



UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL Y GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES

**Comparación de Tiempo y Costo entre el Hormigón
Tradicional y Elementos Prefabricados para edificios de
mediana altura en la ciudad de Cuenca.**

Trabajo de investigación previo a la obtención del título de:
INGENIERO CIVIL CON ÉNFASIS EN GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES

Autores:

BUSTAMANTE ALTAMIRANO GUSTAVO RICARDO
VASQUEZ ALVAREZ FRANCISCO DAVID

Director:

VLADIMIR EUGENIO CARRASCO CASTRO

CUENCA – ECUADOR.

2018

DEDICATORIA GUSTAVO BUSTAMANTE

A Dios.

Por haberme permitido llegar hasta aquí y haberme dado salud para lograr todos mis sueños y metas, además de su infinita bondad y amor.

A mi madre Janett

Por haberme apoyado en todo momento, por sus consejos, sus valores, por la motivación constante que me ha permitido ser una persona de bien, pero más que nada, por su amor.

A mi padre Gustavo

Por los ejemplos de perseverancia y constancia que lo caracterizan y que me ha infundado siempre, por el valor mostrado para salir adelante y por su amor.

Y para Andrea

Por todo el apoyo, amor y fuerzas para seguir y salir adelante como una compañera incondicional.

DEDICATORIA FRANCISCO VASQUEZ

A mi hijo Gael Nicolás, mi esposa Temis y padres Pablo y Emma por el apoyo, paciencia y por ser el pilar fundamental en todo lo que soy, en toda mi educación, tanto académica, como de la vida, por su incondicional apoyo en todo este tiempo.

Todo este trabajo ha sido posible gracias a ellos; y principalmente a Dios por ser la parte fundamental para no decaer.

AGRADECIMIENTO GUSTAVO Y FRANCISCO

Un agradecimiento muy especial para el Ing. Vladimir Carrasco por ser parte importante en la dirección y apoyo de este trabajo. Para los ingenieros Mercedes Lopez; Roberto Gamon y Jose Vazquez, por toda la ayuda, paciencia y enseñanza dada para la elaboración de este trabajo.

Un agradecimiento muy especial para las empresas Carrasco RFV Construcciones y a la Constructora B y A Cía. Ltda. Por la colaboración prestada para la elaboración de este trabajo.

ÍNDICE

CARÁTULA.....	i
DEDICATORIA GUSTAVO BUSTAMANTE.....	ii
DEDICATORIA FRANCISCO VASQUEZ.....	iii
AGRADECIMIENTO GUSTAVO Y FRANCISCO	iv
ÍNDICE	v
ÍNDICE DE TABLAS.....	viii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xii
ÍNDICE DE ANEXOS	xvi
RESUMEN.....	xvii
ABSTRACT	xviii
INTRODUCCIÓN.....	1
CAPITULO I	2
ANTECEDENTES, PROBLEMÁTICA Y OBJETIVOS	2
1.1 Antecedentes	2
1.1.1. Hormigón.	4
1.1.2. Prefabricados.....	4
1.2. Planteamiento del problema	6
1.3 Objetivos.....	7
1.3.1 Objetivo general	7

1.3.2	Objetivos específicos	8
CAPITULO II.....		9
MARCO TEÓRICO, MATERIALES Y MÉTODOS		9
2.1.	Marco Teórico.....	9
2.1.1	Hormigón Armado Tradicional	9
2.1.2	Prefabricados en Hormigón Pretensado.	9
2.2.	Metodología.....	10
2.2.1	Versión del programa y número de licencia.....	11
2.3.	Descripción de objetos de estudio	11
2.3.1	Datos generales de la estructura	11
2.3.2	Normas consideradas	11
2.3.3	Acciones consideradas	11
2.4.	Levantamiento de información de fuentes primarias	13
2.4.1	Hipótesis de carga	13
2.4.2	Estados límite.....	14
2.4.3	Situaciones de proyecto.....	14
2.4.4.	Datos geométricos de grupos y plantas	21
2.4.5.	Datos geométricos de columnas, tabiques y muros	21
2.4.6.	Dimensiones, coeficientes de empotramiento y coeficientes de pandeo para cada planta	25
2.4.7.	Listado de paños.....	27
2.4.8.	Losas y elementos de fundación	27

2.5. Materiales utilizados	27
2.5.1 Hormigones.....	27
2.5.2 Aceros por elemento y posición.....	27
2.6. Diseño y modelación de la edificación en hormigón armado.	28
2.6.1 Columnas	28
2.6.2 Vigas	56
2.6.2.1 DESCRIPCIÓN.....	56
2.6.2.2 RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES	57
2.6.2.3 COMPROBACIONES DE RESISTENCIA.....	58
2.6.2.4 COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN.....	145
2.7. Diseño y modelación de la edificación en elementos de hormigón pretensado	155
CAPÍTULO III.....	159
COSTOS, TIEMPO DE EJECUCION DE LA OBRA Y RESULTADOS.....	159
3.1. Cantidad y Costo del Hormigón Armado	159
3.1.1 Cantidades de obra en hormigón armado	159
3.1.2 Costo en Hormigón Armado	161
3.2. Cantidades y costo de obra en Prefabricados	162
3.2.1 Cantidades de obra en prefabricados.....	162
3.2.2 Costo en prefabricados.....	163
3.3. Tiempo de ejecución de la obra en base a cronogramas.....	165
3.3.1 Cronograma del Hormigón Armado	165

3.3.2	Cronograma prefabricados	166
3.4.	Resultados	167
3.4.1.	Resultados de Costos y Tiempo.....	167
3.4.2.	Resultados de Diseño.....	168
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		170
CONCLUSIONES.....		170
RECOMENDACIONES.....		171
BIBLIOGRAFÍA.....		172
ANEXOS		1

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Gravitatorias.....	11
Tabla 2.2 Hipótesis de carga	14
Tabla 2.3 Estados límite.....	14
Tabla 2.4 (ASCE/SEI 7-10).....	15
Tabla 2.5 [2 Lr] (ASCE/SEI 7-10)	15
Tabla 2.6 [2 S] (ASCE/SEI 7-10).....	15
Tabla 2.7 [3 Lr, L] (ASCE/SEI 7-10).....	16
Tabla 2.8 [3 S, L] (ASCE/SEI 7-10)	16
Tabla 2.9 [3 Lr, W] (ASCE/SEI 7-10)	16
Tabla 2.10 [3 S, W] (ASCE/SEI 7-10).....	16
Tabla 2.11 [4 Lr] (ASCE/SEI 7-10)	17
Tabla 2.12 [4 S] (ASCE/SEI 7-10).....	17
Tabla 2.13 [5] (ASCE/SEI 7-10).....	17
Tabla 2.14 [6] (ASCE/SEI 7-10).....	17
Tabla 2.15 [7] (ASCE/SEI 7-10).....	18
Tabla 2.16 Tensiones sobre el terreno acciones variables sin sismo	18
Tabla 2.17 Tensiones sobre el terreno sísmica	18
Tabla 2.18 Desplazamientos acciones variables sin sismo	18
Tabla 2.19 Desplazamientos sísmica.....	19
Tabla 2.20 E.L.U. de rotura. Hormigón. E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones.....	20
Tabla 2.21 Tensiones sobre el terreno. Desplazamientos	20
Tabla 2.22 Datos geométricos de grupos y plantas	21
Tabla 2.23 Datos de las columnas	21
Tabla 2.24 Dimensiones, coeficientes de empotramiento y coeficientes de pandeo para cada planta.....	25

Tabla 2.25 Tipos de losas consideradas.....	27
Tabla 2.26 Hormigones.....	27
Tabla 2.27 Aceros en barras.....	27
Tabla 2.28 Aceros en perfiles	28
Tabla 2.29 Datos del pilar.....	28
Tabla 2.30 Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento	40
Tabla 2.31 Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos	42
Tabla 2.32 Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos	47
Tabla 2.33 Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos	49
Tabla 2.34 Dirección y sentido de la acción sísmica.....	54
Tabla 2.35 Cortante de diseño para columnas	56
Tabla 2.36 Datos de la viga.....	56
Tabla 2.37 Comprobaciones de resistencia (ACI 318M-11).....	57
Tabla 2.38 Comprobaciones de fisuración.....	57
Tabla 2.39 Notación	58
Tabla 2.40 Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos	68
Tabla 2.41 Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos	70
Tabla 2.42 Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos	74
Tabla 2.43 Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos	75

Tabla 2.44 Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos	100
Tabla 2.45 Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos	102
Tabla 2.46 Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos	105
Tabla 2.47 Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos	107
Tabla 2.48 Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos	123
Tabla 2.49 Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos	125
Tabla 2.50 Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos	129
Tabla 2.51 Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos	130
Tabla 2.52 Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón	146
Tabla 2.53 Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón	147
Tabla 2.54 Flecha total a plazo infinito	149
Tabla 2.55 Flecha instantánea.....	149
Tabla 2.56 Mínima inercia de las calculadas para todas las posibles combinaciones características de las cargas aplicadas	150
Tabla 2.57 Combinación de las inercias definidas	151
Tabla 2.58 Suma de las flechas.....	153
Tabla 2.59 Intervalo de carga y combinación de acciones	153
Tabla 2.60 Diseño y modelación de la edificación en elementos de hormigón pretensado	155

Tabla 3.1 Cantidades de obra en hormigón armado	159
Tabla 3.2 Costo en Hormigón Armado	161
Tabla 3.3 Cantidades de obra en prefabricados.....	162
Tabla 3.4 Costo en prefabricados	164
Tabla 3.5 Cronograma del Hormigón Armado	165
Tabla 3.6 Cronograma prefabricados	166
Tabla 3.7 Resultados de Costos y Tiempo.....	168

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Direcciones de análisis.....	13
Figura 2.2 Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas).....	36
Figura 2.3 Diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón.	39
Figura 2.4 Diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas	39
Figura 2.5 Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento.....	40
Figura 2.6 Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos	41
Figura 2.7 Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas).....	43
Figura 2.8 Diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón	46
Figura 2.9 Diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas	46
Figura 2.10 Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos	47
Figura 2.11 Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos	49
Figura 2.12 Resistencia mínima a flexión de columnas	54
Figura 2.13 Cortante de diseño para columnas.....	55
Figura 2.14 Diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón	67
Figura 2.15 Diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas	67
Figura 2.16 Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos	68
Figura 2.17 Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos	69
Figura 2.18 Diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón	72

Figura 2.19 Diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas	73
Figura 2.20 Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos	73
Figura 2.21 Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos	75
Figura 2.22 Cortante de diseño para vigas. (ACI 318M-11)	89
Figura 2.23 Diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo	99
Figura 2.24 Diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas	99
Figura 2.25 Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos	100
Figura 2.26 Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos	101
Figura 2.27 Diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo	104
Figura 2.28 Diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas	104
Figura 2.29 Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos	105
Figura 2.30 Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos	106
Figura 2.31 Cortante de diseño para vigas	112
Figura 2.32 Diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo	122
Figura 2.33 Diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas	123
Figura 2.34 Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos	123

Figura 2.35 Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos	125
Figura 2.36 Diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo	127
Figura 2.37 Diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo	128
Figura 2.38 Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos	128
Figura 2.39 Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos	130
Figura 2.40 Cortante de diseño para vigas	144
Figura 2.41 Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón	146
Figura 2.42 Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón	147
Figura 2.43 Flecha total a plazo infinito.....	148

ÍNDICE DE ANEXOS

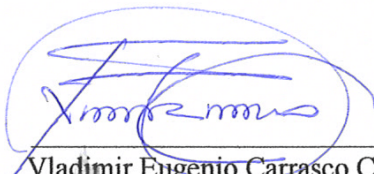
Anexo 1 Planos Arquitectónicos	1
Anexo 2 Planos Estructurales	2
Anexo 3 Cotizaciones	3

**“COMPARACIÓN DE TIEMPO Y COSTO ENTRE EL HORMIGÓN
TRADICIONAL Y ELEMENTOS PREFABRICADOS PARA EDIFICIOS
DE MEDIANA ALTURA EN LA CIUDAD DE CUENCA”**

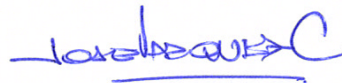
RESUMEN

El hormigón armado se utiliza en la ciudad de Cuenca; dado el avance tecnológico se ofertan otras soluciones constructivas. El presente trabajo realiza una comparación en base a una propuesta para edificios de mediana altura, contrastando tiempo y costo entre el hormigón armado tradicional y las estructuras prefabricadas en hormigón pretensado. La metodología es descriptiva y comparativa y sirvió de base para modelar las variantes constructivas. Mediante herramientas informáticas comerciales se consideró todas las combinaciones de cargas sísmicas y gravitatorias; además, con el apoyo de las constructoras ByA y Carrasco RFV Construcciones, se realizó la evaluación comparativa. Concluyendo que es mejor la tecnología con elementos prefabricados de hormigón pretensado, por dos valoraciones importantes: menos tiempo y menos costo.

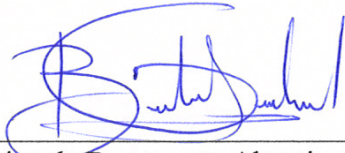
Palabras Clave: Material, construcción, hormigón, prefabricados, sismo.



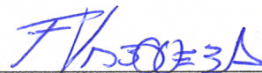
Vladimir Eugenio Carrasco Castro
Director del Trabajo de Titulación



José Fernando Vazquez Calero
Director de Escuela



Gustavo Ricardo Bustamante Altamirano
Autor



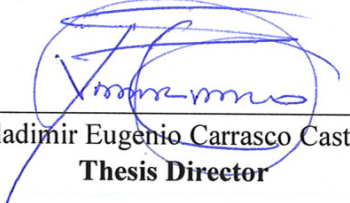
Francisco David Vasquez Alvarez
Autor

**“COMPARISON OF TIME AND COST BETWEEN TRADITIONAL
CONCRETE AND PREFABRICATED ELEMENTS FOR MID-RISE
BUILDINGS IN CUENCA”**

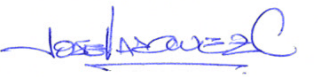
ABSTRACT

Reinforced concrete is used in Cuenca. However, given the technological advances, other constructive solutions are given. The present work made a comparison based on a proposal for medium height buildings contrasting time and cost between the traditional reinforced concrete and the prefabricated structures in pre-stressed concrete. The methodology was descriptive, comparative and served as the basis for modeling constructive variants. All the combinations of seismic and gravitational loads were considered by commercially available computer tools. The comparative evaluation was performed with the support of the construction companies “ByA” and “Carrasco RFV Construcciones”. It was concluded that the best option was prefabricated structures in pre-stressed concrete for two important factors: less time and less cost.

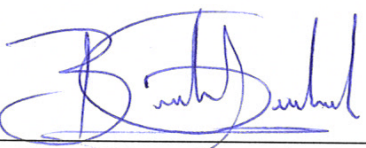
Keywords: Material, construction, concrete, prefabricated, earthquake.



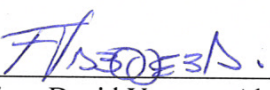
Vladimir Eugenio Carrasco Castro
Thesis Director



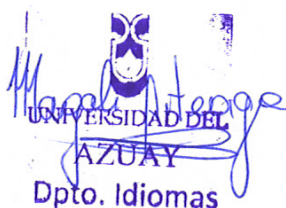
José Fernando Vazquez Calero
Faculty Director



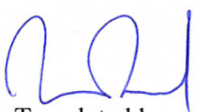
Gustavo Ricardo Bustamante Altamirano
Author



Francisco David Vasquez Alvarez
Author



UNIVERSIDAD DEL
AZUAY
Dpto. Idiomas



Translated by
Ing. Paul Arpi

INTRODUCCIÓN

Es indispensable que todas las áreas en las que se desenvuelve el ser humano tengan un desarrollo constante; pues la actualidad está llena de cambios en los cuales nuestro desenvolvimiento es primordial. De acuerdo al incremento de la población en las ciudades, se deben realizar análisis continuos para una mejor utilización de los recursos provenientes de la naturaleza y de la economía.

Son evidentes los cambios que se han presentado en el área de la construcción, estas modificaciones han tenido como finalidad renovar ciertas peculiaridades en beneficio a la misma. Una de las características más importantes que se intenta modernizar es la economía; ya que este busca la eficiencia de los recursos económicos. Los mismos que fueron afectados por aquellas características que requieren el arreglo o desarrollo en esta área.

Desde hace algún tiempo ya, se viene utilizando el hormigón armado o tradicional y elementos prefabricados de hormigón pretensado como materiales de construcción en nuestra ciudad, por lo que estos materiales serán brevemente analizados, con el objetivo comparar cuál de estas variantes estructurales es más conveniente para la construcción del EDIFICIO “URBANYTY”

Éste documento pretende desarrollar un diseño (estructural) del mismo, con sus respectivos planos estructurales, un pre dimensionamiento (geométrico) de las dos variantes estructurales, y los presupuestos respectivos (se adjuntan los análisis de precios más representativos), con lo que se llega a la conclusión del sistema constructivo más conveniente para éste caso.

