
80	560	5.600	80.000
100	700	7.000	100.000

Tabla 20. Equivalencia de diámetros en distintas unidades:

[N°]	[pulg]	[mm]	Diámetro Comercial [mm]
-	1/8"	-	-
-	5/32"	-	-
-	3/16"	-	-
# 2	1/4"	6,35	6
# 2,5	5/16"	7,94	8
# 3	3/8"	9,53	9,5
-	3/7"	10,89	10
-	-	-	12

# 4	1/2"	12,70	12,7
# 5	5/8"	15,88	16
# 6	3/4"	19,05	20
# 7	7/8"	22,23	-
# 8	1"	25,40	25
# 9	1 1/8"	28,58	-
# 10	1 1/4"	31,75	32
# 11	1 3/8"	34,93	-
-	1 1/2"	38,10	-
-	-	-	-
# 14	7/4"	44,45	-
# 18	9/4"	57,15	-

4.3 Nomenclatura de miembros de hormigón armado

h: altura o peralte de la sección transversal de la viga. b: base de la sección transversal de la viga.

A_s : área de acero a tracción.

A'_s : área de acero a compresión.

d: altura útil de la sección transversal de la viga.

$$d = h - r$$

r: recubrimiento de diseño

$$r = r_p + \phi_{est} + \frac{\phi_{long}}{2}$$

r_p : recubrimiento especificado libre o de protección. d' : menor distancia entre la superficie extrema de hormigón y en centro de gravedad de las barras comprimidas.

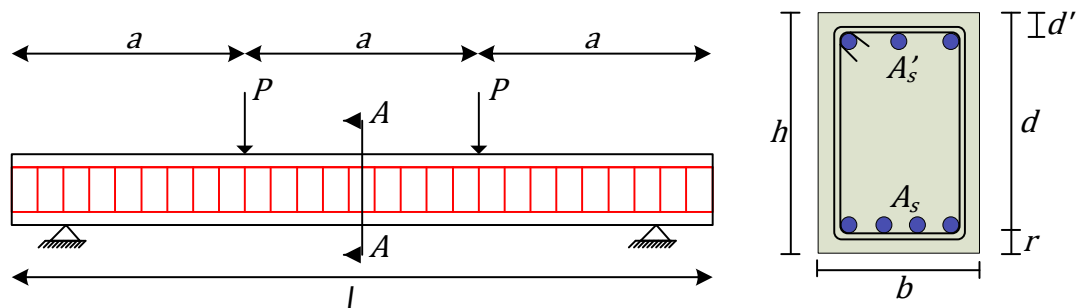


Figura 85. Viga de H°A° simplemente apoyada y su sección transversal A-A

4.3.1 Recubrimiento especificado libre o de protección, r_p

Los elementos de hormigón armado construidos en sitio deben tener un recubrimiento especificado de hormigón para el acero de refuerzo igual al menos al dado en la siguiente tabla:

Exposición del hormigón	Elemento	Refuerzo	Recubrimiento especificado [mm], [pulg]
Construido contra el suelo permanentemente en contacto con él	Todos	Todos	75 mm, (3")
Expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo	Todos	Barras N° 19 a N° 57 (Barras 3/4" a 9/4") (Barras N° 6 a N° 18)	50 mm, (2")
		Barra N° 16 (Barra 5/8") (Barra N° 5) Alambre MW200 ó MD200 y menores (Alambre W31 ó D31 y menores)	40 mm, (1 1/2")
No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo	Losas, viguetas y muros	Barras N° 43 y N° 57 (Barras 7/4" y 9/4") (Barras N° 14 y N° 18)	40 mm, (1 1/2")
		Barra N° 36 y menores (Barra 1 1/8" y menores) (Barra N° 11 y menores)	20 mm, (3/4")
	Vigas, columnas, pedestales y amarres a tracción	Armadura principal, estribos, espirales y estribos cerrados para confinamiento	40 mm, (1 1/2")

Tabla 21. Recubrimiento especificado para elementos de hormigón contruidos en sitio no pretensados. Ref. ACI 318-19 Tabla 20.5.1.3.1.

7,5 cm = para ambientes en contacto con el terreno, o con ambientes corrosivos

5 cm = para elementos a la intemperie

4 cm = para elementos protegidos contra la intemperie

2 cm = en losas

Exposición del hormigón	Elemento	Armadura	Recubrimiento especificado [mm], [pulg]
Construido contra el suelo permanentemente en contacto con él	Todos	Todos	40 mm, (1 1/2")
Expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo	Todos	$d_b > 16$ mm, (3/4")	30 mm, (1,2")
		$d_b \leq 16$ mm, (3/4") Alambre MW200 ó MD200	25 mm, (1")
No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo	Losas, viguetas y muros	$d_b > 40$ mm, (1 1/2")	25 mm, (1")
		$d_b \leq 40$ mm, (1 1/2")	20 mm, (3/4")
	Vigas, columnas, pedestales y amarres a tracción	Armadura principal, estribos, espirales y estribos cerrados para confinamiento	20 mm, (3/4")

Tabla 22. Recubrimiento especificado para elementos de hormigón contruidos en sitio no pretensados. Ref. NB 1225001-20 Tabla 20.6.1.3.1.

4 cm = para ambientes en contacto con el terreno, o con ambientes corrosivos

3 cm = para elementos a la intemperie

2,5 cm = para elementos protegidos contra la intemperie

2 cm = en losas

4.4 Teoría de diseño de Rotura

Diseño por resistencia o estado limites:

- La resistencia real debe ser mayor que la resistencia requerida bajo ciertas combinaciones de cargas hipotéticas.
- Para estructuras de hormigón armado sujetas a cargas cercanas a las de falla, uno o los dos materiales, el hormigón y el acero, estarán inevitablemente en su rango inelástico no lineal.
- Un elemento diseñado por el método de la resistencia debe también demostrar un comportamiento satisfactorio bajo las cargas normales de servicio (deflexiones, agrietamiento, vibraciones, etc.).

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

$$\phi \cdot S_n \geq U$$

4.4.1 Hipótesis de diseño

- Adherencia perfecta entre el acero y el hormigón.
- Toda la tracción la resiste el acero.
- Secciones planas permanecen planas después de la flexión, lo que implica deformaciones unitarias proporcionales a su distancia al eje neutro.
- Una vez que el acero alcanza el esfuerzo de fluencia, es decir, $f_s = f_y$ el diagrama esfuerzo deformación del acero es completamente horizontal. **No existen esfuerzos en el acero mayores a f_y .**

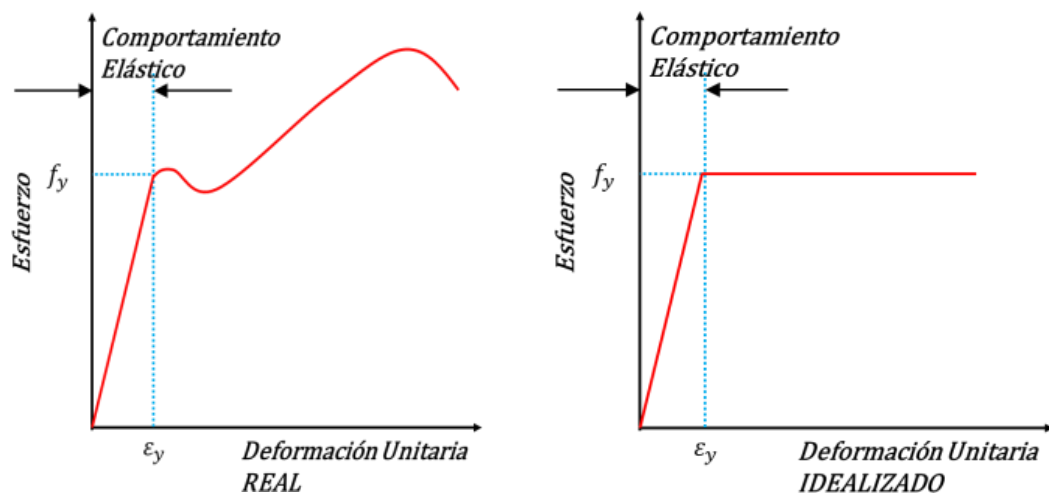


Figura 86. Idealización de la deformación unitaria del acero para el diseño

- La deformación unitaria última en el hormigón es de $\epsilon_{cu} = 0,003$ (Instante de falla).

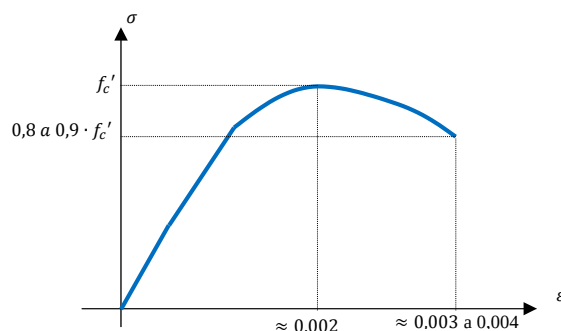


Figura 87. Diagrama esfuerzo-deformación unitaria en el hormigón

Tabla 23. Deformaciones en el acero en el instante de falla del elemento.

DEFORMACIONES	TIPO DE FALLA	ESFUERZOS
$\varepsilon_s < \varepsilon_y$	FALLA POR COMPRESIÓN El acero no alcanza a ceder en el momento de la falla	$f_s < f_y$
$\varepsilon_s = \varepsilon_y$	FALLA BALANCEADA Ocurre la falla en el instante en que el acero empieza a ceder.	$f_s = f_y$
$\varepsilon_s > \varepsilon_y$	FALLA POR TRACCIÓN El acero cede significativamente antes de que ocurra la falla.	$f_s = f_y$

FALLA FRÁGIL
Se inicia por: **APLASTAMIENTO DEL HORMIGÓN**
Son repentinas, Falla el concreto, el acero no ha cedido.

FALLA DUCTIL
Se inicia por: **FLUENCIA DEL ACERO**
El acero cede antes que ocurra la falla
Cantidad de acero controlada.

Una sección cuya falla inicia por fluencia del acero tiene mayor capacidad de deformación o rotación. COMPORTAMIENTO DUCTIL

4.4.2 Secciones controladas

- Secciones controladas por compresión:** Las secciones están controladas por compresión cuando la deformación neta a tracción en el acero de refuerzo más deformado a tracción es $\varepsilon_s \leq \varepsilon_{ty}$ y a la vez el concreto en compresión alcanza su deformación máxima $\varepsilon_{cu} = 0,003$.
- Secciones controladas por tracción:** Las secciones están controladas por tracción cuando la deformación neta a tracción en el acero de refuerzo más deformado a tracción $\varepsilon_s \leq \varepsilon_{ty} + 0,003$, al mismo tiempo que el hormigón a compresión alcanza su deformación máxima de $\varepsilon_{cu} = 0,003$.
- Secciones en transición:** Las secciones están en una zona de transición entre las secciones controladas por compresión y las controladas por tracción cuando la deformación neta a tracción del acero de refuerzo extremo traccionado está comprendido entre ε_{ty} y ε_t .

$$\varepsilon_{ty} = \frac{f_y}{E_s} \quad \text{Deformación unitaria cedente}$$

$\varepsilon_t = \varepsilon_{ty} + 0,003$ Deformación unitaria mínima para que la sección este controlada a tracción

Tabla 24. Factores de reducción de resistencia ϕ , para momento, fuerza axial, o combinación de momento y fuerza axial. ACI 318-19 Tabla 21.2.2.

Deformación unitaria neta a tracción ε_t	Clasificación	ϕ			
		Tipo de refuerzo transversal			
		Espirales que cumplen con 25.7.3		Otro	
$\varepsilon_t \leq \varepsilon_{ty}$	Controlada por compresión	0,75	(a)	0,65	(b)
$\varepsilon_{ty} < \varepsilon_t < \varepsilon_{ty} + 0,003$	Transición ⁽¹⁾	$0,75 + 0,15 \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0,003)}$	(c)	$0,65 + 0,25 \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0,003)}$	(d)
$\varepsilon_t \geq \varepsilon_{ty} + 0,003$	Controlada por tracción	0,90	(e)	0,90	(f)

⁽¹⁾Para las secciones clasificadas como de transición, se permite usar el valor de ϕ correspondiente a secciones controladas por compresión

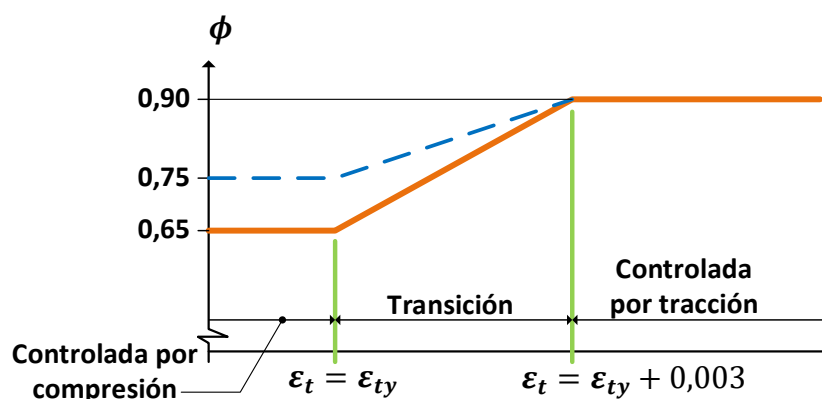


Figura 88. Variación de ϕ con la deformación unitaria neta a tracción en el acero extremo a tracción ε_t . Ref. ACI 318-19 Fig. R21.2.2(b).

4.4.3 Estado límite de agotamiento resistente

El diseño por rotura se fundamenta en la predicción de la carga que ocasiona la falla del miembro estructural en estudio y analiza el modo de colapso del mismo. Los factores de seguridad son aplicados a las cargas o solicitaciones y a las resistencias nominales de los miembros.

$$(Carga \text{ o } solicitaci3n \text{ de servicio}) * F_{mayoraci3n} \leq F_{menoraci3n} * (Resistencia \text{ te3rica})$$

$$Resistencia \text{ Requerida} \leq Resistencia \text{ de Dise\~no}$$

$$U \leq \phi * S_n$$

Análisis Estructural

$M_u \leq \phi M_n \rightarrow$

$V_u \leq \phi V_n \rightarrow$

$P_u \leq \phi P_n \rightarrow$

Teoría del Hormig3n Armado

Momento

Corte

Fuerza Axial

Este método toma en consideraci3n el comportamiento inelástico del acero y el hormig3n y, por lo tanto, se estima mejor la capacidad de carga de la pieza.

Ventajas:

- El dise\~no por rotura permite **controlar el modo de falla** de una estructura compleja considerando la resistencia última de las diversas partes del sistema. Algunos elementos se dise\~nan con menor margen de seguridad que otros para inducir su falla primero.
- Permite obtener un **dise\~no más eficiente**, considerando la distribuci3n de esfuerzos que se presenta dentro del rango inelástico.
- Este método no utiliza el m3dulo de elasticidad del hormig3n, el cual es variable con la carga. Esto evita introducir imprecisiones en torno a este parámetro.
- El método de dise\~no a la rotura permite **evaluar la ductilidad** de la estructura.
- Este procedimiento permite usar coeficientes de seguridad distintos para los diferentes tipos de carga.

La desventaja de usar este método es que sólo se basa en criterios de resistencia. Sin embargo, es necesario garantizar que las condiciones de servicio sean óptimas, es decir, que no se presenten deflexiones excesivas, ni agrietamientos críticos.

4.4.4 Factores de seguridad

Se definen dos tipos de factor de seguridad en las estructuras de hormig3n armado:

- Factor de seguridad en las cargas aplicadas.
- Factor de reducci3n de resistencia.

$$(Carga \text{ o } solicitaci3n \text{ de servicio}) * F_{mayoraci3n} \leq F_{minoraci3n} * (Resistencia \text{ te3rica})$$

$$Resistencia \text{ Requerida} \leq Resistencia \text{ de Dise\~no}$$

$$U \leq \phi * S_n$$

Los factores de seguridad para el dise\~no estructural en hormig3n armado, surgen debido a la incertidumbre en el an\~alisis, dise\~no y construcci3n de estructuras.

4.4.4.1 Factor de seguridad en las cargas aplicadas

Las solicitaciones sobre la estructura, sus miembros y nodos para el Estado L\~mite de Agotamiento Resistente, **U**, se determinarán con base en las hip3tesis de solicitaciones que produzcan el efecto m\~as desfavorable, el cual puede ocurrir cuando una o m\~as solicitaciones est\~an actuando simult\~aneamente.

Estos factores son considerados por las siguientes razones:

- Llevan las solicitaciones desde las condiciones de servicio hasta las condiciones de rotura consideradas en el dise\~no.
- Indirectamente se prevé un margen de cargas superior a las previstas debido a sobrecargas excesivas.
- El factor asignado a cada carga est\~a influenciado por el grado de precisi3n con el cual normalmente se puede calcular la carga y por las variaciones esperadas para dicha carga durante la vida de la estructura.