CAPITULO I

ANTECEDENTES, PROBLEMÁTICA Y OBJETIVOS

1.1 Antecedentes

El Ecuador se encuentra dividido en 4 regiones que son Costa, Sierra, Amazonia e Insular. A nivel constructivo se diferencia desde sus inicios a la sierra y su construcción con adobe, y a la costa con su construcción en caña. El adobe es muy común por su facilidad y su bajo costo al construir, entre sus ventajas tiene el guardar calor, mantener ambiente fresco, resistir al fuego y regularizar la humedad. La caña guadua por su parte es un material liviano resistente y flexible, es barata, se encuentra fácilmente y se la puede trabajar con herramientas sencillas (Yépez David, 2012).

“En nuestro país la vivienda es un derecho garantizado en la Constitución Política del Estado (2008), pero su déficit para entonces pasó de 850.000 en el año 2000 a 1’430.000 en años posteriores, de un total de 3’000.00 de hogares aproximadamente que abarca una población de 14 millones de habitantes. La oferta de vivienda por parte de los sectores privado y semiprivado conformado por bancos, cooperativas, mutualistas, sociedades e instituciones financieras públicas destinaron la cantidad de 830 millones de dólares para el financiamiento de viviendas focalizadas a los niveles de clase media y alta, contribuyendo así a 30 mil soluciones habitacionales”. (Cedeño, 2015)

“Predomina la tendencia a utilizar el hormigón como material principal. El 80,7% de las edificaciones han proyectado construir sus cimientos con hormigón, el 94,4% tendría su estructura de hormigón y el 59,2% emplearía el hormigón armado para la cubierta o techo. En lo que hace relación a las paredes, el 61,5% de las edificaciones se construirán con bloque y el 36,4% con ladrillo”. (Cedeño, 2015)

En 2010, el Ecuador se recupera de una crisis generada por la necesidad de los ecuatorianos, para conseguir un bien inmueble, lo que llevó, colectivamente con el BIESS a generar un endeudamiento que no tenía tiempo de saldarlo. Además de que el aumento poblacional se ha incrementado considerablemente, y como consecuencia el crecimiento del déficit de vivienda. (Cedeño, 2015)

El Ecuador es un país donde la población es cada vez más grande, por lo que hay problemas relacionados con la vivienda de cada familia; consecuencia de esto, se ha incentivado la construcción de viviendas de interés social, el cual está dirigido por el

gobierno por medio de la banca pública y privada. Esto aumenta la posibilidad de que se construyan más viviendas de manera más económica para poder satisfacerla (Chang, 2017).

Realizar hogares con un precio de venta inferior al de los anteriores, tiene como objetivo general, reducir de manera considerable el déficit de viviendas existente en nuestro país, y de esta manera salir del proceso de crisis.

Resultado de este problema, nuestro país se pudo restablecer, ya que aumentaron en gran cantidad la compra de diferentes viviendas, mayormente de interés social. Lo que generó capital gracias a las compañías bancarias públicas y a su comodidad al pagar, lo que provocó que los ecuatorianos abran paso al endeudamiento para poder tener un bien. El BIESS determinó que el interés será de 9% para el plazo de una compra que se puede extender hasta 25 años. Esto respalda el 100% de la vivienda con una cantidad de USD \$100.000 máximo. Por otro lado, para la parte más social existen bonos de vivienda con una cantidad de USD \$60.000 máximo; de esta forma se estima que para el 2010 Ecuador se restablezca nuevamente (Cedeño, 2015).

“Para el 2015, el mercado de viviendas de interés social se encuentra en el mejor momento, los créditos que ofrece el BIESS son con financiamiento del 100% para casas de hasta \$70.000 a 25 años con el 6% de tasas de interés”. (Cárdenas J. X., 2014)

Con respecto a la ciudad de Cuenca, donde va a ser emplazado el proyecto, al inicio las edificaciones eran hechas en su mayoría de adobe y bahareque, con materiales de construcción como la madera y la teja. (Cordova, 2014)

En la actualidad, desde hace algunas décadas, vemos que en la mayoría de edificaciones son estructuras de hormigón armado y ladrillo, y en menor cantidad, pero de manera perceptible construcciones en acero estructura y elementos prefabricados de hormigón. (Cordova, 2014)

1.1.1. Hormigón.

El hormigón es utilizado alrededor del mundo por su bajo precio y por su durabilidad. Existen diferentes tipos de hormigón que sirven para diferentes necesidades de construcción como por ejemplo el pretensado, el postensado, el armado etc. El hormigón está principalmente constituido por cemento, agua, arena, y grava que le dan esa peculiaridad de poder moldearse de la forma que quieran para generar la construcción de edificaciones, puentes, canales, puertos, etc. Es además un material de gran consistencia y de gran capacidad para adaptarse, que se puede añadir diferentes tipos de aditivos en casos puntuales requirientes. (Gutierrez, 2003).

A principios del siglo XX el uso de este material crece de una manera muy rápida debido a algunos factores como son los avances químicos de la época, avances en la tecnología y la creación de nuevos métodos de transportación de materiales pesados tales como el hormigón. Y para finales de este mismo siglo, alcanzó su auge. (Gutierrez, 2003).

1.1.2. Prefabricados

En 1810, es cuando se inicia los sistemas prefabricados en Estados Unidos gracias al desarrollo de la conquista a su territorio y por el 1860 cuando las personas dejan su lugar de origen y se dirigen para la costa del pacífico. Esta problemática migratoria de aquella época, hizo que las personas tengan la necesidad de buscar un hogar rápidamente ya que la población empezó a aumentar (Carrión, 2001).

A causa del veloz incremento habitacional, que provocaron los sucesos antes mencionados, se vio la exigencia de empezar con las construcciones de vivienda para todos los pobladores. Ciertamente, con propósito de enmendar el requerimiento habitacional se acudió al uso de los bastos que se encontraron en el lugar (madera), y a nociones de pragmatismo, rapidez y eficacia producidos en la Revolución Industrial. La mezcla de las concepciones y materiales mencionados originaron lo que actualmente entendemos como Ballon Framing. (Carrión, 2001).

Lambot y la Maceta de Flores de Monier fueron considerados las primeras iniciaciones de prefabricación en Europa, aunque, originalmente las vigas de hormigón fueron las

primeras piezas optadas al soporte de carga efectuadas por la empresa Ed. Coignet en 1891. Tanto en Brooklyn como en Pennsylvania se reconoce que ya existía la fabricación de elementos como las placas de hormigón y forjados para edificaciones destinados a la construcción. En el año de 1906 surge el apareamiento de nuevas vigas que lograron transformarse en un gran triunfo (Burón, 2017).

Edison Portland Cement Co., empresa la cual en 1907 en vez de realizar la edificación en New Village, construyen y fabrican las piezas respectivas para la estructura procedente a ser un edificio industrial. Destacamos también que para esa misma fecha se pone en funcionamiento el sistema “Tilt-up”, proceso por el cual se hormigona sobre una superficie de manera horizontal paredes para posteriormente ser puestas de forma vertical (Burón, 2017).

Diversas edificaciones de varios pisos han implantado el método planteado por John E. Conzelman en la fecha de 1912, la cual es la elaboración de varias piezas para realizar hogares totalmente completos en hormigón armado. (Burón, 2017)

Luego de la Primera Guerra Mundial, llega la escasez de materiales y mano de obra, lo que encareció los costos de construcción, los constructores se preguntaban: ¿Por qué construir dos veces?, refiriéndose a la construcción en madera –de encofrados o formaleas- y la definitiva en hormigón. Este conflicto desarrolló un interés en el desarrollo de la prefabricación, siendo en ese entonces la elaboración de piezas de hormigón pre-tensado el medio que ayudo a reducir los costos de mano de obra (Cedeño, 2015).

“Obras de importancia con este método podemos mencionar: la nave industrial destinada al almacén de tubos de los Servicios Municipales de Obras de Subsuelo de Múnich –Alemania-, construida por la empresa Wayss & Freytag KG en 1926”. (Cedeño, 2015)

La firma Dyckerhoff & Widman KG realizó construcciones con placas nervadas de gran tamaño que fueron empleadas en cubiertas y forjados para soportar sobrecargas de tránsito hasta de 500 Kg/m². Estas placas tenían una sección tipo “T”. Con este método se construyeron naves y edificios con luces de hasta 10 m. Luego se produjo la Segunda Guerra Mundial, donde el diseño y el proceso constructivo fue realizado de manera

convencional, pero existieron dos factores importantes que impulsaron más la prefabricación en masa, siendo estos: el desarrollo de la grúa para trabajo pesado en camión con motor, y la rápida aceptación y desarrollo de técnicas y equipo para soldadura eléctrica (Nieto, 2014).

En Francia, comienza la industrialización de la construcción, cuando se observa la necesidad de solventar 250.000 viviendas por año luego de la guerra. (Nieto, 2014)

“La fábrica Montesson fue la primera en el mundo en ofrecer un sistema industrializado y recibió en 1952 un contrato para la construcción de 4.000 viviendas en paneles prefabricados con un plazo de dos años para la entrega total”. (Nieto, 2014)

En la actualidad, en países desarrollados, la prefabricación se elabora con cualquier tipo de material, siendo los más predominantes el hormigón post o pre-tensado, el acero y la madera; mostrándose como mayor presentador de construcciones prefabricadas el país de Japón. (Nieto, 2014)

1.2. Planteamiento del problema

La demanda de viviendas por el déficit habitacional, ha llevado a un grupo de profesionales de la construcción dejar de lado la tecnología y la calidad para dar espacio al mercado de bienes raíces, donde se vende todo lo que se construye, sea bueno, malo o pésimo; dejando la calidad y la seguridad como segundo plano (Navarrete, 2017).

Construcciones mal ejecutadas, sin cumplir indicaciones de los códigos vigentes en el país siguen realizándose con errores estructurales, códigos que son aceptados como recomendaciones en nuestro país, y no como ley. Como sucede en países vecinos tales errores son cubiertos con mortero en enlucidos y con acabados arquitectónicos, presentando el producto final como una vivienda de “buena calidad”, engañando a los próximos usuarios. (Navarrete, 2017)

Ya que la tecnología no mejora en el ámbito constructivo, y además se asume que la manera tradicional en la que se construía es correcta, “si en cincuenta años no ha sucedido nada con la casa, pues no se caerá nunca”, tal y como dicen los albañiles, quienes no tenían una educación técnica o un conocimiento avanzado, cabe recalcar que lo anteriormente

dicho es correcto ya que las construcciones elaboradas sin ningún resguardo por la calidad son las que menos han sufrido daños o algunas ni si quiera las han tenido, curiosamente no han sido probadas bajo cargas sísmicas, como ya sabemos nuestro país está ubicado en una franja de alta actividad sísmica, y en el instante en el que un sismo de altas magnitudes ocurra, nuestras construcciones o edificaciones simplemente no soportarán o simplemente colapsarán (como lo pasado en Manabí) (Navarrete, 2017).

Por otro lado, tampoco es que tengamos un avance tecnológico tradicional alto, teniendo en cuenta que las construcciones tradicionales son elaboradas con ladrillos o mortero sin tener una supervisión de la calidad del trabajo o solo cuentan con la experiencia del albañil, sin embargo, las personas aún prefieren contratar un albañil que un profesional ya que esto les genera beneficio económico. (Nieto, 2014)

Pero no se puede culpar a los usuarios de elegir siempre la construcción tradicional para edificar sus viviendas, el hecho de que no existan diversas opciones constructivas, obliga a las personas a seguir prefiriendo este tipo de construcción. Si bien existen sistemas combinados entre acero, tabiquería y madera, no son más que el resultado de experimentaciones empíricas para construir, que no generan confianza en la gente y además no respetan los códigos ni detalles constructivos. (Nieto, 2014)

Esto ha motivado que realice la presente investigación, para ofrecer un nuevo tipo de construcción, con un producto final de calidad, económico, confortable y sobre todo seguro, debido a que vivimos en un país sísmico, y debemos respetar códigos para evitar desastres a futuro. (Nieto, 2014)

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo general

- Comparar tiempo y costo entre el hormigón tradicional y elementos prefabricados para para la construcción del EDIFICIO “URBANYTY” de mediana altura en la ciudad de Cuenca.

1.3.2 Objetivos específicos

- Diseñar la estructura de las variantes de hormigón armado tradicional y prefabricado.
- Modelar la estructura de las variantes de hormigón armado tradicional y prefabricado.
- Evaluar los tiempos de ejecución de obra con los diferentes métodos constructivos desde su inicio hasta su término, en base a la elaboración de cronogramas.
- Determinar el costo de las dos variantes.

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO, MATERIALES Y MÉTODOS

2.1. Marco Teórico

2.1.1 Hormigón Armado Tradicional

El hormigón armado está conformado por cemento, arena, grava, agua y armadura de hierro y estos dos elementos llegan a formar un solo cuerpo. Esto significa que este material está compuesto por hormigón y acero que forman un conjunto para enfrentar las cargas a las que este elemento será sometido, el hormigón es el que cubre el esfuerzo de compresión y la armadura el de tracción y cortante ya que el hormigón es 10 veces menos resistentes a tracción (Hernández, 2017).

Frank Lloyd Wright dijo: “Los cordones de acero están allí para resistir la tracción, y el hormigón resiste a la compresión. Juntos los dos pueden resistir los esfuerzos de cualquier naturaleza”. (Hernández, 2017)

En nuestro medio y en general; alrededor del mundo, el hormigón armado ha sido uno de los materiales más usados en la construcción, pues presenta grandes ventajas constructivas si se encuentra correctamente puesto en obra.

2.1.2 Prefabricados en hormigón pretensado.

“La prefabricación de los elementos de una construcción constituye una fase de la industrialización, al no estar como ésta, asociada a los conceptos de organización del trabajo y de producción en serie. Un número cualquiera de unidades proyectadas y ejecutadas para un fin específico, se da simplemente prefabricado y no deberá ser considerado como producto industrial”. (Nieto, 2014)

En términos generales la prefabricación puede referirse a elementos más o menos aislados o conjuntos formados con unidades prefabricadas, nace de ello la terminología de “prefabricación parcial” o “prefabricación total” que indica el grado de utilización de los mismos y el de la libertad del proyectista limitándose ésta, en parte, en el caso de edificaciones construidas en serie (Nieto, 2014).

Son las piezas de hormigón armado que se montan o colocan en obra después del fraguado. Se distinguen en: Piezas fabricadas in situ; o piezas de fábrica.

“Una construcción prefabricada es aquella cuyas partes constitutivas son en su mayoría, ejecutadas en serie, en talleres con la precisión de los métodos industriales modernos, para formar un sistema constructivo que satisfaga las condiciones normales de resistencia, aspecto, habitabilidad, confort y duración en el mínimo gasto. Esta construcción por una serie de montajes precisos y detallados, debe poder ser edificada por una mano de obra corriente, rápidamente sin detenciones, retoques ni modificaciones, y se reducen al mínimo los trabajos de terminación”. (Cedeño, 2015)

Dentro de los diferentes conceptos emitidos se encuentran coincidencias como que la prefabricación es la fabricación previa de los componentes de una edificación y que ésta puede realizarse a pie de obra o en fábricas, esto quiere decir que los elementos prefabricados se desarrollan en un sitio, pero el armado final y el ensamblaje tienen lugar en otro, para lo cual se requiere transportar primero la materia prima al lugar en donde se fabricará los elementos y luego transportar éstos al sitio de la obra para su ensamblaje (Nieto, 2014).

2.2. Metodología

En el presente trabajo investigativo la metodología utilizada es descriptiva, y comparativa, donde se da el estudio del hormigón tradicional, en comparación con los elementos de construcción prefabricados de hormigón, en donde se podrá evaluar tiempo y costo entre estos dos tipos de variantes estructurales. Para la modelación del proyecto y planos arquitectónicos de EDIFICIO URBANITY, referente a la parte estructural ocupamos la herramienta virtual de CYPECAD, con la licencia de la Universidad del Azuay, obteniendo los esfuerzos.

El edificio se encuentra ubicado en una zona residencial comercial en las calles Av. del Batán y Unidad Nacional, en la parroquia El Batán de la ciudad de Cuenca, Ecuador con un área 2000 m² aproximadamente; el proyecto es un edificio de tres plantas altas más buhardilla con un diseño vanguardista que se envuelve en su entorno.

2.2.1 Versión del programa y número de licencia

Versión: 2016

Número de licencia: 118705

2.3. Descripción de objetos de estudio

2.3.1 Datos generales de la estructura

Proyecto: Urbanity

Archivo: tesis

2.3.2 Normas consideradas

Hormigón: ACI 318M-11

Aceros conformados: CTE DB SE-A

Aceros laminados y armados: CTE DB SE-A

Categoría de uso: General

2.3.3 Acciones consideradas

2.3.3.1 Gravitatorias

Tabla 2.1 Gravitatorias

Planta	S.C.U (t/m ²)	Cargas permanentes (t/m ²)
cubierta n+13.60	0.20	0.10
n+10.20	0.20	0.20
n+6.80	0.20	0.20
n+3.40	0.20	0.20
n+0.00	0.20	0.20
Fundación	0.00	0.00

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

2.3.3.2 Viento

Sin acción de viento

2.3.3.3 Sismo

Norma utilizada: NEC-SE-DS 2014

NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN

Peligro sísmico. Diseño sismo resistente.