Tabla 25. Combinaciones de carga. ACI 318-19 Tabla 5.3.1

Combinaci3n de carga	Ecuaci3n	Carga primaria
$U = 1,4 \cdot D$	(5.3.1a)	D
$U = 1,2 \cdot D + 1,6 \cdot L + 0,5 \cdot (L_r \text{ 3 } S \text{ 3 } R)$	(5.3.1b)	L
$U = 1,2 \cdot D + 1,6 \cdot (L_r \text{ 3 } S \text{ 3 } R) + (1,0 \cdot L \text{ 3 } 0,5 \cdot W)$	(5.3.1c)	$L_r \text{ 3 } S \text{ 3 } R$
$U = 1,2 \cdot D + 1,0 \cdot W + 1,0 \cdot L + 0,5 \cdot (L_r \text{ 3 } S \text{ 3 } R)$	(5.3.1d)	W
$U = 1,2 \cdot D + 1,0 \cdot E + 1,0 \cdot L + 0,2 \cdot S$	(5.3.1e)	E
$U = 0,9 \cdot D + 1,0 \cdot W$	(5.3.1f)	W
$U = 0,9 \cdot D + 1,0 \cdot E$	(5.3.1g)	E

D: Efecto de carga muerta de servicio.
L: Efecto de carga viva de servicio.
L_r: Efecto de carga viva de servicio de techo.
S: Efecto de carga de servicio por nieve.
R: Efecto de carga de servicio por lluvia.
W: Efecto de carga por viento.
E: Efecto de fuerzas horizontales y verticales inducidas por sismo.
H: Efecto de empuje lateral del suelo.
F: Efecto de presi3n lateral de fluidos.
T: Efecto de asentamientos diferenciales, fluencia, retracci3n de fraguado, cambios de temperatura.

Tabla 26. Combinaciones de carga NB 1225001-20. Tabla 5.3.1

Combinaci3n de carga	Ecuaci3n	Carga primaria
$U = 1,4 \cdot (D + F)$	(5.3.1a)	D
$U = 1,2 \cdot (D + F + T) + 1,6 \cdot (L + H) + 0,5 \cdot (L_r \text{ 3 } S \text{ 3 } R)$	(5.3.1b)	L
$U = 1,2 \cdot D + 1,6 \cdot (L_r \text{ 3 } S \text{ 3 } R) + (1,0 \cdot L \text{ 3 } 0,8 \cdot W)$	(5.3.1c)	$L_r \text{ 3 } S \text{ 3 } R$
$U = 1,2 \cdot D + 1,0 \cdot W + 1,0 \cdot L + 0,5 \cdot (L_r \text{ 3 } S \text{ 3 } R)$	(5.3.1d)	W
$U = 1,2 \cdot D + 1,0 \cdot E + 1,0 \cdot L + 0,2 \cdot S$	(5.3.1e)	E
$U = 0,9 \cdot D + 1,0 \cdot W + 1,6 \cdot H$	(5.3.1f)	W
$U = 0,9 \cdot D + 1,0 \cdot E + 1,6 \cdot H$	(5.3.1g)	E

→ Estructura vac\~a
→ Con sobrecargas
→ Cubierta
→ Acci3n de viento
→ Acci3n s\~mica
→ Viento + empujes de suelo
→ Acci3n s\~mica + empujes de suelo

Tabla 27. Clasificación las Acciones de carga

CARGAS GRAVITATORIAS	CARGA MUERTA	Peso Propio	D _G
		Carga Permanentes	D _P
	CARGA VIVA O VARIABLE	Sobrecarga de Servicio	L
		Sobrecarga de Lluvia	R
		Sobrecarga de Nieve	S
		Carga de Fluido	F
		Carga Viva de Techo	L _r
ACCIÓN TÉRMICA Y/O REOLÓGICA		T	
ACCIONES DE TERRENOS		H	
ACCIÓN DE VIENTO		W	
ACCIÓN O EFECTO SÍSMICO		E	

4.4.4.2 Factor de reducción de resistencia

Simultáneamente a la **mayoración** de las cargas de servicio, el código propone la **reducción** de la resistencia teórica de los elementos de hormigón armado como un medio para incrementar el factor de seguridad del diseño

El código del ACI aprovecha el uso de los factores de resistencia no sólo para tomar en consideración las **posibles imperfecciones constructivas** del hormigón, sino que además los usa para incrementar los factores de seguridad en piezas sometidas a determinadas solicitaciones, ya sea por su tipo de falla o por la importancia de estos elementos dentro del conjunto estructural total.

Los propósitos del factor de reducción de resistencia ϕ son:

- Tomar en consideración la probabilidad de la existencia de elementos con una menor resistencia debido a la variación de la resistencia en los materiales y las dimensiones.
- Tomar en consideración las inexactitudes de las ecuaciones de diseño.
- Reflejar el grado de ductilidad y confiabilidad requerida para el elemento bajo los efectos de la carga bajo consideración.

Tabla 28. Factores de reducción de resistencia, ϕ . ACI 318-19 Tabla 21.2.1.

Acción o Elemento Estructural		ϕ	Excepciones
(a)	Momento, fuerza axial o momento y fuerza axial combinados	0,65 a 0,90 de acuerdo con 21.2.2	Cerca de los extremos de miembros pretensados donde los torones no se han desarrollado totalmente, ϕ debe cumplir con 21.2.3.
(b)	Cortante	0,75	Se presentan requisitos adicionales en 21.2.4 para estructuras diseñadas para resistir efectos sísmicos
(c)	Torsión	0,75	-
(d)	Aplastamiento	0,65	-
(e)	Zonas de anclajes de postensado	0,85	-
(f)	Cartelas y ménsulas	0,75	-
(g)	Puntales, tensores, zonas nodales y áreas de apoyo diseñadas de acuerdo con el método puntal-tensor del Capítulo 23	0,75	-

(h)	Componentes de conexiones de miembros prefabricados controlados por fluencia de los elementos de acero a tracción	0,90	-
(i)	Elementos de concreto simple	0,60	-
(j)	Anclajes en elementos de concreto	0,45 a 0,75 de acuerdo con el Capítulo 17	-

Tabla 29. Factores de reducción de resistencia, ϕ . NB 1225001-20 Tabla 21.2.1.

Acción o Elemento Estructural		ϕ	Excepciones
(a)	Momento, fuerza axial o momento y fuerza axial combinados	0,65 a 0,90 de acuerdo con 21.2.2	Cerca de los extremos de elementos pretensados donde los torones no se han desarrollado totalmente, ϕ debe cumplir con 21.2.3.
(b)	Cortante	0,75	Se presentan requisitos adicionales en 21.2.4 para estructuras diseñadas para resistir efectos sísmicos
(c)	Torsión	0,75	-
(d)	Aplastamiento	0,65	-
(e)	Zonas de anclajes de pos-tesado	0,85	-
(f)	Cartelas y ménsulas	0,75	-
(g)	Bielas, tirantes , zonas nodales y áreas de apoyo diseñadas de acuerdo con el método biela-tirante del Capítulo 23	0,75	-
(h)	Componentes de conexiones de elementos prefabricados controlados por fluencia de los elementos de acero a tracción	0,90	-
(i)	Elementos de hormigón simple	0,60	-
(j)	Anclajes en elementos de hormigón	0,45 a 0,75 de acuerdo con el Capítulo 17	-

4.4.5 Predimensionamiento

4.4.5.1 Altura mínima de la viga

La altura mínima de la viga, no debe ser menor que los límites dados en la siguiente Tabla, a menos que se cumplan los límites de las deflexiones:

Tabla 30. Altura mínima de vigas no. ACI 318-19 Tabla 9.3.1.1

Condición de apoyo	Altura mínima
Simplemente apoyada	$l/16$
Un extremo continuo	$l/18,5$
Ambos extremos continuos	$l/21$
En voladizo	$l/8$

Los valores son aplicables al hormigón de **peso normal** y $f_y = 420 \text{ MPa}$ ($6000 \text{ Psi} = \text{lb/pulg}^2$).

Para f_y distinto de 420 MPa, los valores de la Tabla deben multiplicarse por:

Tabla 31. Apunte ACI 318-19 9.3.1.1.1

	S.I.	MKS	Inglés
ACI 318-19 9.6.1.2	$0,4 + \frac{f_y}{700}$ $f_y [\text{MPa}]$	$0,4 + \frac{f_y}{7000}$ $f_y [\text{kg/cm}^2]$	$0,4 + \frac{f_y}{100000}$ $f_y [\text{lb/pulg}^2]$

Para vigas no preesforzadas construidas con **hormigón liviano** con densidad w_c

dentro de los intervalos, los valores de la Tabla deben multiplicarse por el mayor entre (a) y (b):

Tabla 32. Apunte ACI 318-19 9.3.1.1.2

	S.I.	MKS	Inglés
ACI 318-19 9.3.1.1.2	(a) $1,65 - 0,03 \cdot w_c$	(a) $1,65 - 0,0003 \cdot w_c$	(a) $1,65 - 0,005 \cdot w_c$
	(b) 1,09	(b) 1,09	(b) 1,09
	w_c (14,4 a 18,4 kN/m ³)	w_c (1440 a 1840 kg/m ³)	w_c (90 a 115 lb/pie ³)

Recomendaciones de altura en zona sísmica: (Fuente: Fargier & Fargier), siendo L la luz libre:

- $h = L/10 \sim L/16$ usualmente en edificaciones de varios niveles **$h = L/12$**
- $h = L/5$ para volados que se sostienen o están por encima de elementos susceptibles a sufrir daños por flechas.
- $h = L/10$ otros volados.

Recomendaciones de la base:

- La base mínima debe ser $b \geq 25 \text{ cm}$ en zona no sísmica, y $b \geq 30 \text{ cm}$ en zona sísmica.
- Generalmente se tiene $30 \text{ cm} \leq b \leq 40 \text{ cm}$
- Se debe cumplir que $b \geq h/3$

4.4.6 Sección rectangular

Una sección rectangular es toda sección cuya área sometida a compresión es un rectángulo.

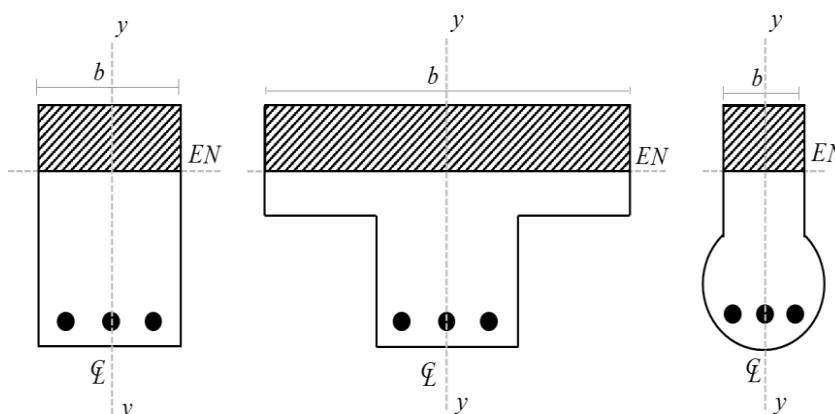


Figura 89. Definición de secciones rectangulares.

Barboza E.- Delgado S. (2013). Concreto Armado (Aspectos Fundamentales).

4.4.7 Comportamiento de secciones

Las secciones rectangulares pueden ser simplemente armadas o doblemente armadas.

Viga simplemente armada: Una sección de viga simplemente armada es aquella que posee acero de refuerzo únicamente en la zona donde se evidencian **tracciones** por flexión.

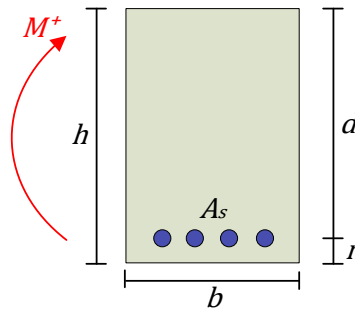


Figura 90. Viga simplemente armada

Viga doblemente armada: Una sección de viga doblemente armada es aquella que posee aparte del acero de refuerzo a **tracción**, acero de refuerzo en la **zona comprimida**.

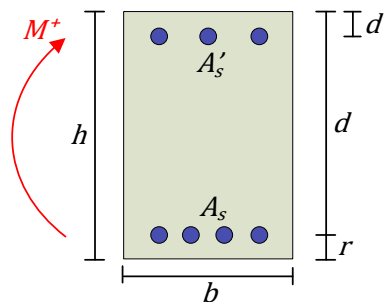


Figura 91. Viga doblemente armada

4.4.8 Límites de refuerzo

Acero mínimo (ACI 318-19, S9.6.1): Se debe colocar un área mínima de refuerzo para flexión $A_{s(min)}$ en toda sección donde el análisis requiera refuerzo a tracción.

La cuantía mínima ρ_{min} , debe ser el mayor de (a) y (b), excepto si el A_s colocado en todas las secciones es como mínimo mayor en un tercio que el A_s necesario por el análisis, no es necesario cumplir con (a) y (b).

Tabla 33. Cuantía mínima

	S.I.	MKS	Inglés
ACI 318-19 9.6.1.2	a) $\frac{0.25 * \sqrt{f'_c}}{f_y}$	a) $\frac{0.25 * \sqrt{f'_c}}{f_y}$	a) $\frac{0.25 * \sqrt{f'_c}}{f_y}$
	b) $\frac{1.4}{f_y}$	b) $\frac{1.4}{f_y}$	b) $\frac{1.4}{f_y}$

$$A_{s,min} = \rho_{min} * b_w * d$$

$$A_{s,min} = \frac{4}{3} * A_{s,nece}$$

} Tomar el menor

4.5 Diseño a flexión

4.5.1 Sección simplemente armada

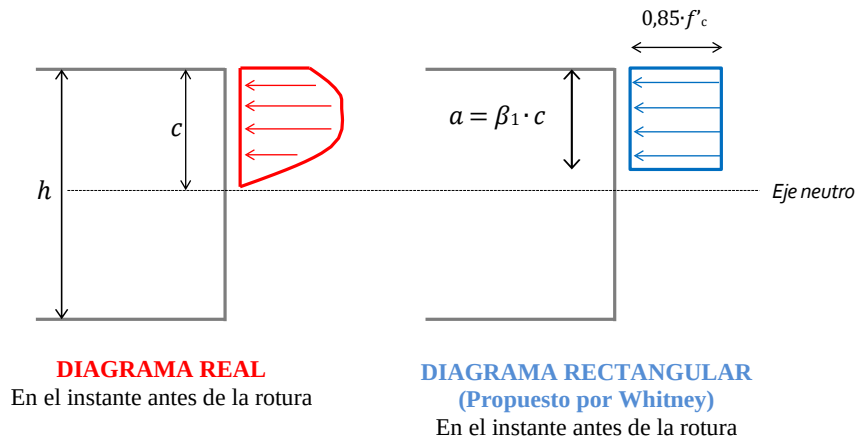


Figura 92. Diagrama de esfuerzos en una sección simplemente armada

h : Altura de la viga

c : Altura del eje neutro en el instante que se tiene $\varepsilon_{cu} = 0,003$.

a : Altura del bloque de compresiones equivalente.

β_1 : Depende de la forma del diagrama esfuerzo-deformación del hormigón ($0,65 \leq \beta_1 \leq 0,85$).

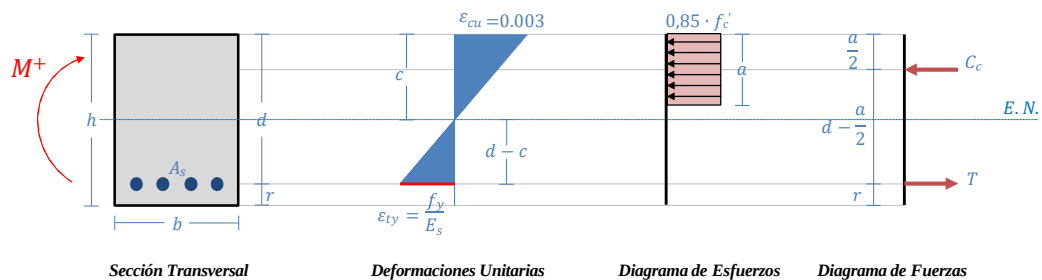


Figura 93. Diagrama de compatibilidad de deformaciones y equilibrio de fuerzas

Donde:

a = Profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos.

b_w = Ancho del alma.

c = Distancia medida desde la fibra extrema en compresión al eje neutro.

d = Distancia medida desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

f'_c = Resistencia especificada a la compresión del hormigón. [MPa]

f_y = Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. [MPa]

E_s = Módulo de elasticidad del refuerzo y del acero estructural. [MPa]

ε_{cu} = Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de hormigón a compresión.

ε_{ty} = Valor de la deformación unitaria neta en tracción en el acero longitudinal extremo en tracción, usado para definir una sección controlada por compresión.

ε_t = Deformación unitaria neta en tracción en el acero longitudinal extremo en tracción, en el estado de resistencia nominal.

β_1 = Factor que relaciona la profundidad de bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro.

A_s = Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

C_c = Fuerza de compresión.

T = Fuerza de tracción.

ϕ = Factor de reducción de resistencia.