Método de cálculo: Análisis modal espectral (NEC-SE-DS 2014, 6.2.2e)

Datos generales de sismo

Caracterización del emplazamiento

Zona sísmica (NEC-SE-DS 2014, 3.1.1): II

Región sísmica (NEC-SE-DS 2014, 3.3.1): Sierra, Esmeraldas y Galápagos

Tipo de suelo (NEC-SE-DS 2014, 3.2.1): B

Sistema estructural

R_x: Factor de reducción (X) (NEC-SE-DS 2014, Tabla 15 y 16)

R_x : 8.00

R_y: Factor de reducción (Y) (NEC-SE-DS 2014, Tabla 15 y 16)

R_y : 8.00

F_P: Coeficiente de regularidad en planta (NEC-SE-DS 2014, 5.2.3a)

F_P : 0.90

F_E: Coeficiente de regularidad en elevación (NEC-SE-DS 2014, 5.2.3b)

F_E : 0.90

Geometría en altura (NEC-SE-DS 2014, 5.2.3): Regular

Estimación del periodo fundamental de la estructura: Según norma

Sistema estructural (X) (NEC-SE-DS 2014, 6.3.3a): II

Sistema estructural (Y) (NEC-SE-DS 2014, 6.3.3a): II

h: Altura del edificio

h : 13.60 m

Importancia de la obra (NEC-SE-DS 2014, 4.1): Otras estructuras

Parámetros de cálculo

Número de modos de vibración que intervienen en el análisis: Según norma

Fracción de sobrecarga de uso	: <u>0.25</u>
Factor multiplicador del espectro	: <u>1.00</u>

Verificación de la condición de cortante basal: Según norma

No se realiza análisis de los efectos de 2º orden

Criterio de armado a aplicar por ductilidad: Ninguno

Factores reductores de la inercia (NEC-SE-DS 2014, 6.1.6 b)

Vigas: 0.5

Losas: 0.5

Columnas: 0.8

Tabiques: 0.6

Muros: 0.6

Muros de mampostería: 0.5

Direcciones de análisis

Acción sísmica según X

Acción sísmica según Y

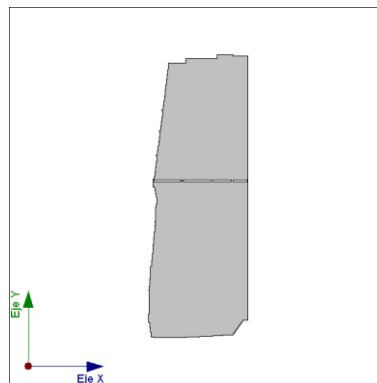


Figura 2.1 Direcciones de análisis.

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

Proyección en planta de la obra

2.4. Levantamiento de información de fuentes primarias

2.4.1 Hipótesis de carga

Tabla 2.2 Hipótesis de carga

Automáticas	Peso propio Cargas permanentes Sobrecarga de uso Sismo X Sismo Y
-------------	--

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

2.4.2 Estados límite

Tabla 2.3 Estados límite

E.L.U. de rotura. Hormigón	ACI 318M-11
E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones	ASCE 7
Tensiones sobre el terreno Desplazamientos	Acciones características

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

2.4.3 Situaciones de proyecto

Para las distintas situaciones de proyecto, las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo con los siguientes criterios:

- **Situaciones persistentes o transitorias**

- **Situaciones sísmicas**

- Donde:

G_k Acción permanente

P_k Acción de pretensado

Q_k Acción variable

A_E Acción sísmica

g_G Coeficiente parcial de seguridad de las acciones permanentes

g_P Coeficiente parcial de seguridad de la acción de pretensado

$g_{Q,1}$ Coeficiente parcial de seguridad de la acción variable principal

$g_{Q,i}$ Coeficiente parcial de seguridad de las acciones variables de acompañamiento

g_{AE} Coeficiente parcial de seguridad de la acción sísmica

2.4.3.1 Coeficientes parciales de seguridad y coeficientes de combinación

Para cada situación de proyecto y estado límite los coeficientes a utilizar serán:

E.L.U. de rotura. Hormigón: ACI 318M-11

E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones: ACI 318M-11

Tabla 2.4 (ASCE/SEI 7-10)

2.3.2 - [1] (ASCE/SEI 7-10)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.400	1.400
Sobrecarga (Q)		

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

Tabla 2.5 [2 Lr] (ASCE/SEI 7-10)

2.3.2 - [2 Lr] (ASCE/SEI 7-10)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	1.600

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

Tabla 2.6 [2 S] (ASCE/SEI 7-10)

2.3.2 - [2 S] (ASCE/SEI 7-10)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	1.600

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

Tabla 2.7 [3 Lr, L] (ASCE/SEI 7-10)

2.4.3.1 - [3 Lr, L] (ASCE/SEI 7-10)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	0.500

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

Tabla 2.8 [3 S, L] (ASCE/SEI 7-10)

2.4.3.1 - [3 S, L] (ASCE/SEI 7-10)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	0.500

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

Tabla 2.9 [3 Lr, W] (ASCE/SEI 7-10)

2.4.3.1 - [3 Lr, W] (ASCE/SEI 7-10)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)		

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

Tabla 2.10 [3 S, W] (ASCE/SEI 7-10)

2.4.3.1 - [3 S, W] (ASCE/SEI 7-10)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)		

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

Tabla 2.11 [4 Lr] (ASCE/SEI 7-10)

2.4.3.1 - [4 Lr] (ASCE/SEI 7-10)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	0.500

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

Tabla 2.12 [4 S] (ASCE/SEI 7-10)

2.4.3.1 - [4 S] (ASCE/SEI 7-10)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	0.500

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

Tabla 2.13 [5] (ASCE/SEI 7-10)

2.4.3.1 - [5] (ASCE/SEI 7-10)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	0.500
Sismo (E)	-1.000	1.000

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

Tabla 2.14 [6] (ASCE/SEI 7-10)

2.4.3.1 - [6] (ASCE/SEI 7-10)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	0.900	0.900
Sobrecarga (Q)		

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

Tabla 2.15 [7] (ASCE/SEI 7-10)

2.4.3.1 - [7] (ASCE/SEI 7-10)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	0.900	0.900
Sobrecarga (Q)		
Sismo (E)	-1.000	1.000

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

Tensiones sobre el terreno

Tabla 2.16 Tensiones sobre el terreno acciones variables sin sismo

Acciones variables sin sismo		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.000	1.000
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

Tabla 2.17 Tensiones sobre el terreno sísmica

Sísmica		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.000	1.000
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000
Sismo (E)	-1.000	1.000

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

Desplazamientos

Tabla 2.18 Desplazamientos acciones variables sin sismo

Acciones variables sin sismo		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.000	1.000
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

Tabla 2.19 Desplazamientos sísmica

Sísmica		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.000	1.000
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000
Sismo (E)	-1.000	1.000

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

2.4.3.2 Combinaciones

- **Nombres de las hipótesis**

PP Peso propio

CM Cargas permanentes

Qa Sobrecarga de uso

SX Sismo X

SY Sismo Y

- **E.L.U. de rotura. Hormigón**

- **E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones**

Tabla 2.20 E.L.U. de rotura. Hormigón. E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones

Comb.	PP	CM	Qa	SX	SY
1	1.400	1.400			
2	1.200	1.200			
3	1.200	1.200	1.600		
4	1.200	1.200		-1.000	
5	1.200	1.200	0.500	-1.000	
6	1.200	1.200		1.000	
7	1.200	1.200	0.500	1.000	
8	1.200	1.200			-1.000
9	1.200	1.200	0.500		-1.000
10	1.200	1.200			1.000
11	1.200	1.200	0.500		1.000
12	0.900	0.900			
13	0.900	0.900		-1.000	
14	0.900	0.900		1.000	
15	0.900	0.900			-1.000
16	0.900	0.900			1.000

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

■ **Tensiones sobre el terreno**

■ **Desplazamientos**

Tabla 2.21 Tensiones sobre el terreno. Desplazamientos

Comb.	PP	CM	Qa	SX	SY
1	1.000	1.000			
2	1.000	1.000	1.000		
3	1.000	1.000		-1.000	
4	1.000	1.000	1.000	-1.000	
5	1.000	1.000		1.000	
6	1.000	1.000	1.000	1.000	
7	1.000	1.000			-1.000
8	1.000	1.000	1.000		-1.000
9	1.000	1.000			1.000
10	1.000	1.000	1.000		1.000

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

2.4.4. Datos geométricos de grupos y plantas

Tabla 2.22 Datos geométricos de grupos y plantas

Grupo	Nombre del grupo	Planta	Nombre planta	Altura	Cota
5	cubierta n+13.60	5	cubierta n+13.60	3.40	13.60
4	n+10.20	4	n+10.20	3.40	10.20
3	n+6.80	3	n+6.80	3.40	6.80
2	n+3.40	2	n+3.40	3.40	3.40
1	n+0.00	1	n+0.00	2.00	0.00
0	Fundación				-2.00

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

2.4.5. Datos geométricos de columnas, tabiques y muros

2.6.2..1. Columnas

GI: grupo inicial

GF: grupo final

Ang: ángulo de la columna en grados sexagesimales

Tabla 2.23 Datos de las columnas

Referencia	Coord (P. Fijo)	GI-GF	Vinculación exterior	Ang .	Punto fijo	Altura de apoyo
A1	(-19.70,-22.75)	0-1	Con vinculación exterior	0.0	Esq. inf. izq.	0.30
A2	(-15.14,-22.67)	0-1	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
A3	(-9.90,-22.53)	0-1	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
A5	(-3.20,-22.32)	0-1	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
A7	(2.25,-21.89)	0-1	Con vinculación exterior	10.0	Centro	0.30
B1	(-20.49,-16.55)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Mitad izquierda	0.30
B2	(-14.57,-16.55)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30

Referencia	Coord (P. Fijo)	GI-GF	Vinculación exterior	Ang.	Punto fijo	Altura de apoyo
B3	(-9.90,-16.55)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
B5	(-3.20,-16.55)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
B7	(2.60,-16.55)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Mitad derecha	0.30
B8	(6.35,-16.55)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
C1	(-20.38,-10.05)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
C2	(-13.97,-10.05)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
C3	(-9.90,-10.05)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
C4	(-3.20,-10.05)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
C7	(2.60,-10.05)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Mitad derecha	0.30
C8	(6.35,-10.05)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
D1	(-19.82, -4.30)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
D2	(-13.43, -4.30)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
D3	(-9.90, -4.30)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
D4	(-3.20, -4.30)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
D7	(2.60, -4.30)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Mitad derecha	0.30
D8	(6.35, -4.30)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
E1	(-19.18, 2.20)	0-1	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
E2	(-12.82, 2.20)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
E3	(-9.90, 2.20)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
E4	(-3.25, 2.20)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30

Referencia	Coord (P. Fijo)	GI-GF	Vinculación exterior	Ang.	Punto fijo	Altura de apoyo
E7	(2.60, 2.20)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Mitad derecha	0.30
E8	(6.35, 2.20)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
F1	(-18.57, 8.45)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
F2	(-12.29, 8.45)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
F3	(-9.90, 8.45)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
F4	(-3.20, 8.45)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
F7	(2.60, 8.45)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Mitad derecha	0.30
F8	(6.35, 8.45)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
G1	(-18.03, 13.95)	0-1	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
G2	(-11.73, 13.95)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
G3	(-9.90, 13.95)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
G4	(-3.20, 13.95)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
G7	(2.60, 13.95)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Mitad derecha	0.30
G8	(6.35, 13.95)	0-1	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
H1	(-19.14, 19.45)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
H2	(-11.21, 19.45)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
H4	(-3.20, 19.45)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
H7	(2.60, 19.45)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Mitad derecha	0.30
H8	(6.35, 19.45)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
J1	(-19.07, 20.05)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30

Referencia	Coord (P. Fijo)	GI-GF	Vinculación exterior	Ang .	Punto fijo	Altura de apoyo
J2	(-11.71, 20.05)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
J4	(-3.20, 20.05)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
J7	(2.60, 20.05)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Mitad derecha	0.30
J8	(6.35, 20.05)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
K1	(-18.21, 26.55)	0-1	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
K3	(-9.90, 26.55)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
K4	(-3.20, 26.55)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
K7	(2.60, 26.55)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Mitad derecha	0.30
K8	(6.35, 26.55)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
L1	(-17.34, 33.23)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
L2	(-11.71, 33.23)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
L4	(-5.05, 33.23)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
L7	(2.60, 33.23)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Mitad derecha	0.30
L8	(6.35, 33.23)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
M1	(-16.61, 38.73)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
M2	(-10.87, 38.73)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
M4	(-5.05, 38.73)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
M7	(2.60, 38.73)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Mitad derecha	0.30
M8	(6.35, 38.73)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
N1	(-15.89, 44.23)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30

Referencia	Coord (P. Fijo)	GI-GF	Vinculación exterior	Ang.	Punto fijo	Altura de apoyo
N2	(-10.42, 44.23)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Mitad izquierda	0.30
N4	(-5.05, 44.23)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
N7	(2.60, 44.23)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Mitad derecha	0.30
N8	(6.35, 44.22)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
O7	(2.25, 52.51)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
O8	(6.35, 52.52)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
P1	(-15.16, 51.85)	0-2	Con vinculación exterior	- 10.0	Esq. sup. izq.	0.30
P2	(-9.25, 51.57)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Mitad izquierda	0.30
P4	(-5.05, 51.57)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
P8	(6.35, 51.57)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

2.4.6. Dimensiones, coeficientes de empotramiento y coeficientes de pandeo para cada planta

Tabla 2.24 Dimensiones, coeficientes de empotramiento y coeficientes de pandeo para cada planta

Columna	Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
			Cabeza	Pie	X	Y	
B7, B5, B3, B2, C7, C4, C3, C2, D7, D4,	5	70x50	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
	4	70x50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	3	70x50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	2	70x50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

Columna	Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axial
			Cabeza	Pie	X	Y	
D3, D2, E7, E4, E3, E2, F7, F4, F3, F2, G7, G4, G3, G2, H4, H2, H7, J7, J4, J2, K7, K4, K3, L7, L4, L2, M7, M4, M2, N7, N4, N2, O7, P4, P2	1	70x50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
B8, C8, D8, E8, F8, H8, J8, K8, L8, M8, N8, P8, O8, B1, C1, P1, N1, M1, L1, J1, H1, F1, D1	2	50x50	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
	1	50x50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
G8, A7, A5, A3, A2, K1, G1, E1, A1	1	50x50	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

2.4.7. Listado de paños

Tabla 2.25 Tipos de losas consideradas

Nombre	Descripción
Vigueta	LOSA DE VIGUETAS IN SITU Altura de bovedilla: 20 cm Espesor capa compresión: 5 cm Intereje: 70 cm Ancho del nervio: 10 cm Ancho de la base: 14 cm Bovedilla: Tee Peso propio: 0.364 t/m ²

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

2.4.8. Losas y elementos de fundación

-Tensión admisible en situaciones persistentes: 2.00 kg/cm²

-Tensión admisible en situaciones accidentales: 2.00 kg/cm²

2.5. Materiales utilizados

2.5.1 Hormigones

Tabla 2.26 Hormigones

Elemento	Hormigón	f_{ck} (kg/cm ²)	g_c	Tamaño máximo del árido (mm)	E_c (kg/cm ²)
Todos	f'c=350	350	1.00	15	234857

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

2.5.2 Aceros por elemento y posición

2.5.2.1. Aceros en barras

Tabla 2.27 Aceros en barras

Elemento	Acero	f_{yk} (kg/cm ²)	g_s
Todos	Grado 60 (Latinoamérica)	4200	1.00

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

2.5.2.2. Aceros en perfiles

Tabla 2.28 Aceros en perfiles

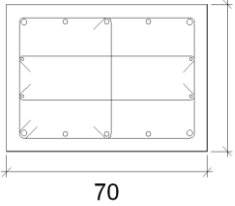
Tipo de acero para perfiles	Acero	Límite elástico (kg/cm ²)	Módulo de elasticidad (kg/cm ²)
Acero conformado	S235	2396	2140673
Acero laminado	S275	3503	2140673

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

2.6. Diseño y modelación de la edificación en hormigón armado.

2.6.1 Columnas

Tabla 2.29 Datos del pilar

Datos del pilar			
	Geometría		
	Dimensiones	: 70x50 cm	
	Tramo	: -2.000/0.000 m	
	Altura libre	: 1.60 m	
	Recubrimiento geométrico	: 4.0 cm	
	Tamaño máximo de agregado	: 15 mm	
	Materiales		Longitud de pandeo
	Hormigón : f'c=350	Plano ZX : 1.60 m	
	Acero : Grado 60 (Latinoamérica)	Plano ZY : 1.60 m	
	Armadura longitudinal		Armadura transversal
	Esquina : 4Ø22	Estribos : 1eØ10+X2rØ10+Y	
	Cara X : 6Ø18	1rØ10	
	Cara Y : 4Ø12	Separación : 5 - 6 cm	
	Cuantía : 1.00 %		

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

Disposiciones relativas a las armaduras (ACI 318M-11, Artículos 7.6 y 7.10)**Armadura longitudinal**

En elementos a compresión reforzados con espirales o estribos, la distancia libre entre barras longitudinales no debe ser menor de $s_{l, \min}$ (Artículo 7.6.3):

$$109 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{l, \min}$: Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{l, \min} : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{33} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra más gruesa.

$$d_b : \underline{22.0} \text{ mm}$$

d_{ag} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$d_{ag} : \underline{15} \text{ mm}$$

Estribos

En elementos a compresión reforzados con espirales o estribos, la distancia libre entre refuerzos transversales no debe ser menor de $s_{t, \min}$ (Artículo 7.6.3):

$$50 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{t, \min}$: Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{t, \min} : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{15} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$d_{b,t}$: 10.0 mm

d_{ag} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

d_{ag} : 15 mm

El espaciamiento vertical de los estribos no debe exceder $s_{t,max}$ (Artículo 7.10.5.2):

$$50 \text{ mm} \leq 192 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{t,max}$: Valor mínimo de s_1 , s_2 , s_3 .