ρ = Cuantía del refuerzo A_s evaluada sobre el área $b_w * d$

M_n = Momento nominal [MPa]

De resistencia de materiales

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad \longrightarrow \quad F = \sigma * A$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{Hormigón} = A_{Hormigón} * \sigma_{Hormigón} = (a * b_w) * (0.85 * f'_c) = C_c \\ F_{Acero} = A_c * \sigma_{Acero} = A_s * f_y = T \end{array} \right.$$

Fuerza de compresión:

$$C_c = 0.85 * f'_c * a * b_w$$

Fuerza de tracción:

$$T = A_s * f_y$$

Por equilibrio de fuerzas interna:

$$T = C_c$$

$$A_s * f_y = 0.85 * f'_c * a * b_w$$

Peralte del bloque de esfuerzos:

$$a = \beta_1 * c \quad (1)$$

$$A_s * f_y = 0.85 * f'_c * \beta_1 * c * b_w$$

Despejando A_s :

$$A_s = \frac{0.85 * f'_c * \beta_1 * c * b_w}{f_y} \quad (2)$$

Despejando c :

$$c = \frac{A_s * f_y}{0.85 * \beta_1 * f'_c * b_w} \quad (3)$$

4.5.2 Cuantía geométrica

La cuantía geométrica es la relación entre el área del acero colocada y el área del hormigón:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \quad \longrightarrow \quad \rho = \frac{A_s}{b_w * d} \quad (4)$$

Reemplazando A_s en la cuantía:

$$\rho = \frac{0,85 * f'_c * \beta_1 * c * b_w}{f_y * b_w * d}$$

$$\rho = 0,85 * \beta_1 * c * \frac{f'_c}{f_y * d}$$

Por relación de triángulos para el acero más traccionado, en el diagrama de deformaciones unitarias, la distancia medida desde la fibra extrema en compresión al eje neutro es:

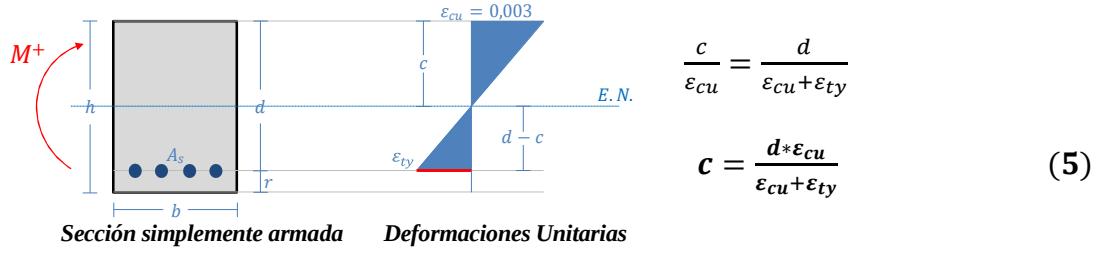


Figura 94. Diagrama de deformaciones unitarias en una sección simplemente armada

Reemplazando c en la cuantía:

$$\rho = 0,85 * \beta_1 * \frac{d * \epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{ty}} * \frac{f'_c}{f_y * d}$$

$$\rho = 0,85 * \beta_1 * \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{ty}} \right) * \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \quad (6)$$

Donde:

$$\epsilon_{cu} = 0.003 \quad (\text{ACI 318-19 A22.2.2.1; Fig. R21.2.2a})$$

$$\epsilon_{ty} = \frac{f_y}{E_s} \quad (\text{ACI 318-19 A21.2.2.1; Fig. R21.2.2b})$$

4.5.3 Cuantía Balanceada

Para refuerzo corrugado de grado 420, se permite tomar:

$$\epsilon_{ty} = 0.002 \quad (\text{ACI 318-19 A21.2.2.1})$$

Reemplazando los valores de ϵ_{cu} y ϵ_{ty} en (6)

$$\rho_{balanceada} = 0,85 * \beta_1 * \left(\frac{0.003}{0.003 + 0.002} \right) * \left(\frac{f'_c}{f_y} \right)$$

$$\rho_{balanceada} = 0,51 * \beta_1 * \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \quad (7)$$

4.5.4 Cuantía Dúctil en Vigas

El código limita la ductilidad mínima que debe tener una sección a través de la imposición del valor de deformación unitaria ϵ_s en la fibra de acero más traccionada.

Si $\epsilon_{cu} = 0.003$, para determinar la **cuantía dúctil máxima**, ϵ_{ty} será 0.005, y

reemplazando en la ecuación (6):

$$\rho_{dúctil} = 0,85 * \beta_1 * \left(\frac{0,003}{0,003 + 0,005} \right) * \left(\frac{f'_c}{f_y} \right)$$

$$\rho_{dúctil (vigas)} = 0,31875 * \beta_1 * \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \quad (8)$$

Relación entre Cuantía Dúctil y Cuantía Balanceada

En vigas:

$$\frac{\rho_{dúctil (vigas)}}{\rho_{balanceada}} = \frac{0,31875 * \beta_1 * \left(\frac{f'_c}{f_y} \right)}{0,51 * \beta_1 * \left(\frac{f'_c}{f_y} \right)} = 0,625$$

$$\rho_{dúctil (vigas)} = 0,625 * \rho_{balanceada} \quad (9)$$

La cuantía dúctil máxima en vigas es el **62,5% de la cuantía balanceada**

4.5.5 Cuantía dúctil en losas

El código limita la ductilidad mínima que debe tener una sección a través de la imposición del valor de deformación unitaria ε_s en la fibra de acero más traccionada. Si $\varepsilon_{cu} = 0,003$, para determinar la **cuantía dúctil máxima**, en losas no preesforzadas, el límite para la deformación unitaria dl refuerzo debe ser $\varepsilon_{ty} = 0,004$ (NB 1225001-20 A7.3.3.1; A8.3.3.1; T21.2.2), y reemplazando en la ecuación (6):

$$\rho_{dúctil} = 0,85 * \beta_1 * \left(\frac{0,003}{0,003 + 0,004} \right) * \left(\frac{f'_c}{f_y} \right)$$

$$\rho_{dúctil (losas)} = 0,36429 * \beta_1 * \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \quad (10)$$

Relación entre Cuatía dúctil y Cuatía balanceada

En losas:

$$\frac{\rho_{dúctil (losas)}}{\rho_{balanceada}} = \frac{0,36429 * \beta_1 * \left(\frac{f'_c}{f_y} \right)}{0,51 * \beta_1 * \left(\frac{f'_c}{f_y} \right)} = 0,714$$

$$\rho_{dúctil (losas)} = 0,714 * \rho_{balanceada} \quad (11)$$

La cuantía dúctil máxima en losas será el 71,4% de la cuantía balanceada

4.5.6 Momento limite

Despejando “a” de la ecuación de equilibrio de fuerzas internas

$$a = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f'_c * b_w} \quad (12)$$

El momento que puede resistir la sección es:

$$\text{METODO 1: } M_n = T * z$$

$$\text{METODO 2: } M_n = C_c * z$$

Método 1:

$$M_n = T * z$$

$$M_n = A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Reemplazando la ecuación (12)

$$M_n = A_s * f_y * \left(d - \frac{A_s * f_y}{2 * 0,85 * f'_c * b_w}\right)$$

Simplificando:

$$\left(\frac{f_y^2}{1,70 * f'_c * b_w}\right) * A_s^2 - (f_y * d) * A_s + M_n = 0$$

Si:

$$M_u = \phi * M_n \quad \longrightarrow \quad M_n = \frac{M_u}{\phi}$$

Reemplazando tenemos:

$$\left(\frac{f_y^2}{1,70 * f'_c * b_w}\right) * A_s^2 - (f_y * d) * A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0 \quad (13)$$

Resolviendo la ecuación de segundo grado:

$$A * x^2 + Bx + C = 0$$

$$x = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4 * A * C}}{2 * A}$$

Remplazando valores:

$$A_s = \frac{+(f_y * d) \pm \sqrt{(-f_y * d)^2 - 4 * \left(\frac{f_y^2}{1,70 * f'_c * b_w}\right) * \left(\frac{M_u}{\phi}\right)}}{2 * \left(\frac{f_y^2}{1,70 * f'_c * b_w}\right)}$$

“a” nunca podría ser mayor que “d”, por lo tanto, nos quedamos con la raíz negativa, y simplificando:

$$A_s = \frac{0,85 * f'_c * b_w * d}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0,85 * f'_c * b_w * d^2}}\right) \quad (14)$$

Por lo tanto, comparado la ecuación (1), obtenemos el valor de “a”:

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0,85 * f'_c * b_w * d^2}}\right) \quad (15)$$

Método 2:

$$M_n = C_c * z$$

$$M_n = 0,85 * f'_c * a * b_w * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_n = 0,85 * f'_c * a * b_w * d - \frac{0,85}{2} * f'_c * a^2 * b_w$$

Simplificando tenemos:

$$\frac{0,85}{2} * f'_c * b_w * a^2 - 0,85 * f'_c * b_w * d * a + M_n = 0 \quad (16)$$

Resolviendo la ecuación de segundo grado:

$$A * x^2 + Bx + C = 0$$
$$x = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4 * A * C}}{2 * A}$$

Reemplazando los valores:

$$a = \frac{0,85 * f'_c * b_w * d \pm \sqrt{(-0,85 * f'_c * b_w * d)^2 - 4 * \left(\frac{0,85}{2} * f'_c * b_w\right) * (M_n)}}{2 * \left(\frac{0,85}{2} * f'_c * b_w\right)}$$

“a” nunca podría ser mayor que “d”, por lo tanto, nos quedamos con la raíz negativa, y simplificando:

Si:

$$M_u = \phi * M_n \quad \longrightarrow \quad M_n = \frac{M_u}{\phi}$$
$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0,85 * f'_c * b_w * d^2}}\right) \quad (17)$$

4.5.7 Ecuación para el cálculo de la cuantía necesaria

Partiendo de la ecuación (4):

$$\rho = 0,85 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{a * b}{b_w * d}$$

Reemplazando el valor de “a” (educación 15 o 17), en la ecuación anterior:

$$\rho = 0,85 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{1}{d} * d * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0,85 * f'_c * b_w * d^2}}\right)$$

Simplificando, el valor de la cuantía necesaria será:

$$\rho = 0,85 * \frac{f'_c}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0,85 * f'_c * b_w * d^2}} \right) \quad (18)$$

4.5.8 Ecuación para el cálculo de la armadura

Alternativa 1:

Partiendo de la ecuación 2:

$$A_s = \frac{0,85 * f'_c * a * b_w}{f_y}$$

Reemplazando el valor de “a” (Ecuación 15 o 17) en la ecuación anterior:

$$A_s = \frac{0,85 * f'_c * b_w * d}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0,85 * f'_c * b_w * d^2}} \right) \quad (19)$$

Alternativa 2:

Partiendo de la ecuación (4):

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \quad \longrightarrow \quad \rho = \frac{A_s}{b_w * d}$$

Reemplazando el valor de “ρ” (Ecuación 18) en la ecuación 4:

$$A_s = \frac{0,85 * f'_c * b_w * d}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0,85 * f'_c * b_w * d^2}} \right) \quad (20)$$

4.5.9 Resumen

Refuerzo necesario:

$$\rho_{nec} = 0,85 * \frac{f'_c}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0,85 * f'_c * b_w * d^2}} \right)$$

$$A_{s,nec} = \rho_{nec} * b_w * d$$

Tabla 34. Refuerzo mínimo:

	S.I.	MKS	Inglés
ACI 318-19 9.6.1.2	a) $\frac{0.25 * \sqrt{f'_c}}{f_y}$	a) $\frac{0.25 * \sqrt{f'_c}}{f_y}$	a) $\frac{0.25 * \sqrt{f'_c}}{f_y}$
	b) $\frac{1.4}{f_y}$	b) $\frac{1.4}{f_y}$	b) $\frac{1.4}{f_y}$

$$A_{s,min} = \rho_{min} * b_w * d$$

Refuerzo balanceado:

$$\rho_{bal} = 0,85 * \beta_1 * \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{ty}} \right) * \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \quad \longrightarrow \quad \epsilon_{ty} = \frac{f_y}{E_s} \quad \text{Aprox. 0.002}$$

$$A_{s,bal} = \rho_{bal} * b_w * d$$

Refuerzo dúctil:

$$\rho_{dúctil} = 0,85 * \beta_1 * \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{ty}} \right) * \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \quad \longrightarrow \quad \epsilon_{ty} = \frac{f_y}{E_s} \quad \text{Aprox. 0.005}$$

$$A_{s,dúctil} = \rho_{dúctil} * b_w * d$$

Espaciamiento entre ejes de barras del refuerzo a tracción

Espaciamiento mínimo

$$s_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 2,5 \text{ cm} \\ d_b \\ \frac{4}{3} * d_{agg} \end{array} \right.$$

d_b = diámetro del refuerzo longitudinal
 d_{agg} = tamaño nominal máximo del agregado grueso

Espaciamiento máximo

$$s_{máx} = \min \left\{ \begin{array}{l} 380 * \frac{280}{f_s} - 2,5 * c_c \\ 300 * \frac{280}{f_s} \end{array} \right.$$

f_s = esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$$f_s = \frac{2}{3} * f_y$$

c_c = recubrimiento horizontal libre de refuerzo.

Factor β_1 :

Tabla 35. Valores de β_1 para la distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el hormigón. ACI 318 T22.2.2.4.3

	S.I.		MKS		Inglés	
	f'_c [kg/cm ²]	β_1	f'_c [kg/cm ²]	β_1	f'_c [lb/pulg ²]	β_1
a	$17 \leq f'_c \leq 28$	0,85	$170 \leq f'_c \leq 280$	0,85	$2500 \leq f'_c \leq 4000$	0,85
b	$28 < f'_c < 55$	$0,85 - \frac{0,05 * (f'_c - 28)}{7}$	$280 < f'_c < 550$	$0,85 - \frac{0,05 * (f'_c - 280)}{70}$	$4000 < f'_c < 8000$	$0,85 - \frac{0,05 * (f'_c - 4000)}{1000}$
c	$f'_c \geq 55$	0,65	$f'_c \geq 550$	0,65	$f'_c \geq 8000$	0,65

Distancia entre la fibra extrema en compresión y el eje neutro:

$$c = \frac{A_s * f_y}{0,85 * \beta_1 * f'_c * b_w}$$

Altura del bloque rectangular equivalente de compresiones:

$$a = \beta_1 * c$$

Momento Nominal:

$$M_n = A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \longrightarrow \quad \text{Alternativa 1}$$

$$M_n = 0,85 * f'_c * a * b_w * \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \longrightarrow \quad \text{Alternativa 2}$$

Valor aproximado

$$M_n \approx A_s * f_y * \frac{7}{8} * d$$

Deformación unitaria del acero extremo en tracción:

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_{cu} * (d - c)}{c} \rightarrow \text{Alternativa 1}$$

$$\varepsilon_t = \frac{(\varepsilon_{ty} + \varepsilon_{cu})}{\frac{\rho}{\rho_{bal}}} - \varepsilon_{cu} \rightarrow \text{Alternativa 2}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_w * d}$$

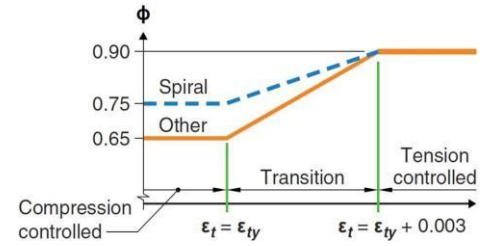


Fig. R21.2.2(b). Variación de Φ con la deformación unitaria neta a tracción en el acero extremo a tracción ε_t . ACI 318-19.

Momento último

$$M_u = \phi * M_n$$

Resistencia requerida

Resistencia de diseño

$$M_u \leq \phi M_n$$

Verificación de equilibrio:

$$C_c = 0.85 * f'_c * a * b_w \rightarrow \text{Fuerza de compresión}$$

$$T = A_s * f_y \rightarrow \text{Fuerza de tracción}$$

$$T = C_c$$

4.5.10 Ejemplo de diseño de una viga simplemente armada

Diseñar la viga simplemente apoyada mostrada en la figura, con los siguientes datos:

Base, $b_w = 30 \text{ cm}$

Base, $h = 60 \text{ cm}$

Recubrimiento de diseño, $r = 5 \text{ cm}$

Longitud de la viga, $L_c = 6 \text{ m}$

Peso unitario del hormigón, $\gamma_c = 23,54 \text{ kN/m}^3$

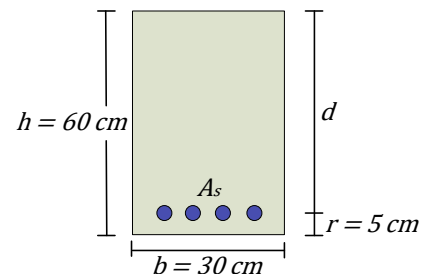
Resistencia a compresión del hormigón, $f'_c = 21 \text{ MPa}$

Tensión de fluencia del acero, $f_y = 420 \text{ MPa}$

Módulo de elasticidad de acero, $E_s = 210000 \text{ MPa}$

Carga permanente, $q_{D(2)} = 25 \text{ kN/m}$

Carga viva, $q_L = 18 \text{ kN/m}$



4.5.10.1 Análisis de cargas

- Peso propio:

$$q_{D(1)} = b_w * h * w_c$$

$$q_{D(1)} = 0,30 * 0,60 * 23,54$$

$$q_{D(1)} = 4,24 \text{ kN/m}$$

- Carga permanente:

$$q_{D(2)} = 25 \text{ kN/m}$$

Carga muerta:

$$q_D = q_{D(1)} + q_{D(2)}$$

$$q_D = 29,24 \text{ kN/m}$$

Carga viva:

$$q_L = 18 \text{ kN/m}$$

4.5.10.2 Combinaciones de cargas

Combinación de carga 1:

$$q_{U(1)} = 1,4 * q_D$$

$$q_{U(1)} = 1,4 * 29,24$$

$$q_{U(1)} = 40,93 \text{ kN/m}$$

Combinación de carga 2:

$$q_{U(2)} = 1,2 * q_D + 1,6 * q_L$$

$$q_{U(2)} = 1,2 * 29,24 + 1,6 * 18$$

$$q_{U(2)} = 63,88 \text{ kN/m}$$

Carga ultima de diseño:

$$q_U = 63,88 \text{ kN/m}$$

4.5.10.3 Momento ultimo de diseño

Momento máximo viga simplemente apoyada

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

$$M_u = \frac{63,88 * 6^2}{8}$$

$$M_u = 287,48 \text{ kN/m}$$

4.5.10.4 Cálculos preliminares

Factor que relaciona la profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro.