$s_{t,max}$: 192 mm

s_1 : 192 mm

s_2 : 480 mm

s_3 : 500 mm

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

d_b : 12.0 mm

$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal.

$d_{b,t}$: 10.0 mm

b_{min} : Menor dimensión del elemento sometido a compresión.

b_{min} : 500 mm

Todas las barras no preesforzadas deben estar confinadas por medio de estribos transversales de por lo menos diámetro No. 10, para barras longitudinales No. 32 o menores; y diámetro No. 13 como mínimo, para barras longitudinales No. 36, No. 43 y No. 57 y paquetes de barras (Artículo 7.10.5.1):

$$\varnothing 10 \geq \text{No. 10} \quad \checkmark$$

Donde:

d_b : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

d_b : $\varnothing 22$

$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal.

$d_{b,t}$: $\varnothing 10$

Armadura mínima y máxima (ACI 318M-11, Artículo 10.9.1)

El área de refuerzo longitudinal, A_{st} , para elementos no compuestos a compresión no debe ser menor que $0.01 \cdot A_g$ ni mayor que $0.08 \cdot A_g$ (Artículo 10.9.1):

$$35.00 \text{ cm}^2 \geq 35.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$35.00 \text{ cm}^2 \leq 350.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{3500.00} \text{ cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (ACI 318M-11, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$h : \underline{0.008} \quad \checkmark$$

Donde:

V_u : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,x} : \underline{0.357} \text{ t}$$

$$V_{u,y} : \underline{0.015} \text{ t}$$

$f \cdot V_n$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$f \cdot V_{n,x} : \underline{42.719} \text{ t}$$

$$f \cdot V_{n,y} : \underline{44.787} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '1.3 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n : \underline{56.959} \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

Cuando M_m es negativo, V_c debe calcularse por medio de la ecuación:

$$V_c : \underline{56.959} \text{ t}$$

$$([\text{MPa}] N_u/A_g \text{ y } f'_c)$$

Donde:

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{350.00} \text{ kg/cm}^2$$

Siendo:

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{500} \text{ mm}$$

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

$$d : \underline{529} \text{ mm}$$

$$M_m : \underline{-43.383} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_u : Momento mayorado en la sección.

$$M_u : \underline{0.257} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_u : Carga axial mayorada normal a la sección transversal.

$$N_u : \underline{153.763} \text{ t}$$

h : Altura de un elemento.

$$h : \underline{700.00} \text{ mm}$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{3500.00} \text{ cm}^2$$

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n : \underline{59.716} \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

Cuando M_m es negativo, V_c debe calcularse por medio de la ecuación:

$$V_c : \underline{59.716} \text{ t}$$

$$([\text{MPa}] N_u/A_g \text{ y } f'_c)$$

Donde:

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{350.00} \text{ kg/cm}^2$$

Siendo:

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{700} \text{ mm}$$

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

$$d : \underline{397} \text{ mm}$$

$$M_m : \underline{-30.755} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_u : Momento mayorado en la sección.

$$M_u : \underline{-0.065} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_u : Carga axial mayorada normal a la sección transversal.

$$N_u : \underline{153.763} \text{ t}$$

h : Altura de un elemento.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{3500.00} \text{ cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (ACI 318M-11, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$h : \underline{0.091} \quad \checkmark$$

Donde:

V_u : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,x} : \underline{3.347} \text{ t}$$

$$V_{u,y} : \underline{0.062} \text{ t}$$

$f \cdot V_n$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$f \cdot V_{n,x} : \underline{36.798} \text{ t}$$

$$f \cdot V_{n,y} : \underline{38.579} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo p_s se producen en '1.3 m', para la combinación de hipótesis "0.9·PP+0.9·CM-SX".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n : \underline{49.064} \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

Cuando M_m es negativo, V_c debe calcularse por medio de la ecuación:

$$V_c : \underline{49.064} \text{ t}$$

$$([MPa] N_u / A_g \text{ y } f'_c)$$

Donde:

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{350.00} \text{ kg/cm}^2$$

Siendo:

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{500} \text{ mm}$$

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

$$d : \underline{529} \text{ mm}$$

$$M_m : \underline{-16.372} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_u : Momento mayorado en la sección.

$$M_u : \underline{-7.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_u : Carga axial mayorada normal a la sección transversal.

$$N_u : \underline{82.351} \text{ t}$$

h : Altura de un elemento.

$$h : \underline{700.00} \text{ mm}$$

A_g: Área total de la sección de hormigón.

$$\mathbf{A_g : 3500.00 \text{ cm}^2}$$

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$\mathbf{V_n : 51.439 \text{ t}}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

Cuando M_m es negativo, V_c debe calcularse por medio de la ecuación:

$$\mathbf{V_c : 51.439 \text{ t}}$$

$$([\text{MPa}] N_u / A_g \text{ y } f'_c)$$

Donde:

f'_c: Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$\mathbf{f'_c : 350.00 \text{ kg/cm}^2}$$

Siendo:

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$\mathbf{b_w : 700 \text{ mm}}$$

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

$$\mathbf{d : 397 \text{ mm}}$$

$$\mathbf{M_m : -16.302 \text{ t}\cdot\text{m}}$$

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección.

$$\mathbf{M_u : -0.205 \text{ t}\cdot\text{m}}$$

N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal.

$$\mathbf{N_u : 82.351 \text{ t}}$$

h: Altura de un elemento. **h :** 500.00 mm
A_g: Área total de la sección de hormigón. **A_g :** 3500.00 cm²

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (ACI 318M-11, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa".

Se debe satisfacer:

h : 0.281 ✓

155.443 t ≤ 444.003 t ✓

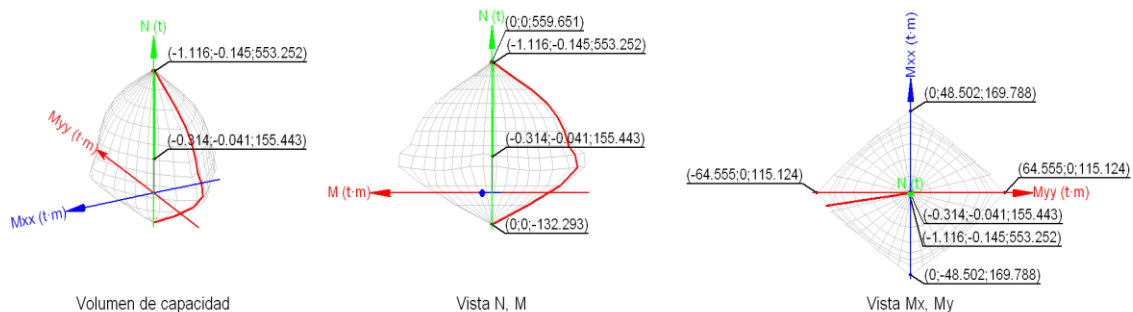


Figura 2.2 Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

Comprobación de resistencia de la sección (h₁)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo.

M_u: Momento de cálculo de primer orden.

P_u : 155.443 t
M_{u,x} : -0.041 t·m
M_{u,y} : -0.314 t·m

f·P_n, f·M_n son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

f·P_n: Axil de agotamiento.

$$\mathbf{f \cdot P_n} : \underline{553.252} \text{ t}$$

f·M_n: Momentos de agotamiento.

$$\mathbf{f \cdot M_{n,x}} : \underline{-0.145} \text{ t \cdot m}$$

$$\mathbf{f \cdot M_{n,y}} : \underline{-1.116} \text{ t \cdot m}$$

Comprobación del estado límite de inestabilidad**En el eje x:**

Se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$11.1 \leq 22.0 \quad \checkmark$$

Donde:

kl_u: Longitud efectiva.

$$\mathbf{kl_u} : \underline{1.600} \text{ m}$$

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión.

$$\mathbf{r} : \underline{14.43} \text{ cm}$$

En el eje y:

Se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$7.9 \leq 22.0 \quad \checkmark$$

Donde:

kl_u: Longitud efectiva.

$$\mathbf{kl_u} : \underline{1.600} \text{ m}$$

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión.

$$\mathbf{r} : \underline{20.21} \text{ cm}$$

Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada P_u de elementos en compresión no debe tomarse mayor que f·P_{n,max} (Artículo 10.3.6).

$$\mathbf{f \cdot P_{n,max}} : \underline{444.003} \text{ t}$$

Siendo:

f'_c: Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$\mathbf{f'_c} : \underline{350.00} \text{ kg/cm}^2$$

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$$\mathbf{f_y} : \underline{4200.00} \text{ kg/cm}^2$$

A_g: Área total de la sección de hormigón.

$$\mathbf{A_g} : \underline{3500.00} \text{ cm}^2$$

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

A_{st} : 35.00 cm²

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- (a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- (b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- (c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.
- (d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- (e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- (f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

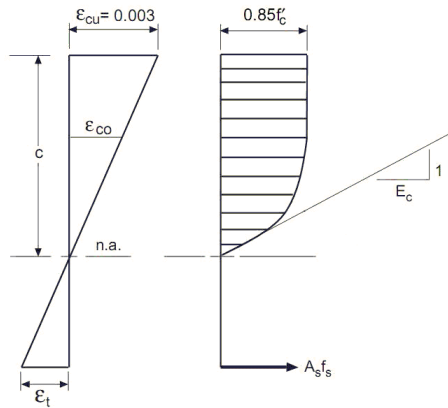


Figura 2.3 Diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón.

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

f'_c : 350.00 kg/cm²

ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

ϵ_{cu} : 0.0030

ϵ_{co} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

ϵ_{co} : 0.0020

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.

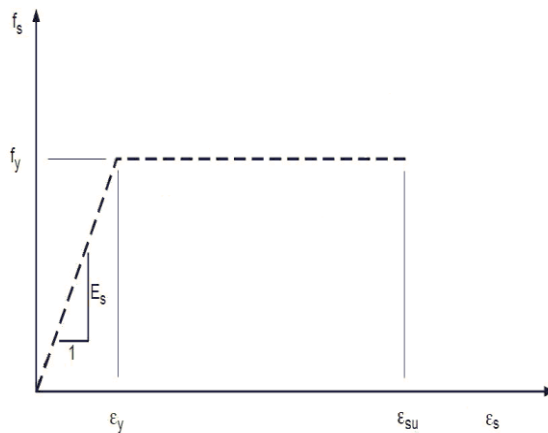


Figura 2.4 Diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 4200.00 kg/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:

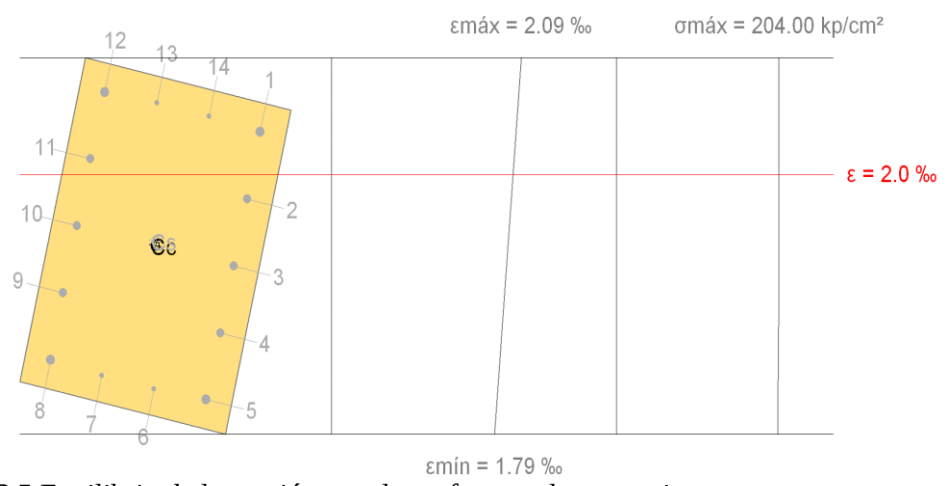


Figura 2.5 Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento
Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

Tabla 2.30 Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kg/cm ²)	ϵ
1	Ø22	-289.00	189.00	+4146.14	+0.002033
2	Ø18	-144.50	191.00	+4037.95	+0.001980
3	Ø18	0.00	191.00	+3930.09	+0.001927
4	Ø18	144.50	191.00	+3822.24	+0.001875
5	Ø22	289.00	189.00	+3714.72	+0.001822
6	Ø12	294.00	63.00	+3732.36	+0.001830
7	Ø12	294.00	-63.00	+3753.73	+0.001841
8	Ø22	289.00	-189.00	+3778.84	+0.001853
9	Ø18	144.50	-191.00	+3887.04	+0.001906
10	Ø18	0.00	-191.00	+3994.89	+0.001959
11	Ø18	-144.50	-191.00	+4102.75	+0.002012
12	Ø22	-289.00	-189.00	+4200.00	+0.002065
13	Ø12	-294.00	-63.00	+4192.62	+0.002056
14	Ø12	-294.00	63.00	+4171.25	+0.002046
	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)		
Cc	712.517	-0.46	-0.06		
Cs	138.640	-10.00	-1.31		
T	0.000	0.00	0.00		

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

$P_n : 851.157 \text{ t}$

$M_{n,x} : -0.224 \text{ t}\cdot\text{m}$

$M_{n,y} : -1.717 \text{ t}\cdot\text{m}$

Dónde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.	$C_c : 712.517 \text{ t}$
C_s : Resultante de compresiones en el acero.	$C_s : 138.640 \text{ t}$
T : Resultante de tracciones en el acero.	$T : 0.000 \text{ t}$
e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x} : -0.46 \text{ mm}$
	$e_{cc,y} : -0.06 \text{ mm}$
e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x} : -10.00 \text{ mm}$
	$e_{cs,y} : -1.31 \text{ mm}$
e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_T : 0.00 \text{ mm}$
e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	$e_{cmax} : 0.0021$
e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.	$e_{smax} : 0.0000$
s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	$s_{cmax} : 204.00 \text{ kg/cm}^2$
s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.	$s_{smax} : 0.00 \text{ kg/cm}^2$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:

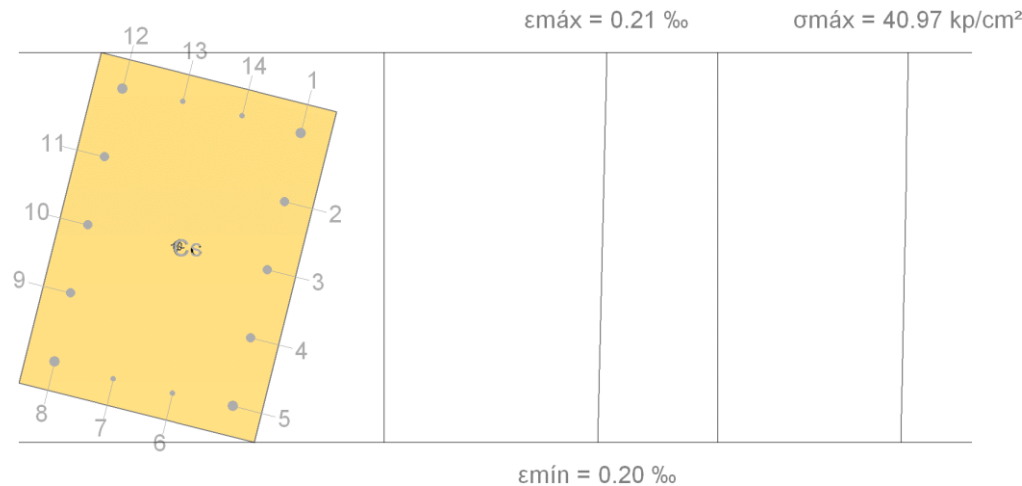


Figura 2.6 Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos
Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

Tabla 2.31 Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kg/cm ²)	ϵ
1	Ø22	-289.00	189.00	+428.73	+0.000210
2	Ø18	-144.50	191.00	+425.64	+0.000209
3	Ø18	0.00	191.00	+422.55	+0.000207
4	Ø18	144.50	191.00	+419.47	+0.000206
5	Ø22	289.00	189.00	+416.39	+0.000204
6	Ø12	294.00	63.00	+416.96	+0.000204
7	Ø12	294.00	-63.00	+417.63	+0.000205
8	Ø22	289.00	-189.00	+418.41	+0.000205
9	Ø18	144.50	-191.00	+421.50	+0.000207
10	Ø18	0.00	-191.00	+424.59	+0.000208
11	Ø18	-144.50	-191.00	+427.67	+0.000210
12	Ø22	-289.00	-189.00	+430.75	+0.000211
13	Ø12	-294.00	-63.00	+430.18	+0.000211
14	Ø12	-294.00	63.00	+429.51	+0.000211
	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)		
Cc	140.619	-1.95	-0.25		
Cs	14.824	-2.70	-0.40		
T	0.000	0.00	0.00		

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

$$P_u : 155.443 \text{ t}$$

$$M_{u,x} : -0.041 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : -0.314 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Dónde:

Cc: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : 140.619 \text{ t}$$

Cs: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : 14.824 \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : 0.000 \text{ t}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$: <u>-1.95</u> mm
	$e_{cc,y}$: <u>-0.25</u> mm
e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$: <u>-2.70</u> mm
	$e_{cs,y}$: <u>-0.40</u> mm
e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	e_T : <u>0.00</u> mm
e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	e_{cmax} : <u>0.0002</u>
e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.	e_{smax} : <u>0.0000</u>
s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	s_{cmax} : <u>40.97</u> kg/cm ²
s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.	s_{smax} : <u>0.00</u> kg/cm ²

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (ACI 318M-11, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa-SX".

Se debe satisfacer:

$$h : \underline{0.324} \quad \checkmark$$

$$125.455 \text{ t} \leq 444.003 \text{ t} \quad \checkmark$$

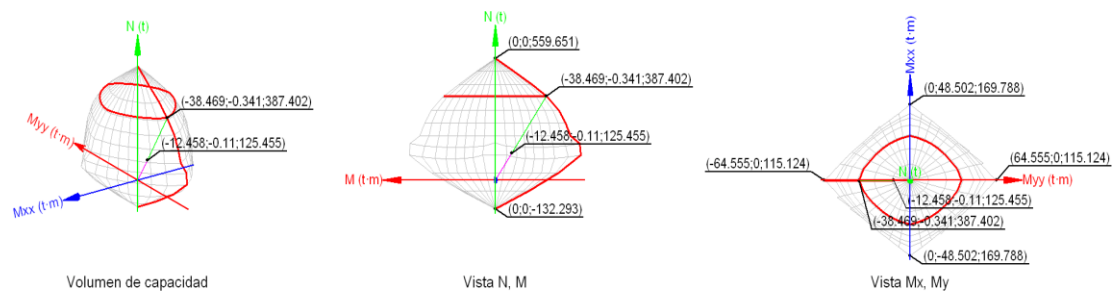


Figura 2.7 Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas)

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$$P_u : \underline{125.455 \text{ t}}$$

$$M_{u,x} : \underline{-0.110 \text{ t}\cdot\text{m}}$$

$$M_{u,y} : \underline{-12.458 \text{ t}\cdot\text{m}}$$

$f \cdot P_n, f \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$f \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$f \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$f \cdot P_n : \underline{387.402 \text{ t}}$$

$$f \cdot M_{n,x} : \underline{-0.341 \text{ t}\cdot\text{m}}$$

$$f \cdot M_{n,y} : \underline{-38.469 \text{ t}\cdot\text{m}}$$

Comprobación del estado límite de inestabilidad**En el eje x:**

Se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$11.1 \leq 22.0 \quad \checkmark$$

Dónde:

kl_u : Longitud efectiva.

r : Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión.

$$kl_u : \underline{1.600 \text{ m}}$$

$$r : \underline{14.43 \text{ cm}}$$

En el eje y:

Se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$7.9 \leq 22.0 \quad \checkmark$$

Dónde:

kl_u : Longitud efectiva.

r : Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión.

$$kl_u : \underline{1.600 \text{ m}}$$

$$r : \underline{20.21 \text{ cm}}$$

Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada P_u de elementos en compresión no debe tomarse mayor que $f \cdot P_{n,max}$ (Artículo 10.3.6).

$$f \cdot P_{n,max} : \underline{444.003 \text{ t}}$$

Siendo:

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.	$f'_c : \underline{350.00} \text{ kg/cm}^2$
f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.	$f_y : \underline{4200.00} \text{ kg/cm}^2$
A_g : Área total de la sección de hormigón.	$A_g : \underline{3500.00} \text{ cm}^2$
A_{st} : Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado.	$A_{st} : \underline{35.00} \text{ cm}^2$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- (a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- (b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- (c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.
- (d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- (e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- (f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

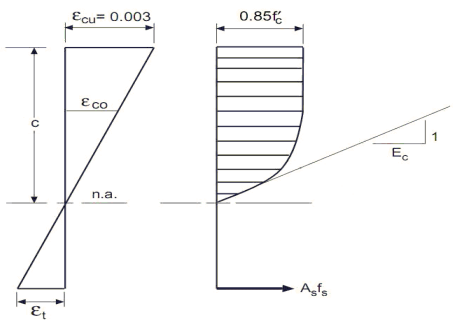


Figura 2.8 Diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

f'_c : 350.00 kg/cm²

ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

ϵ_{cu} : 0.0030

ϵ_{c0} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

ϵ_{c0} : 0.0020

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.

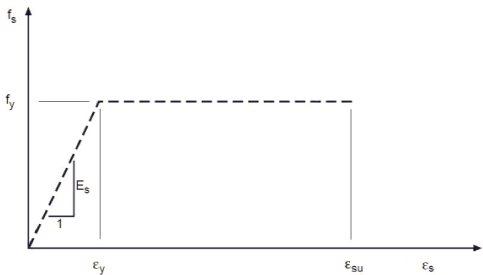


Figura 2.9 Diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 4200.00 kg/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:

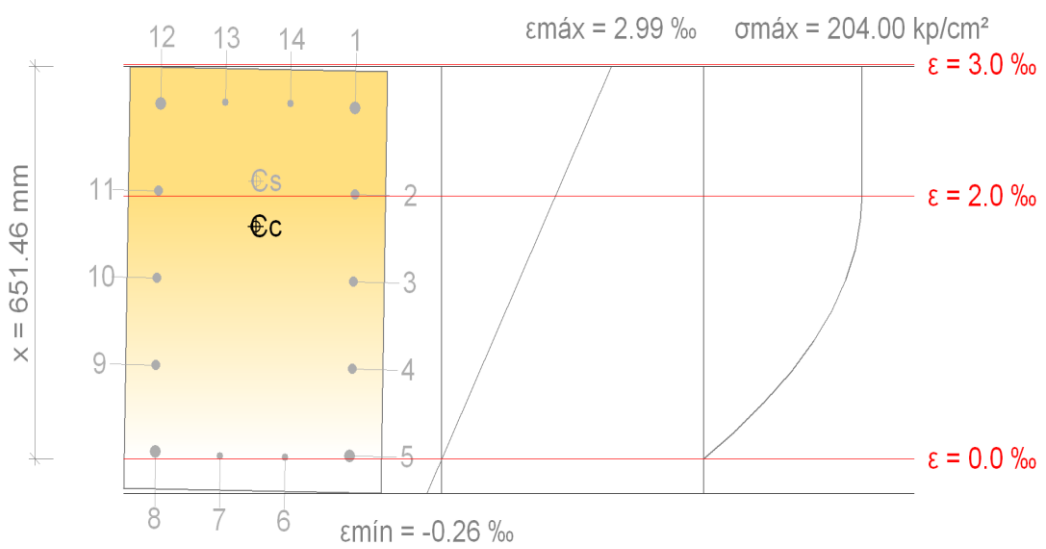


Figura 2.10 Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos
Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

Tabla 2.32 Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kg/cm ²)	ϵ
1	Ø22	-289.00	189.00	+4200.00	+0.002669
2	Ø18	-144.50	191.00	+4092.46	+0.002007
3	Ø18	0.00	191.00	+2742.65	+0.001345
4	Ø18	144.50	191.00	+1392.84	+0.000683
5	Ø22	289.00	189.00	+43.37	+0.000021
6	Ø12	294.00	63.00	+17.90	+0.000009
7	Ø12	294.00	-63.00	+39.14	+0.000019
8	Ø22	289.00	-189.00	+107.08	+0.000053
9	Ø18	144.50	-191.00	+1457.23	+0.000715
10	Ø18	0.00	-191.00	+3507.04	+0.001377
11	Ø18	-144.50	-191.00	+4156.85	+0.002039
12	Ø22	-289.00	-189.00	+4200.00	+0.002700
13	Ø12	-294.00	-63.00	+4200.00	+0.002713
14	Ø12	-294.00	63.00	+4200.00	+0.002703
	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)		

Barra	Designación		Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kg/cm ²)	ε
Cc	511.566	-88.67	-0.75			
Cs	84.437	-163.69	-1.67			
T	0.000	0.00	0.00			

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

$$P_n : \underline{596.003} \text{ t}$$

$$M_{n,x} : \underline{-0.525} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} : \underline{-59.183} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{511.566} \text{ t}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{84.437} \text{ t}$$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{0.000} \text{ t}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{-88.67} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-0.75} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{-163.69} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-1.67} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_T : \underline{0.00} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0030}$$

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0000}$$

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$s_{cmax} : \underline{204.00} \text{ kg/cm}^2$$

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$s_{smax} : \underline{0.00} \text{ kg/cm}^2$$

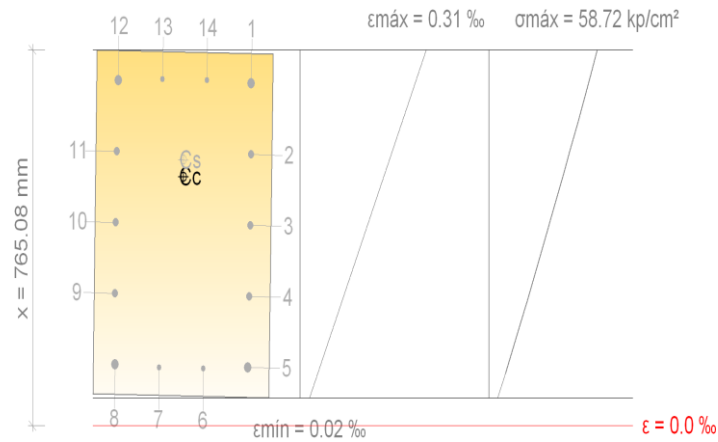
Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:

Figura 2.11 Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos
Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

Tabla 2.33 Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kg/cm ²)	ϵ
1	Ø22	-289.00	189.00	+579.67	+0.000284
2	Ø18	-144.50	191.00	+459.42	+0.000225
3	Ø18	0.00	191.00	+339.19	+0.000166
4	Ø18	144.50	191.00	+218.97	+0.000107
5	Ø22	289.00	189.00	+98.77	+0.000048
6	Ø12	294.00	63.00	+96.40	+0.000047
7	Ø12	294.00	-63.00	+98.18	+0.000048
8	Ø22	289.00	-189.00	+104.12	+0.000051
9	Ø18	144.50	-191.00	+224.38	+0.000110
10	Ø18	0.00	-191.00	+344.60	+0.000169
11	Ø18	-144.50	-191.00	+464.82	+0.000228
12	Ø22	-289.00	-189.00	+585.02	+0.000287
13	Ø12	-294.00	-63.00	+587.39	+0.000288
14	Ø12	-294.00	63.00	+585.61	+0.000287
	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)		
Cc	113.490	-96.04	-0.83		
Cs	11.966	-130.26	-1.32		
T	0.000	0.00	0.00		

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

$$P_u : \underline{125.455 \text{ t}}$$

$$M_{u,x} : \underline{-0.110 \text{ t}\cdot\text{m}}$$

$$M_{u,y} : \underline{-12.458 \text{ t}\cdot\text{m}}$$

Dónde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{113.490 \text{ t}}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{11.966 \text{ t}}$$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{0.000 \text{ t}}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{-96.04 \text{ mm}}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-0.83 \text{ mm}}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{-130.26 \text{ mm}}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-1.32 \text{ mm}}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_T : \underline{0.00 \text{ mm}}$$

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0003}$$

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0000}$$

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$s_{cmax} : \underline{58.72 \text{ kg/cm}^2}$$

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$s_{smax} : \underline{0.00 \text{ kg/cm}^2}$$

Criterios de diseño por sismo (ACI 318M-11, Artículo 21)

Geometría

La dimensión menor de la sección transversal, medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, no debe ser menor de 300.00 mm (Artículo 21.6.1.1):

$$500.00 \text{ mm} \geq 300.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Dónde:

b : Dimensión menor de la sección del soporte.

$$b : \underline{500.00 \text{ mm}}$$

La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor que 0.4 (Artículo 21.6.1.2):

$$0.7 \geq 0.4 \quad \checkmark$$

Dónde:

b: Dimensión menor de la sección del soporte.

$$b : \underline{500.00} \text{ mm}$$

h: Dimensión mayor de la sección del soporte.

$$h : \underline{700.00} \text{ mm}$$

Armadura longitudinal

El área de refuerzo longitudinal, A_{st} , no debe ser menor que $0.01 \cdot A_g$ ni mayor que $0.06 \cdot A_g$ (Artículo 21.6.3.1):

$$35.00 \text{ cm}^2 \geq 35.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$35.00 \text{ cm}^2 \leq 210.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Dónde:

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{3500.00} \text{ cm}^2$$

Armadura transversal

El área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares, A_{sh} , no debe ser menor que $A_{sh,min}$ (Artículo 21.6.4.4):

En el eje X:

$$3.14 \text{ cm}^2 \geq 1.40 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Dónde:

$A_{sh,min}$: Valor máximo de A_{sh1} , A_{sh2} .

$$A_{sh,min} : \underline{1.40} \text{ cm}^2$$

$$A_{sh1} : \underline{1.40} \text{ cm}^2$$

$$A_{sh2} : \underline{1.05} \text{ cm}^2$$

Siendo:

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$s : \underline{50} \text{ mm}$$

b_c : Dimensión transversal del núcleo del elemento medida entre los bordes externos del refuerzo transversal.

$$b_c : \underline{410} \text{ mm}$$

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{350.00} \text{ kg/cm}^2$$

f_{yt} : Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \underline{4200.00} \text{ kg/cm}^2$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{3500.00} \text{ cm}^2$$

A_{ch} : Área de la sección transversal de un elemento estructural, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal.

$$A_{ch} : \underline{2501.00} \text{ cm}^2$$

En el eje Y:

$$2.36 \text{ cm}^2 \geq 2.09 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Dónde:

$A_{sh,min}$: Valor máximo de A_{sh1} , A_{sh2} .

$$A_{sh,min} : \underline{2.09} \text{ cm}^2$$

$$A_{sh1} : \underline{2.09} \text{ cm}^2$$

$$A_{sh2} : \underline{1.57} \text{ cm}^2$$

Siendo:

s : Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$s : \underline{50} \text{ mm}$$

b_c : Dimensión transversal del núcleo del elemento medida entre los bordes externos del refuerzo transversal.

$$b_c : \underline{610} \text{ mm}$$

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{350.00} \text{ kg/cm}^2$$

f_{yt} : Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \underline{4200.00} \text{ kg/cm}^2$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{3500.00} \text{ cm}^2$$

A_{ch} : Área de la sección transversal de un elemento estructural, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal.

$$A_{ch} : \underline{2501.00} \text{ cm}^2$$

La separación del refuerzo transversal a lo largo de l_o del elemento no debe exceder $s_{o,max}$ (Artículo 21.6.4.3):

$$50 \text{ mm} \leq 72 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Dónde:

S_{0,max}: Valor mínimo de S₀₁, S₀₂, S₀₃.

$$S_{0,max} : \underline{72} \text{ mm}$$

$$S_{01} : \underline{125} \text{ mm}$$

$$S_{02} : \underline{72} \text{ mm}$$

$$S_{03} : \underline{115} \text{ mm}$$

Siendo:

b_{min}: Menor dimensión del elemento sometido a compresión.

$$b_{min} : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d_b: Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$d_b : \underline{12.0} \text{ mm}$$

h_x: Espaciamiento máximo horizontal, medido centro a centro, entre ganchos suplementarios o ramas de estribos cerrados de confinamiento en todas las caras de la columna.

$$h_x : \underline{305} \text{ mm}$$

El espaciado de los ganchos suplementarios o ramas con estribos de confinamiento rectilíneos, h_x, dentro de una sección del elemento no debe exceder de 350 mm centro a centro (Artículo 21.6.4.2):

En el eje X:

$$305 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Dónde:

h_x: Espaciamiento máximo horizontal, medido centro a centro, entre ganchos suplementarios o ramas de estribos cerrados de confinamiento en todas las caras de la columna.

$$h_x : \underline{305} \text{ mm}$$

En el eje Y:

$$142 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Dónde:

h_x: Espaciamiento máximo horizontal, medido centro a centro, entre ganchos suplementarios o ramas de estribos cerrados de confinamiento en todas las caras de la columna.

h_x : 142 mm

Criterios de diseño por sismo (NEC-14)

Resistencia mínima a flexión de columnas. (ACI 318M-11)

Las resistencias a flexión de las columnas deben satisfacer la ecuación (Artículo 21.6.2.2):
Para este caso, resulta más desfavorable el esfuerzo axil mínimo: N_d = 76.94 t.