Tabla 36. Factor de relación equivalente

S.I.		
	$f'_c \text{ [kg/cm}^2\text{]}$	β_1
a	$17 \leq f'_c \leq 28$	0,85

b	$28 < f'_c < 55$	$0,85 - \frac{0,05 * (f'_c - 28)}{7}$
c	$f'_c \geq 55$	0,65

$$\beta_1 = 0,85$$

4.5.10.5 Refuerzo necesario para resistir el momento

$$\rho_{nec} = 0,85 * \frac{f'_c}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0,85 * f'_c * b_w * d^2}} \right)$$

Asumimo $\phi = 0,90$

$$\rho_{nec} = 0,85 * \frac{21}{420} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 287,48 * 1000000}{0,90 * 0,85 * 21 * (30 * 10) * (55 * 10)^2}} \right)$$

$$\rho_{nec} = 0,009426$$

Refuerzo necesario:

$$\rho = \frac{A_s}{b_w * d} \rightarrow A_{s(nec)} = \rho_{nec} * b_w * d$$

$$A_{s(nec)} = 0,009426 * 30 * 55$$

$$A_{s(nec)} = 15,55 \text{ cm}^2$$

Distribución del acero:

$$1 \phi 20 \rightarrow A_{s(20)} = 3,1416 \text{ cm}^2$$

$$N_{barras} = \frac{15,55}{3,1416} = 4,95 \text{ barras} \rightarrow \text{Adoptamos 5 barras } \phi 20$$

$$A_{s(real)} = 15,71 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento entre ejes de barras del refuerzo a tracción

Espaciamiento mínimo

Tamaño nominal máximo del agregado grueso:

$$d_{gg} = 3/4'' = 1,905 \text{ cm}$$

$$\text{máx} \begin{cases} 2,5 \text{ cm} \\ d_b = 2,0 \text{ cm} \\ \frac{4}{3} * d_{agg} = \frac{4}{3} * 1,905 = 2,54 \text{ cm} \end{cases}$$

$$s_{min} = 2,54 \text{ cm}$$

Espaciamiento máximo

Esfuerzo en el acero calculado para las cargas de servicio:

$$f_s = \frac{2}{3} * f_y = \frac{2}{3} * 420 = 280 \text{ MPa}$$

$$c_c = 2,5 \text{ cm}$$

$$\text{mín} \begin{cases} 38 * \frac{280}{f_s} - 2,5 * c_c = 31,75 \text{ cm} \\ 30 * \frac{280}{f_s} = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

$$s_{máx} = 30 \text{ cm}$$

Espaciamiento real entre ejes:

$$s_{real} = \frac{b_w - 2 * (c_c + d_{b(trans)}) - d_b}{N^{\circ}_{barras} - 1} \quad s_{real} = 5,43 \text{ cm} \rightarrow \text{Cumple}$$

$$s_{real} = \frac{30 - 2 * (2,5 + 0,635) - 2}{5 - 1} = 5,43 \text{ cm}$$

4.5.10.6 Cuantía mínima

Para la cuantía mínima adoptamos el valor mayor de:

$$\rho_{\min(1)} = 0,25 * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} = 0,25 * \frac{\sqrt{21}}{420} = 0,0027$$

$$\rho_{\min(2)} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

$$\rho_{\min} = 0,0033$$

Refuerzo mínimo:

$$A_{s(\min)} = \rho_{\min} * b_w * d$$

$$A_{s(\min)} = 0,0033 * 30 * 55$$

$$A_{s(\min)} = 5,50 \text{ cm}^2$$

4.5.10.7 Cuantía balanceada

$$\rho_{bal} = 0,85 * \beta_1 * \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{ty}} \right) * \left(\frac{f'_c}{f_y} \right)$$

$$\rho_{bal} = 0,85 * 0,85 * \left(\frac{0,003}{0,003 + 0,002} \right) * \left(\frac{21}{420} \right)$$

$$\rho_{bal} = 0,02168$$

Refuerzo balanceado

$$A_{s(bal)} = \rho_{bal} * b_w * d$$

$$A_{s(bal)} = 0,02168 * 30 * 55$$

$$A_{s(bal)} = 35,76 \text{ cm}^2$$

4.5.10.8 Cuantía máxima dúctil:

$$\rho_{dúctil} = 0,85 * \beta_1 * \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{ty}} \right) * \left(\frac{f'_c}{f_y} \right)$$

$$\rho_{dúctil} = 0,85 * 0,85 * \left(\frac{0,003}{0,003 + 0,005} \right) * \left(\frac{21}{420} \right)$$

$$\rho_{dúctil} = 0,01355$$

$$\frac{\rho_{dúctil}}{\rho_{(bal)}} = \frac{0,01355}{0,02168} = 0,625$$

$$\rho_{dúctil} = 0,625 * \rho_{bal}$$

Refuerzo dúctil:

$$A_{s(dúctil)} = \rho_{dúctil} * b_w * d$$

$$A_{s(ductil)} = 0,01355 * 30 * 55$$

$$A_{s(ductil)} = 22,35 \text{ cm}^2$$

4.5.10.9 Verificación de ductilidad

Verificación del porcentaje de la Cuantía necesaria en función de la cuantía balanceada:

$$\frac{\rho_{nec}}{\rho_{bal}} = \frac{0,009426}{0,02168} = 0,4348$$

$$\rho_{nec} = 0,435 * \rho_{bal} \rightarrow 43,45\% \text{ de } \rho_{bal}$$

Verificación del porcentaje de la cuantía real en función de la cuantía balanceada:

$$\rho_{real} = \frac{A_{s(real)}}{b_w * d} = \frac{15,71}{30 * 55} = 0,009521$$

$$\frac{\rho_{real}}{\rho_{bal}} = \frac{0,009521}{0,02168} = 0,4392$$

$$\rho_{real} = 0,439 * \rho_{bal} \rightarrow 43,9\% \text{ de } \rho_{bal}$$

4.5.10.10 Bloque de compresiones

Distancia máxima entre la fibra extrema en compresión al eje neutro

$$c = \frac{A_s * f_y}{0,85 * \beta_1 * f'_c * b_w}$$

$$c = \frac{15,71 * 420}{0,85 * 0,85 * 21 * 30}$$

$$c = 14,49 \text{ cm}$$

Profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos

$$a = \beta_1 * c$$

$$a = 0,85 * 14,49$$

$$a = 12,32 \text{ cm}$$

4.5.10.11 Momento nominal

Alternativa 1:

$$M_n = A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_n = 15,71 * \frac{420}{10} * \left(55 - \frac{12,32}{2}\right) * \frac{1}{100} = 322,21 \text{ kN} * \text{m}$$

Alternativa 2:

$$M_n = 0,85 * f'_c * a * b_w * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_n = 0,85 * \frac{21}{10} * 12,32 * 30 * \left(55 - \frac{12,32}{2}\right) * \frac{1}{100} = 322,21 \text{ kN} * m$$

Momento nominal:

$$M_n = 322,21 \text{ kN} * m$$

4.5.10.12 Deformación unitaria neta en tracción

Cuantía geométrica real:

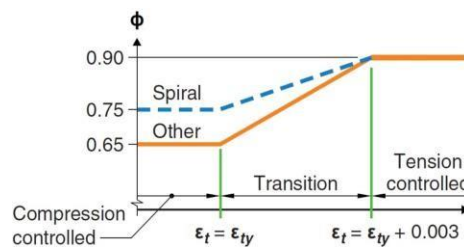
$$\rho_{real} = \frac{A_{s(real)}}{b_w * d} = \frac{15,71}{30 * 55} = 0,00952$$

Deformación unitaria neta en tracción en el acero longitudinal extremo den tracción ($d_{traccionado} = 55 \text{ cm}$):

$$1) \quad \varepsilon_t = \frac{\varepsilon_{cu} * (d - c)}{c} = \frac{0,003 * (55 - 14,49)}{14,49} = 0,00838$$

$$2) \quad \varepsilon_t = \frac{(\varepsilon_{ty} + \varepsilon_{cu})}{\frac{\rho}{\rho_{bal}}} - \varepsilon_{cu} = \frac{(0,002 + 0,003)}{\frac{0,00952}{0,02168}} - 0,003 = 0,00838$$

$$\varepsilon_t = 0,00838 \quad \rightarrow \quad \phi = 0,90$$



$$\varepsilon_t \geq (\varepsilon_{ty} + 0,003) \rightarrow \text{Controlada por tracción}$$