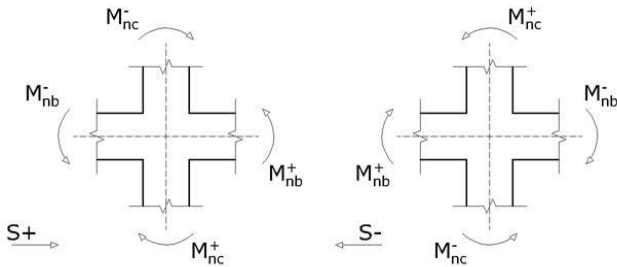


Figura 2.12 Resistencia mínima a flexión de columnas
Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

40.74 t·m ≥ 13.32 t·m ✓

Dónde:

- SM_{nc}**: Suma de los momentos nominales a flexión de las columnas.
- SM_{nb}**: Suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas.

Tabla 2.34 Dirección y sentido de la acción sísmica

Dirección y sentido de la acción sísmica	Sismo X		Sismo Y	
	S+	S-	S+	S-
SM _{nc} (t·m)	56.64	56.64	40.74	40.74
SM _{nb} (t·m)	11.09	11.09	11.10	11.10
(*): pésimo	✓	✓	✓	✓ *

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

Cortante de diseño para columnas. (ACI 318M-11)

La fuerza cortante de diseño, V_e , se debe determinar considerando las máximas fuerzas que se puedan generar en las caras de los nudos en cada extremo del elemento (Artículo 21.6.5.1).

No es necesario que las fuerzas cortantes en el elemento sean mayores que aquellas determinadas a partir de la resistencia de los nudos, basada en M_{pr} de los elementos transversales que llegan al nudo.

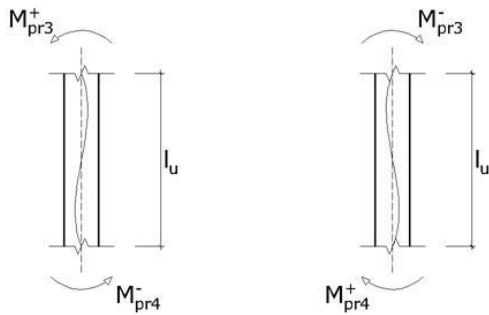


Figura 2.13 Cortante de diseño para columnas

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD

Se debe satisfacer:

Dónde:

f: Factor de reducción de resistencia

f: 1.00

V_n : Resistencia nominal a cortante.

V_e : Fuerza cortante de diseño, obtenida como el máximo entre V_{e1} , V_{e2} .

Siendo:

l_u : Longitud sin soporte lateral de un elemento en compresión.

M_{pr} : Resistencia probable a la flexión del elemento, determinada usando las propiedades de los elementos en las caras de los nudos suponiendo un esfuerzo en tracción para las barras longitudinales de al menos $1.25 \cdot f_y$.

Tabla 2.35 Cortante de diseño para columnas

	l_u (m)	M_{pr4}^+ (t·m)	M_{pr4}^- (t·m)	M_{pr3}^+ (t·m)	M_{pr3}^- (t·m)	V_{e1} (t)	V_{e2} (t)	V_e (t)	$f \cdot V_n$ (t)	
Cortante en el eje X	1.60	68.04	68.04	5.55	5.55	45.99	45.99	45.99	105.81	✓*
Cortante en el eje Y	1.60	50.39	50.39	5.55	5.55	34.96	34.96	34.96	101.15	✓

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

Diseño del refuerzo principal en columnas, 4.3.2 (NEC-14)

No se realiza la comprobación debido a la categoría de diseño sísmico de la estructura. ✓

Resistencia a cortante de elementos en flexocompresión, 5.2.2 (NEC-14)

No se realiza la comprobación debido a la categoría de diseño sísmico de la estructura. ✓

2.6.2 Vigas

2.6.2.1 DESCRIPCIÓN

Tabla 2.36 Datos de la viga

Datos de la viga	
	Geometría
	Dimensiones : 30x40
	Luz libre : 6.0 m
	Recubrimiento geométrico superior : 4.0 cm
	Recubrimiento geométrico inferior : 4.0 cm
	Recubrimiento geométrico lateral : 4.0 cm
	Materiales
	Hormigón : $f'c=350$
	Armadura longitudinal : Grado 60 (Latinoamérica)
	Armadura transversal : Grado 60 (Latinoamérica)

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

2.6.2.2 RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES

Tabla 2.37 Comprobaciones de resistencia (ACI 318M-11)

Vano	COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (ACI 318M-11)																					Estado	
	Disp.	Arm.	Q	Q S.	N,M	N,M S.	T _c	T _{st}	T _{sl}	TNM _x	TV _x	TV _y	TV _{xS_t}	TV _{yS_t}	T,Disp _{-sl}	T,Disp _{-st}	T,Geom _{-sl}	T,Arm _{-st}	Sism.	Disp. S.	Cap. H	Cap. S	
V-2050: F3 - F4	Cumple	Cumple	'0.348 m' h = 36.6	'0.000 m' h = 47.7	'2.583 m' h = 94.8	'0.348 m' h = 75.4	'0.000 m' h = 12.6	'0.000 m' h = 8.9	'5.750 m' h = 26.9	'0.000 m' h = 64.6	N.P. ⁽¹⁾	'0.000 m' h = 31.6	N.P. ⁽¹⁾	'0.000 m' Cumple	'0.000 m' Cumple	'0.000 m' Cumple	'0.000 m' Cumple	'0.000 m' Cumple	'1.333 m' Cumple	Cumple	'0.000 m' Cumple	Cumple	CUMPLE h = 94.8
<i>Notación:</i> <i>Disp.: Disposiciones relativas a las armaduras</i> <i>Arm.: Armadura mínima y máxima</i> <i>Q: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas)</i> <i>Q S.: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas)</i> <i>N,M: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)</i> <i>N,M S.: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas)</i> <i>T_c: Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua.</i> <i>T_{st}: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma.</i> <i>T_{sl}: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales.</i> <i>TNM_x: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X.</i> <i>TV_x: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua</i> <i>TV_y: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua</i> <i>TV_{xS_t}: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma.</i> <i>TV_{yS_t}: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma.</i> <i>T,Disp_{-sl}: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal.</i> <i>T,Disp_{-st}: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal.</i> <i>T,Geom_{-sl}: Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal.</i> <i>T,Arm_{-st}: Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados.</i> <i>Sism.: Criterios de diseño por sismo</i> <i>Disp. S.: Criterios de diseño por sismo</i> <i>Cap. H: Cortante de diseño para vigas.</i> <i>Cap. S: Resistencia a cortante de elementos en flexión, 5.2.1</i> <i>x: Distancia al origen de la barra</i> <i>h: Coeficiente de aprovechamiento (%)</i> <i>N.P.: No procede</i>																							
Comprobaciones que no proceden (N.P.): ⁽¹⁾ No hay interacción entre torsión y cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.																							

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

Tabla 2.38 Comprobaciones de fisuración

Vano	COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (ACI 318M-11)				Estado
	SC _{sup.}	SC _{Lat.Der.}	SC _{inf.}	SC _{Lat.Izq.}	
V-2050: F3 - F4	x: 0 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	x: 2.917 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	CUMPLE

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

Tabla 2.39 Notación

Notación: $s_{C,sup.}$: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior $s_{C,lat.der.}$: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral derecha $s_{C,inf.}$: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior $s_{C,lat.izq.}$: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral izquierda x: Distancia al origen de la barra h: Coeficiente de aprovechamiento (%) $N.P.$: No procede		
Comprobaciones que no proceden (N.P.): ⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay ninguna armadura traccionada.		
Viga	Activa (Característica) $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = L/480$	Estado
V-2050: F3 - F4	$f_{A,max}$: 6.16 mm $f_{A,lim}$: 12.50 mm	CUMPLE

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

2.6.2.3 COMPROBACIONES DE RESISTENCIA

V-2050: F3 - F4 (F3 - 1.250 m, Negativos)

Disposiciones relativas a las armaduras (ACI 318M-11, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser inferior a $s_{l,min}$ (Artículo 7.6.1):

$$29 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$s_{l,min}$: 25 mm

s_1 : 18 mm

s_2 : 25 mm

s_3 : 20 mm

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra más gruesa. d_b : 18.0 mm

d_{ag} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso. d_{ag} : 15 mm

Armadura mínima y máxima (ACI 318M-11, Artículos 10.5.1, 10.5.2, 10.5.3 y 10.9.1)

Flexión negativa alrededor del eje X:

El área de refuerzo longitudinal a tracción, A_s , no debe ser menor que $A_{s,min}$. Los requisitos no necesitan ser aplicados si el A_s proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por análisis (Artículos 10.5.1 y 10.5.3):

$$11.12 \text{ cm}^2 \geq 10.78 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$A_{s,req}$: Área de refuerzo longitudinal a tracción requerida por análisis.

$$A_{s,req} : \underline{8.08} \text{ cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas)
(ACI 318M-11, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$h : \underline{0.366} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. $V_{u,y}$: 9.472 t

$f \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma. $f \cdot V_{n,y}$: 25.877 t

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.348 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n : \underline{34.502} \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c : \underline{9.445} \text{ t}$$

$$([\text{MPa}] f'_c)$$

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c : \underline{14.717} \text{ t}$$

$$([\text{MPa}] N_u/A_g \text{ y } f'_c)$$

Donde:

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{350.00} \text{ kg/cm}^2$$

$$r_w : \underline{0.010}$$

Siendo:

A_s : Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

$$A_s : \underline{10.72} \text{ cm}^2$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

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

$$d : \underline{342} \text{ mm}$$

$$M_m : \underline{4.541} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_u : Momento mayorado en la sección.

$$M_u : \underline{-4.541} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_u : Carga axial mayorada normal a la sección transversal.

$$N_u : \underline{0.000} \text{ t}$$

h: Altura de un elemento.**h :** 400.00 mm**A_g:** Área total de la sección de hormigón.**A_g :** 1200.00 cm²

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.4.7):

V_s : 25.057 tV_s no debe considerarse mayor que (Artículo 11.4.7.9):**V_s :** 33.832 t([MPa] f'_c)

Donde:

A_v: Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s.**A_v :** 1.57 cm²**f_{yt}:** Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal.**f_{yt} :** 4200.00 kg/cm²**d:** Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.**d :** 342 mm**s:** Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.**s :** 90 mm**f'_c:** Resistencia específica a compresión del hormigón.**f'_c :** 350.00 kg/cm²**b_w:** Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.**b_w :** 300 mm**Separación de las armaduras transversales**

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.4.5):**90 mm ≤ 175 mm** ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s₁, s₂.**s_{max} :** 175 mm

$$s_1 : \underline{175} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{600} \text{ mm}$$

Siendo:

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

$$d : \underline{342} \text{ mm}$$

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.4.6):

$$1.57 \text{ cm}^2 \geq 0.23 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$$A_{v,min} : \underline{0.20} \text{ cm}^2$$

([MPa] f'_c y f_{yt})

Pero no debe ser menor a:

$$A_{v,min} : \underline{0.23} \text{ cm}^2$$

([MPa] f_{yt})

Siendo:

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{350.00} \text{ kg/cm}^2$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$s : \underline{90} \text{ mm}$$

f_{yt} : Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \underline{4200.00} \text{ kg/cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (ACI 318M-11, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$h : \underline{0.477} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,y} : \underline{8.960} \text{ t}$$

$f \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$f \cdot V_{n,y} : \underline{18.768} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa-SX".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n : \underline{25.024} \text{ t}$$

El refuerzo transversal en la longitud l_o debe diseñarse para resistir el cortante suponiendo $V_c = 0$ cuando la fuerza axial de compresión mayorada, P_u , incluyendo el efecto sísmico es menor que $A_g f'_c / 20$.

$$V_c : \underline{0.000} \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.4.7):

$$V_s : \underline{25.024} \text{ t}$$

V_s no debe considerarse mayor que (Artículo 11.4.7.9):

$$V_s : \underline{33.787} \text{ t}$$

([MPa] f'_c)

Donde:

A_v: Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s.

$$A_v : \underline{1.57} \text{ cm}^2$$

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \underline{4200.00} \text{ kg/cm}^2$$

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

$$d : \underline{342} \text{ mm}$$

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$s : \underline{90} \text{ mm}$$

f'_c: Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{350.00} \text{ kg/cm}^2$$

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.4.5):

$$90 \text{ mm} \leq 175 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s₁, s₂.

$$s_{max} : \underline{175} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{175} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{600} \text{ mm}$$

Siendo:

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

$$d : \underline{342} \text{ mm}$$

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.4.6):

$$1.57 \text{ cm}^2 \geq 0.23 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$$A_{v,min} : \underline{0.20} \text{ cm}^2$$

([MPa] f'_c y f_{yt})

Pero no debe ser menor a:

$$A_{v,min} : \underline{0.23} \text{ cm}^2$$

([MPa] f_{yt})

Siendo:

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{350.00} \text{ kg/cm}^2$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

s : Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$s : \underline{90} \text{ mm}$$

f_{yt} : Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \underline{4200.00} \text{ kg/cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (ACI 318M-11, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'F3', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$h : \underline{0.699} \quad \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

$$P_u : \underline{0.000} \text{ t}$$

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_{u,x} : \underline{-8.961} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$f \cdot P_n, f \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$f \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$$f \cdot P_n : \underline{0.000} \text{ t}$$

$f \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$f \cdot M_{n,x} : \underline{-12.814} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$f \cdot M_{n,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- (a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- (b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- (c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.
- (d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- (e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- (f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

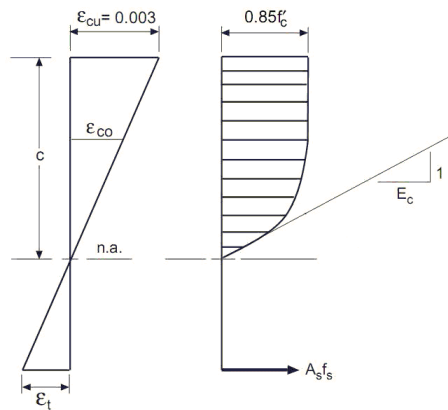


Figura 2.14 Diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón. $f'_c : 350.00 \text{ kg/cm}^2$

ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

$\epsilon_{cu} : 0.0030$

ϵ_{c0} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

$\epsilon_{c0} : 0.0020$

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.