4.5.10.13 Momento último

Momento último resistente:

$$M_u = \phi * M_n$$

$$M_u = 0,90 * 322,21$$

$$M_u = 289,99 \text{ kN} * m$$

Verificación:

$$\text{Resistencia requerida} \quad M_u \leq \phi M_n \quad \text{Resistencia de diseño}$$

$$287,48 \text{ kN} * m \leq 289,99 \text{ kN} * m \quad \rightarrow \quad \text{Cumple}$$

Relación demanda capacidad:

$$\frac{M_u}{\phi * M_n} = \frac{287,48}{289,99} = 0,9913$$

4.5.10.14 Verificación de equilibrio:

Fuerza del refuerzo en tracción

$$T = A_s * f_y$$

$$T = 15,71 * 420/10$$

$$T = 659,73 \text{ kN}$$

Fuerza del hormigón en compresión:

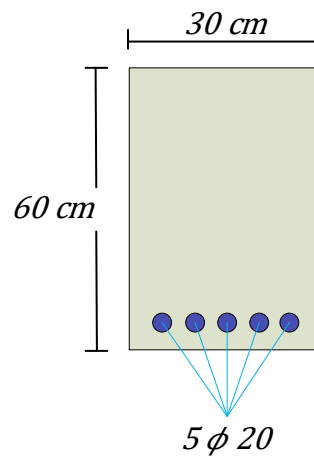
$$C_c = 0,85 * f'_c * a * b_w$$

$$C_c = 0,85 * 21/10 * 12,32 * 30$$

$$C_c = 659,73 \text{ kN}$$

$$T = C_c \quad \rightarrow \quad \text{Existe equilibrio}$$

4.5.10.15 Detalle de la armadura



CONCLUSIONES

- Como se plantea en los objetivos, se logró cumplir de manera satisfactoria con el diseño estructural de la Ampliación de la U.E. Bolivia.
- En la validación de datos realizada, la clasificación de suelos varia en algunos puntos al compararlos con los datos proporcionados por la alcaldía.

CLASIFICACION DE SUELOS		
	Alcaldía Municipal de Tarija	Validación de datos
Pozo 1	Suelo granular (Grava mal gradada con limo y arena - GM)	Suelo gravoso mal gradado, con presencia de arena y limo inorgánico. (SUCS: GP-GM)
Pozo 2	Suelo granular (grava limosa con arena - GM)	Suelo de grano fino (arena) bien gradado, con presencia de limo inorgánico y grava. (SUCS: SW-SM)
Pozo 3	Suelo granular (Grava limosa, mezcla de grava, arena y limo - GM)	Suelo gravoso mal gradado, con presencia de arena y limo inorgánico. (SUCS: GP-GM)

Tabla 37. Comparación de la clasificación de suelos

- En el estudio de suelos proporcionado por la alcaldía, el ensayo SPT al ser realizados en un suelo gravoso se hizo entre 3 a 4 golpes en los diferentes puntos de ensayo y sin penetración o avance del toma muestras, asumiendo que el terreno tiene la suficiente fuerza, resistencia como para rechazar la penetración del toma muestras. Es por este motivo que se tomó el valor de la resistencia admisible según su clasificación de suelos de la tabla indicada, y además teniendo como experiencia y referencia la construcción ya existente de la U.E. Bolivia. Es por eso que se tomó como dato el valor del esfuerzo admisible: $\sigma_{adm} = 1.50 \text{ kg/cm}^2$

Descripción de los suelos	Capacidad admisible $q_a \text{ (kg/cm}^2\text{) (Vertical)}$
Roca coherente	4.5
Gravas	3.0
Arcilla Seca	2.0 - 2.5
Arena Fina	1.0 - 1.5
Grava arcillosa	0.8 - 1.0
Arcilla húmeda	0.8 - 1.0
Arena bien gradada	0.4 - 0.6
Arcilla semiresistente	0.3 - 0.4
Arcilla blanda	0.2 - 0.3

Tabla 2.21: Capacidad admisible para diferentes tipos de suelos.
(Fuente: Ingeniería de cimentaciones "Braja M. Das" pag.182)

Tabla 38. Presiones portantes admisibles según el tipo de suelo

- En el diseño estructural se usó como herramienta los programas SAP200 y

ETABS para el análisis de cargas, la obtención de momentos máximos, y esfuerzos máximos y así poder diseñar los elementos estructurales más solicitados en la estructura.

- Para el diseño de la cubierta metálica (cercha) se utilizó la normativa AISI-LRFD96 (Perfiles Conformados en Frío).
- Para el diseño de hormigón armado se tomó como base del diseño la normativa Boliviana: **NB 1225001-2020** la cual tiene bástate similitud con la normativa Americana ACI 318-19 ya que la norma Boliviana fue realizada y corregida en base a la Norma Americana. Las diferencias que se pueden observar son en base a los materiales existente en el país, a la experiencia y funcionalidad de muchas estructuras, a los ensayos de laboratorios hechos en el país, lo cual demuestra algunos cambios en coeficiente y límites de restricciones lo cual permite aumentar o disminuir dichas restricciones.
- Es muy importante basarnos en un a normativa específica porque esto nos favorece en un diseño estructural más seguro y no incurrir en errores de carga, calculo, materiales, mano de obra, métodos constructivos, cambios climáticos, etc. Debido al sinnúmero de incertidumbres que se podrían presentar al momento de la construcción de una estructura y su funcionamiento durante su vida útil.
- La teoría de diseño del hormigón armado se basa en hipótesis para su diseño, los cuales son muy importantes para no incurrir en errores al momento de diseño:
 - Adherencia perfecta entre el acero y el hormigón.
 - Toda la tracción la resiste el acero.
 - Secciones planas permanecen planas después de la flexión, lo que implica deformaciones unitarias proporcionales a su distancia al eje neutro.
 - Una vez que el acero alcanza el esfuerzo de fluencia, es decir, $f_s = f_y$ el diagrama esfuerzo deformación del acero es completamente horizontal. **No existen esfuerzos en el acero mayores a f_y .**
 - La deformación unitaria última en el hormigón es de $\epsilon_{cu} = 0,003$ (Instante de falla).
- Es importante que para el cálculo de la armadura de la sección a flexión este sea controlado por tracción, para así poder controlar el tipo de falla (falla

dúctil).

- Colocar demasiado acero en un elemento estructural corre el riesgo de entrar en falla frágil (rotura explosiva del hormigón sin que el hierro alcance a fluir).
- Para el diseño estructural no se tomó en cuenta el sismo.
- para el análisis de precios unitarios se tiene que tener buenos cálculos métricos, tomando en cuenta cualquier detalle y especificaciones que se den para no incurrir en gastos imprevistos.
- Para la realización del cronograma de actividades es muy importante la experiencia en el campo constructivo y saber por ejemplo que actividades pueden empezar paralelamente o después de cuánto tiempo se pueden empezar a elaborar otras actividades dependientes de una anterior, como también conocer el rendimiento de la mano de obra para optimizar cuadrillas. Esta experiencia se va adquiriendo en la vida profesional.
- Un cronograma de actividades siempre tiene que estar sujeto a cambios por posibles imprevistos, por ejemplo: clima, paros, no disponibilidad de materiales, modificaciones en el diseño, falta de pagos, etc. De lo cual se tiene que tomar precauciones.
- En el aporte académico se pudo observar bastante similitud entre la norma Boliviana NB 1225001-2020 y la norma Americana ACI 318-19 y sus pequeñas diferencias se debe a la realidad constructiva que existe en nuestro país comparados con el país Norte Americano, sin embargo la norma Americana sigue siendo importante para muchas referencias constructivas, siendo así también referente de nuestra normativa (NB 1225001-2020) y de muchos países latinoamericanos.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda realizar otro estudio de suelos y análisis de la resistencia del suelo a la hora del emplazamiento del proyecto y si fuera posible con otra metodología a mayor profundidad.
- Se recomienda contratar mano de obra calificada y con experiencia para la construcción del proyecto.
- Se recomienda cumplir todos los puntos estipulados en la norma y especificaciones técnicas para la construcción, garantizando así la calidad y seguridad estructural del proyecto.
- Se debe verificar y cumplir el recubrimiento especificado al momento de vaciado de los elementos estructurales
- Prever la utilización de vibradora para el hormigonado de los diferentes elementos estructurales que así lo requieran.
- Optimizar el avance de obra verificando el cronograma de actividades.
- Los planos estructurales deben ser coherentes y precisos para evitar inconvenientes en el momento de la construcción.
- Importante verificar la forma de armado y colocado del acero de refuerzo y su cantidad, para así evitar elementos estructurales mal empalmados y con exceso de armadura.
- Al realizar los cálculos métricos, se tiene que tomar en cuenta a detalle los planos arquitectónicos y así lograr un mejor presupuesto.
- El cronograma de avance de obra tiene que llevarlo a cabo o ser guiado por un profesional experimentado.