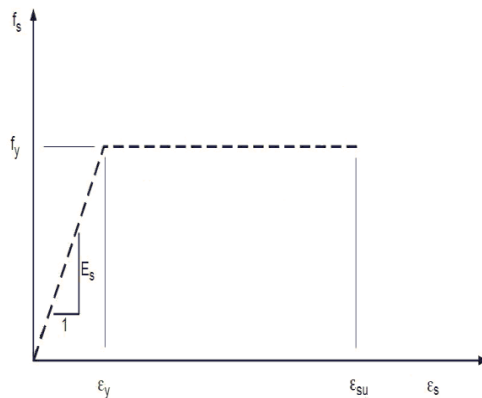


Figura 2.15 Diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. $f_y : 4200.00 \text{ kg/cm}^2$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:

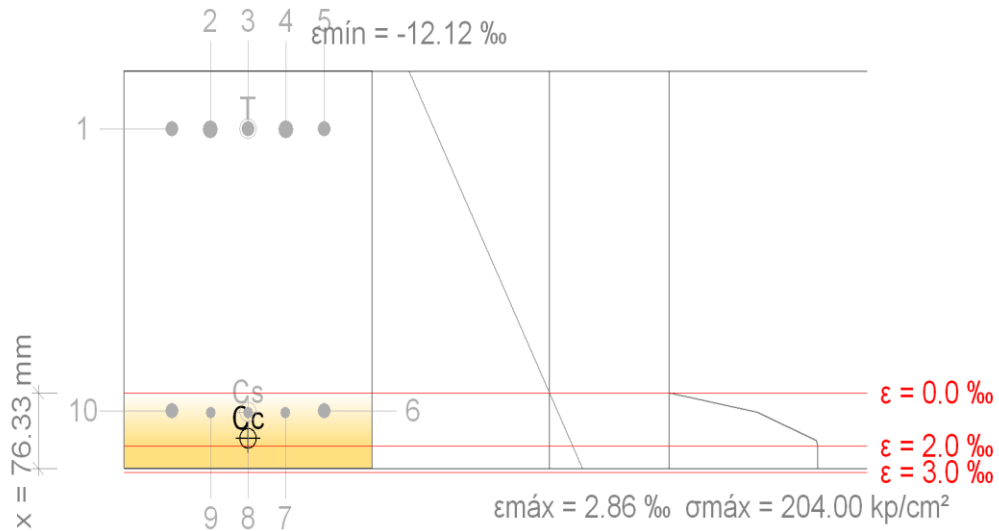


Figura 2.16 Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

Tabla 2.40 Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kg/cm ²)	ϵ
1	Ø16	-92.00	142.00	-4200.00	-0.009950
2	Ø18	-46.00	141.00	-4200.00	-0.009913
3	Ø16	0.00	142.00	-4200.00	-0.009950
4	Ø18	46.00	141.00	-4200.00	-0.009913
5	Ø16	92.00	142.00	-4200.00	-0.009950
6	Ø16	92.00	-142.00	+1399.70	+0.000686
7	Ø12	45.00	-144.00	+1552.43	+0.000761
8	Ø12	0.00	-144.00	+1552.43	+0.000761
9	Ø12	-45.00	-144.00	+1552.43	+0.000761
10	Ø16	-92.00	-142.00	+1399.70	+0.000686
	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)		
Cc	35.820	0.00	-169.38		
Cs	10.897	0.00	-142.97		
T	46.717	0.00	141.54		

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

$$P_n : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$M_{n,x} : \underline{-14.238} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.	$C_c : \underline{35.820} \text{ t}$
C_s : Resultante de compresiones en el acero.	$C_s : \underline{10.897} \text{ t}$
T : Resultante de tracciones en el acero.	$T : \underline{46.717} \text{ t}$
e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$
	$e_{cc,y} : \underline{-169.38} \text{ mm}$
e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$
	$e_{cs,y} : \underline{-142.97} \text{ mm}$
e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$
	$e_{T,y} : \underline{141.54} \text{ mm}$
e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	$e_{cmax} : \underline{0.0029}$
e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.	$e_{smax} : \underline{0.0100}$
s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	$s_{cmax} : \underline{204.00} \text{ kg/cm}^2$
s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.	$s_{smax} : \underline{4200.00} \text{ kg/cm}^2$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:

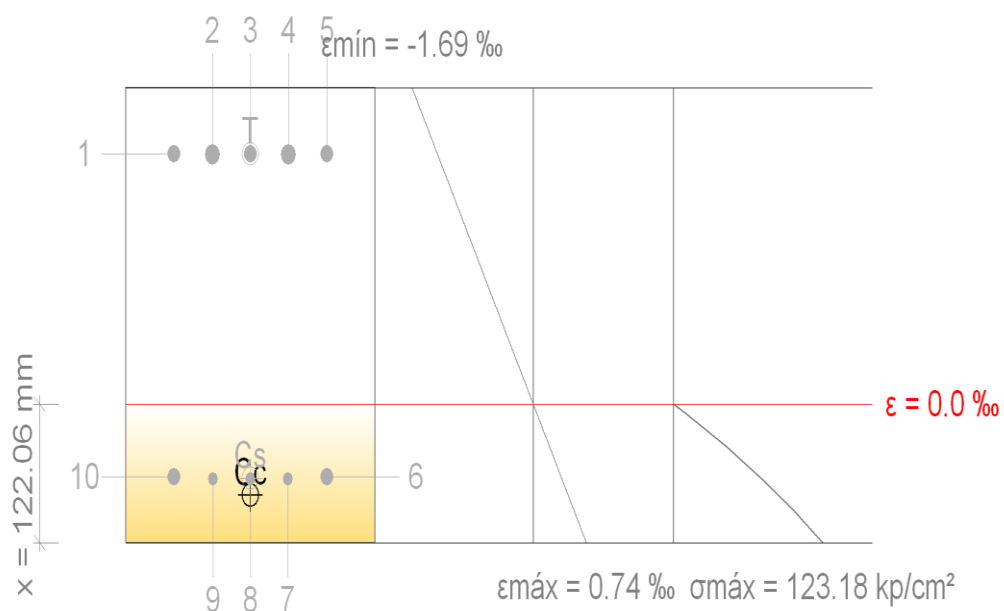


Figura 2.17 Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

Tabla 2.41 Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kg/cm ²)	ϵ
1	Ø16	-92.00	142.00	-2723.11	-0.001336
2	Ø18	-46.00	141.00	-2710.73	-0.001329
3	Ø16	0.00	142.00	-2723.11	-0.001336
4	Ø18	46.00	141.00	-2710.73	-0.001329
5	Ø16	92.00	142.00	-2723.11	-0.001336
6	Ø16	92.00	-142.00	+793.07	+0.000389
7	Ø12	45.00	-144.00	+817.83	+0.000401
8	Ø12	0.00	-144.00	+817.83	+0.000401
9	Ø12	-45.00	-144.00	+817.83	+0.000401
10	Ø16	-92.00	-142.00	+793.07	+0.000389
	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)		
Cc	24.261	0.00	-157.88		
Cs	5.965	0.00	-142.93		
T	30.226	0.00	141.54		

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

$$P_u : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$M_{u,x} : \underline{-8.961} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{24.261} \text{ t}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{5.965} \text{ t}$$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{30.226} \text{ t}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-157.88} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-142.93} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{141.54} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0007}$$

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0013}$$

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$s_{cmax} : \underline{123.18} \text{ kg/cm}^2$$

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$s_{smax} : \underline{2723.11} \text{ kg/cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (ACI 318M-11, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.348 m', para la combinación de hipótesis "Envolverte de momentos mínimos en situaciones sísmicas".

Se debe satisfacer:

$$h : \underline{0.754} \quad \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

$$P_u : \underline{0.000} \text{ t}$$

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_{u,x} : \underline{-9.339} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$f \cdot P_n, f \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$f \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$$f \cdot P_n : \underline{0.000} \text{ t}$$

$f \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$f \cdot M_{n,x} : \underline{-12.384} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$f \cdot M_{n,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

- (d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- (e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- (f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

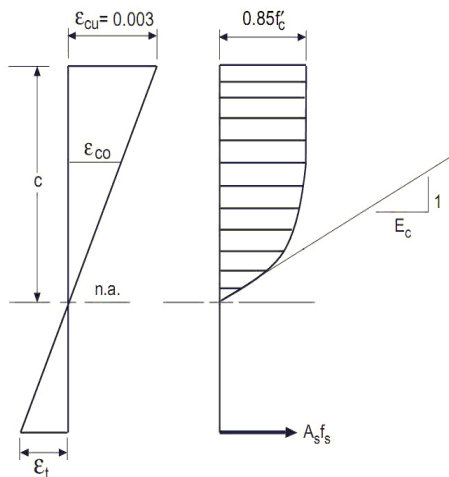


Figura 2.18 Diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón. $f'_c : 350.00 \text{ kg/cm}^2$

ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

$\epsilon_{cu} : 0.0030$

ϵ_{c0} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

$\epsilon_{c0} : 0.0020$

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.

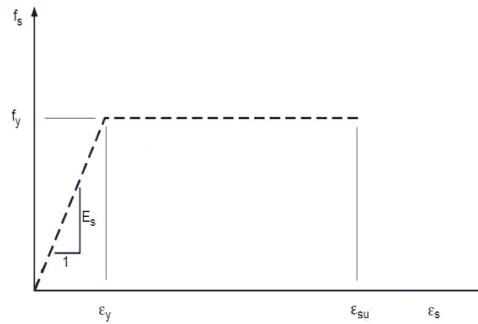


Figura 2.19 Diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. $f_y : 4200.00 \text{ kg/cm}^2$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:

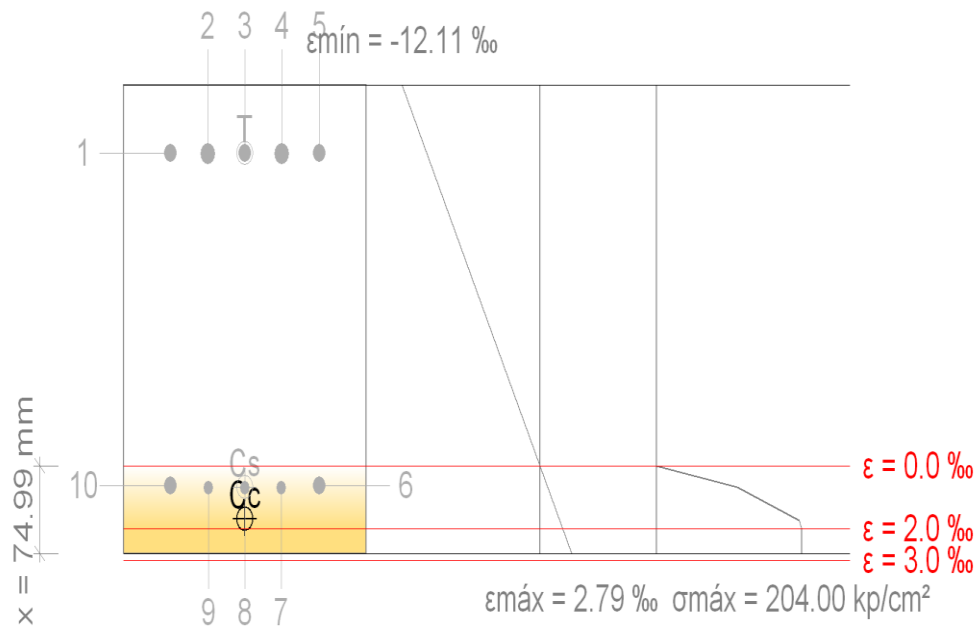


Figura 2.20 Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

Tabla 2.42 Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kg/cm ²)	ϵ
1	Ø16	-92.00	142.00	-4200.00	-0.009950
2	Ø18	-46.00	141.00	-4200.00	-0.009913
3	Ø16	0.00	142.00	-4200.00	-0.009950
4	Ø18	46.00	141.00	-4200.00	-0.009913
5	Ø16	92.00	142.00	-4200.00	-0.009950
6	Ø16	92.00	-142.00	+1291.23	+0.000633
7	Ø12	45.00	-144.00	+1443.20	+0.000708
8	Ø12	0.00	-144.00	+1443.20	+0.000708
9	Ø12	-45.00	-144.00	+1443.20	+0.000708
10	Ø16	-92.00	-142.00	+1291.23	+0.000633
	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)		
Cc	34.948	0.00	-170.05		
Cs	10.090	0.00	-142.97		
T	45.038	0.00	141.55		

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

$$P_n : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$M_{n,x} : \underline{-13.760} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.	$C_c : \underline{34.948} \text{ t}$
C_s : Resultante de compresiones en el acero.	$C_s : \underline{10.090} \text{ t}$
T : Resultante de tracciones en el acero.	$T : \underline{45.038} \text{ t}$
e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$ $e_{cc,y} : \underline{-170.05} \text{ mm}$
e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$ $e_{cs,y} : \underline{-142.97} \text{ mm}$
e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$ $e_{T,y} : \underline{141.55} \text{ mm}$
e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	$e_{cmax} : \underline{0.0028}$

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$\epsilon_{smax} : \frac{0.0100}{}$$

σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\sigma_{cmax} : \frac{204.00}{\text{kg/cm}^2}$$

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$\sigma_{smax} : \frac{4200.00}{\text{kg/cm}^2}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:

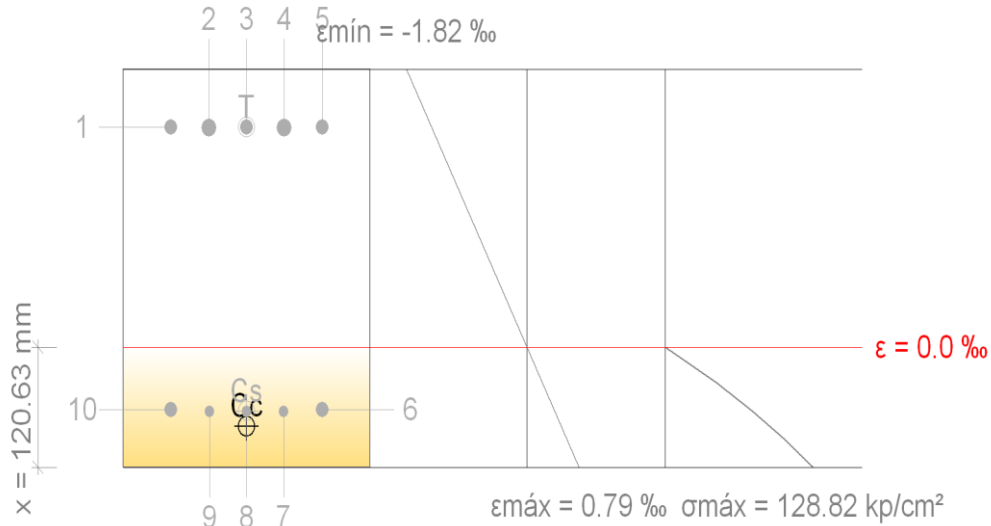


Figura 2.21 Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

Tabla 2.43 Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kg/cm ²)	ϵ
1	Ø16	-92.00	142.00	-2940.51	-0.001442
2	Ø18	-46.00	141.00	-2927.22	-0.001436
3	Ø16	0.00	142.00	-2940.51	-0.001442
4	Ø18	46.00	141.00	-2927.22	-0.001436
5	Ø16	92.00	142.00	-2940.51	-0.001442
6	Ø16	92.00	-142.00	+831.92	+0.000408
7	Ø12	45.00	-144.00	+858.49	+0.000421
8	Ø12	0.00	-144.00	+858.49	+0.000421
9	Ø12	-45.00	-144.00	+858.49	+0.000421
10	Ø16	-92.00	-142.00	+831.92	+0.000408
	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)		
Cc	25.208	0.00	-158.28		
Cs	6.259	0.00	-142.93		
T	31.467	0.00	141.55		

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

$$P_u : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$M_{u,x} : \underline{-9.339} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.	$C_c : \underline{25.208} \text{ t}$
C_s : Resultante de compresiones en el acero.	$C_s : \underline{6.259} \text{ t}$
T : Resultante de tracciones en el acero.	$T : \underline{31.467} \text{ t}$
e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$ $e_{cc,y} : \underline{-158.28} \text{ mm}$
e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$ $e_{cs,y} : \underline{-142.93} \text{ mm}$
e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$ $e_{T,y} : \underline{141.55} \text{ mm}$
e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	$e_{cmax} : \underline{0.0008}$
e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.	$e_{smax} : \underline{0.0014}$
s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	$s_{cmax} : \underline{128.82} \text{ kg/cm}^2$
s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.	$s_{smax} : \underline{2940.51} \text{ kg/cm}^2$

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (ACI 318M-11, Artículo 11.5.3.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa-SY".

Se debe satisfacer:

$$3.93 \text{ kg/cm}^2 \leq 31.09 \text{ kg/cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{u,TV}$: Esfuerzo cortante debido a cortante y torsión.	$s_{u,TV} : \underline{3.93} \text{ kg/cm}^2$
$s_{n,TV}$: Esfuerzo límite de agrietamiento por cortante y torsión.	$s_{n,TV} : \underline{41.45} \text{ kg/cm}^2$
f : Factor de reducción de resistencia.	$f : \underline{0.75}$

Esfuerzo cortante debido a cortante y torsión.

Donde:

T_u: Torsión mayorada en la sección.

T_u : 0.272 t·m

A_{oh}: Área encerrada por el eje del refuerzo transversal cerrado más externo.

A_{oh} : 651.00 cm²

p_h: Perímetro del eje del refuerzo transversal cerrado más externo.

p_h : 1040.00 mm

Esfuerzo límite de agrietamiento por cortante y torsión.

Donde:

V_c: Resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto.

V_c : 9.025 t

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 300.00 mm

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

d : 341.54 mm

f'_c: Resistencia especificada a compresión del concreto.

f'_c : 350.00 kg/cm²

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (ACI 318M-11, Artículo 11.5.3.6)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa-SY".

Se debe satisfacer:

$$3.041 \text{ t} \cdot \text{m} \geq 0.272 \text{ t} \cdot \text{m} \quad \checkmark$$

Donde:

T_n: Resistencia nominal a torsión.

T_n : 4.054 t·m

T_u: Torsión mayorada en la sección.

T_u : 0.272 t·m

f: Factor de reducción de resistencia.

f : 0.75

Resistencia torsional mayorada (Artículo 11.5.3.6).

Donde:

A_t : Área de una rama de un estribo cerrado que resiste la torsión.

$$A_t : \underline{0.79} \text{ cm}^2$$

s : Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$s : \underline{90} \text{ mm}$$

f_{yt} : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$$f_{yt} : \underline{4200.00} \text{ kg/cm}^2$$

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

A_0 : Área encerrada por la trayectoria del flujo de cortante alrededor del perímetro del tubo.

$$A_0 : \underline{553.35} \text{ cm}^2$$

Siendo:

A_{0h} : Área encerrada por el eje del refuerzo transversal cerrado más externo.

$$A_{0h} : \underline{651.00} \text{ cm}^2$$

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (ACI 318M-11, Artículo 11.5.3.7)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "0.9·PP+0.9·CM+SY".

Se debe satisfacer:

$$18.54 \text{ cm}^2 \geq 4.61 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

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

$$A_{st} : \underline{18.54} \text{ cm}^2$$

A_l : Área total del refuerzo longitudinal para resistir torsión.

$$A_l : \underline{4.61} \text{ cm}^2$$

Área total del refuerzo longitudinal para resistir torsión (Artículo 11.5.3.7).

Donde:

$$A_t/s : \underline{0.04}$$

T_u : Torsión mayorada en la sección.

$$T_u : \underline{0.185} \text{ t}\cdot\text{m}$$

f_{yt} : Resistencia específica a la fluencia f_y del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \underline{4200.00} \text{ kg/cm}^2$$

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$$f_y : \underline{4200.00} \text{ kg/cm}^2$$

q : Ángulo entre el eje de un puntal, diagonal de compresión, o campo de compresión, y la cuerda de tracción de un elemento.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

p_h : Perímetro del eje del refuerzo transversal cerrado más externo.

$$p_h : \underline{1040} \text{ mm}$$

A_0 : Área bruta encerrada por la trayectoria el flujo de cortante.

$$A_0 : \underline{553.35} \text{ cm}^2$$

Siendo:

A_{0h} : Área encerrada por el eje del refuerzo transversal cerrado más externo.

$$A_{0h} : \underline{651.00} \text{ cm}^2$$

Área mínima total de refuerzo longitudinal necesario por torsión (Artículo 11.5.5.3).

$$A_{l,min} : \underline{4.61} \text{ cm}^2$$

(Con [MPa] f'_c , f_y y f_{yt} , A_{cp} y A_t en mm^2 , s y p_h en mm)

Donde:

A_{cp} : Área de la sección encerrada por el perímetro exterior de concreto.

$$A_{cp} : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{350.00} \text{ kg/cm}^2$$

Siendo:

$$A_t/s : \underline{0.13}$$

(Con A_t en mm^2 , [MPa] f_{yt} , s y b_w en mm)

Donde:

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X. (ACI 318M-11, Artículo 11.5.3.8)

Resistencia al momento torsional, momento y fuerza axial. Refuerzo longitudinal (Artículo 11.5.3.8).

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 0.5 \cdot Qa - SY$.

Se debe satisfacer:

$$1112.30 \text{ mm}^2 \geq 718.45 \text{ mm}^2 \checkmark$$

$$741.50 \text{ mm}^2 \geq 229.15 \text{ mm}^2 \checkmark$$

Donde:

A_l : Área total del refuerzo longitudinal para resistir torsión.

$$A_l : \underline{458.29} \text{ mm}^2$$

A_s : Área del refuerzo longitudinal a tracción.

$$A_s : \underline{1112.30} \text{ mm}^2$$

$A_{s,nec}$: Área del refuerzo longitudinal a tracción para resistir flexión y cargas axiales.

$$A_{s,nec} : \underline{489.30} \text{ mm}^2$$

A'_s : Área del refuerzo a compresión.

$$A'_s : \underline{741.50} \text{ mm}^2$$

A_R : Reducción en el acero longitudinal para torsión requerido en la zona de compresión.

$$A_R : \underline{5.12} \text{ mm}^2$$

$A_{l,min}$: Área mínima del refuerzo longitudinal para resistir torsión.

$$A_{l,min} : \underline{458.29} \text{ mm}^2$$

Área total del refuerzo longitudinal para resistir torsión (Artículo 11.5.3.7).

Donde:

$$A_t/s : \underline{0.06} \text{ mm}^2/\text{mm}$$

T_u : Torsión mayorada en la sección.

$$T_u : \underline{2669409.00} \text{ N}\cdot\text{mm}$$

f_{yt} : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \underline{412.02} \text{ MPa}$$

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$$f_y : \underline{412.02} \text{ MPa}$$

q : Ángulo entre el eje de un puntal, diagonal de compresión, o campo de compresión, y la cuerda de tracción de un elemento.

$$q : \underline{45} \text{ grados}$$

p_h : Perímetro del eje del refuerzo transversal cerrado mas externo.

$$p_h : \underline{1040} \text{ mm}$$

A₀: Área bruta encerrada por la trayectoria el flujo de cortante.

$$\mathbf{A_0 : } \underline{55335.00} \text{ mm}^2$$

Siendo:

A_{0h}: Área encerrada por el eje del refuerzo transversal cerrado mas externo.

$$\mathbf{A_{0h} : } \underline{65100.00} \text{ mm}^2$$

Área mínima del refuerzo longitudinal para resistir torsión (Artículo 11.5.5.3).

Donde:

A_{cp}: Area de la sección encerrada por el perímetro exterior de concreto.

$$\mathbf{A_{cp} : } \underline{120000.00} \text{ mm}^2$$

f'_c: Resistencia especificada a compresión del concreto.

$$\mathbf{f'_c : } \underline{23.54} \text{ MPa}$$

Siendo:

$$\mathbf{A_t/s : } \underline{0.13} \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Donde:

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$\mathbf{b_w : } \underline{300} \text{ mm}$$

Reducción en el acero longitudinal para torsión requerido en la zona de compresión (Artículo 11.5.3.9).

Donde:

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

$$\mathbf{d : } \underline{342} \text{ mm}$$

M_u: Momento mayorado en la sección.

$$\mathbf{M_u : } \underline{64916977.00} \text{ N}\cdot\text{mm}$$

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua (ACI 318M-11, Artículo 11.5.3.1)

No hay interacción entre torsión y cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (ACI 318M-11, Artículo 11.5.3.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa-SY".

Se debe satisfacer:

$$9.81 \text{ kg/cm}^2 \leq 31.09 \text{ kg/cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{u,TV}$: Esfuerzo cortante debido a cortante y torsión.

$$s_{u,TV} : \underline{9.81} \text{ kg/cm}^2$$

$s_{n,TV}$: Esfuerzo límite de agrietamiento por cortante y torsión.

$$s_{n,TV} : \underline{41.45} \text{ kg/cm}^2$$

f : Factor de reducción de resistencia.

$$f : \underline{0.75}$$

Esfuerzo cortante debido a cortante y torsión.

Donde:

V_u : Fuerza cortante mayorada en la sección.

$$V_u : \underline{9.211} \text{ t}$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{300.00} \text{ mm}$$

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

$$d : \underline{341.54} \text{ mm}$$

T_u : Torsión mayorada en la sección.

$$T_u : \underline{0.272} \text{ t}\cdot\text{m}$$

A_{0h} : Área encerrada por el eje del refuerzo transversal cerrado más externo.

$$A_{0h} : \underline{651.00} \text{ cm}^2$$

p_h : Perímetro del eje del refuerzo transversal cerrado más externo.

$$p_h : \underline{1040.00} \text{ mm}$$

Esfuerzo límite de agrietamiento por cortante y torsión.

Donde:

V_c : Resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto.

$$V_c : \underline{9.025} \text{ t}$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{300.00} \text{ mm}$$

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

$$d : \underline{341.54} \text{ mm}$$

f'_c : Resistencia especificada a compresión del concreto.

$$f'_c : \underline{350.00} \text{ kg/cm}^2$$

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma. (ACI 318M-11, Artículo 11.5.3.8)

No hay interacción entre torsión y cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (ACI 318M-11, Artículo 11.5.3.8)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa-SY".

Se debe satisfacer:

$$17.44 \text{ cm}^2/\text{m} \geq 7.98 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \checkmark$$

Donde:

A_{v+t} : Área por unidad de longitud de la armadura transversal.

$$A_{v+t} : \underline{17.44} \text{ cm}^2/\text{m}$$

$A_{v,nec}$: Área por unidad de longitud de la armadura transversal necesaria por cortante.

$$A_{v,nec} : \underline{6.42} \text{ cm}^2/\text{m}$$

$A_{t,nec}$: Área por unidad de longitud de la armadura transversal necesaria por torsión en forma de cercos cerrados.

$$A_{t,nec} : \underline{0.78} \text{ cm}^2/\text{m}$$

T_u : Torsión mayorada en la sección.

$$T_u : \underline{0.272} \text{ t}\cdot\text{m}$$

A_0 : Área encerrada por la trayectoria del flujo de cortante alrededor del perímetro del tubo.

$$A_0 : \underline{553.35} \text{ cm}^2$$

Siendo:

A_{0h} : Área encerrada por el eje del refuerzo transversal cerrado más externo.

$$A_{0h} : \underline{651.00} \text{ cm}^2$$

f_{yt} : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$$f_{yt} : \underline{4200.00} \text{ kg/cm}^2$$

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (ACI 318M-11, Artículo 11.5.6.2)

El refuerzo longitudinal requerido para torsión debe estar distribuido a lo largo del perímetro del estribo cerrado con un espaciamiento máximo de 300 mm.

$$268 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (ACI 318M-11, Artículo 11.5.6.1)

La separación entre armaduras transversales para torsión s , no debe ser mayor que s_{max} (Artículo 11.5.6.1).

$$90 \text{ mm} \leq 130 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{max} : Valor mínimo de s_1 , s_2 .

$$s_{max} : \underline{130} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{130} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{300} \text{ mm}$$

Siendo:

p_h : Perímetro del eje del refuerzo transversal cerrado más externo.

$$p_h : \underline{1040.0} \text{ mm}$$

Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal. (ACI 318M-11, Artículo 11.5.6.2)

Las barras longitudinales deben tener un diámetro de al menos f_{min} .

$$12 \text{ mm} \geq 10 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$f_{\min}$: Valor máximo de f_1, f_2 .

$f_{\min}$: 10 mm

f_1 : 4 mm

f_2 : 10 mm

Siendo:

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

s : 90 mm

Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados.

(ACI 318M-11, Artículo 11.5.5)

Cuando sea necesario disponer refuerzo para torsión, de acuerdo con 11.5.5.1, el área mínima de estribos cerrados debe calcularse como (Artículo 11.5.5.2):

$$1.57 \text{ cm}^2 \geq 0.23 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_v : Área de dos ramas de un estribo cerrado.

A_v : 0.00 cm²

A_t : Área de una sola rama de un estribo cerrado.

A_t : 0.79 cm²

$A_{\min}$: Valor máximo de A_1, A_2 .

$A_{\min}$: 0.23 cm²

A_1 : 0.20 cm²

A_2 : 0.23 cm²

Siendo:

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

f'_c : 350.00 kg/cm²

f_{yt} : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_{yt} : 4200.00 kg/cm²

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 300 mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

s : 90 mm

Criterios de diseño por sismo (ACI 318M-11, Artículo 21)

La luz libre del elemento no debe ser menor que cuatro veces su altura útil (Artículo 21.5.1.2).

$$6000 \text{ mm} \geq 1368 \text{ mm} \checkmark$$

Donde:

l_n : Luz libre del elemento.

$$l_n : \underline{6000} \text{ mm}$$

d : Altura útil.

$$d : \underline{342} \text{ mm}$$

El ancho del elemento no debe ser menor que $b_{w,min}$ (Artículo 21.5.1.3).

$$300 \text{ mm} \geq 120 \text{ mm} \checkmark$$

Donde:

b_w : Ancho del elemento.

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

$b_{w,min}$: Valor mínimo de b_1 , b_2 .

$$b_{w,min} : \underline{120} \text{ mm}$$

Siendo:

$$b_1 : \underline{250} \text{ mm}$$

$$b_2 : \underline{120} \text{ mm}$$

Donde:

h : Altura del elemento.

$$h : \underline{400} \text{ mm}$$

El ancho del elemento no debe exceder el ancho del elemento de apoyo mas una distancia a cada lado del elemento de apoyo a_{min} (Artículo 21.5.1.4).

$$300 \text{ mm} \leq 1000 \text{ mm} \checkmark$$

Donde:

b_w : Ancho del elemento.

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

c_2 : Ancho del elemento de apoyo.

$$c_2 : \underline{500} \text{ mm}$$

a_{min} : Valor mínimo de a_1 , a_2 .

$$a_{min} : \underline{500} \text{ mm}$$

$$a_1 : \underline{500} \text{ mm}$$

$$a_2 : \underline{525} \text{ mm}$$

Siendo:

$$c_1: \text{Dimensión total del elemento de apoyo.} \quad c_1 : \underline{700} \text{ mm}$$

En cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior, el área de refuerzo no debe ser menor que $A_{\min}$ (Artículo 21.5.2.1).

$$911.20 \text{ mm}^2 \geq 348.62 \text{ mm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$$A_b: \text{Area de la armadura de refuerzo superior.} \quad A_b : \underline{911.20} \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} : \underline{348.62} \text{ mm}^2$$

Donde:

$$b_w: \text{Ancho del elemento.} \quad b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

$$d: \text{Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.} \quad d : \underline{342} \text{ mm}$$

$$f_y: \text{Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.} \quad f_y : \underline{412.02} \text{ MPa}$$

En cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior, el área de refuerzo no debe ser menor que $A_{\min}$ (Artículo 21.5.2.1).

$$515.30 \text{ mm}^2 \geq 348.62 \text{ mm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$$A_b: \text{Area de la armadura de refuerzo inferior.} \quad A_b : \underline{515.30} \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} : \underline{348.62} \text{ mm}^2$$

Donde:

$$b_w: \text{Ancho del elemento.} \quad b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

$$d: \text{Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.} \quad d : \underline{342} \text{ mm}$$

$$f_y: \text{Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.} \quad f_y : \underline{412.02} \text{ MPa}$$

En cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior, la cuantía de refuerzo no debe exceder 0,025 (Artículo 21.5.2.1).

$$0.008 \leq 0.025 \quad \checkmark$$

En cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior, la cuantía de refuerzo no debe exceder 0,025 (Artículo 21.5.2.1).

$$0.004 \leq 0.025 \quad \checkmark$$

Al menos dos barras deben disponerse en forma continua, tanto en la parte superior como en la inferior (Artículo 21.5.2.1).

$$3 \geq 2 \quad \checkmark$$

Deben colocarse estribos espaciados a no mas de $d/2$ en toda la longitud del elemento (Artículo 21.5.3.4).

$$170 \text{ mm} \leq 175 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

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

$$d : \underline{342 \text{ mm}}$$

La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección, a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor que un cuarto de la resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos (Artículo 21.5.2.2).

$$61692356 \text{ N}\cdot\text{mm} \geq 34917481 \text{ N}\cdot\text{mm} \quad \checkmark$$

Donde:

F·M_{n,pos}: Resistencia a momento positivo. **F·M_{n,pos} :** 61692356 N·mm

F·M_{n,a,neg}: Resistencia a momento negativo en la cara de cualquiera de los nudos.

$$\text{F}\cdot\text{M}_{n,a,neg} : \underline{139669922} \text{ N}\cdot\text{mm}$$

La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección, a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor que un cuarto de la resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos (Artículo 21.5.2.2).

$$54231104 \text{ N}\cdot\text{mm} \geq 34917481 \text{ N}\cdot\text{mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$F \cdot M_{n,neg}$: Resistencia a momento negativo. $F \cdot M_{n,neg} : \underline{54231104 \text{ N}\cdot\text{mm}}$

$F \cdot M_{n,a,neg}$: Resistencia a momento negativo en la cara de cualquiera de los nudos. $F \cdot M_{n,a,neg} : \underline{139669922 \text{ N}\cdot\text{mm}}$

Criterios de diseño por sismo (NEC-14)

Cortante de diseño para vigas. (ACI 318M-11)

La fuerza cortante de diseño, V_e , se debe determinar a partir de las fuerzas estáticas en la parte del elemento comprendida entre las caras del nudo. Se debe suponer que en las caras de los nudos localizadas entre los extremos del elemento actúan momentos de signo opuesto correspondientes a la resistencia probable, M_{pr} , y que el elemento está además cargado con cargas aferentes gravitacionales mayoradas a lo largo de la luz (Artículo 21.5.4.1).

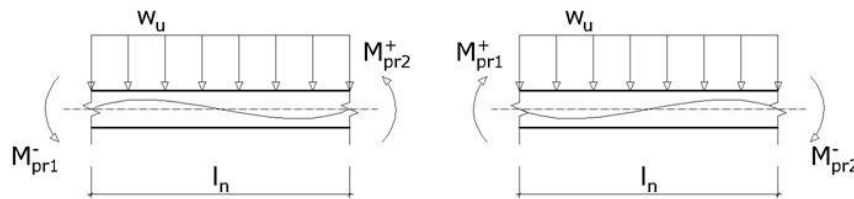


Figura 2.22 Cortante de diseño para vigas. (ACI 318M-11)

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

Se debe satisfacer:

$$18.77 \text{ t} \geq 11.91 \text{ t} \quad \checkmark$$

Donde:

f : Factor de reducción de resistencia

$$f : \underline{1.00}$$

V_n : Resistencia nominal a cortante.

$$V_n : \underline{18.77 \text{ t}}$$

V_e : Fuerza cortante de diseño, obtenida como el máximo entre V_{e1} , V_{e2} .

$$V_e : \underline{11.91 \text{ t}}$$

$$V_{e1} : \underline{11.56 \text{ t}}$$

$$V_{e2} : \underline{11.91 \text{ t}}$$

Siendo:

w_u : Carga mayorada por unidad de longitud de viga. $w_u : \underline{2.33} \text{ t/m}$
 l_n : Luz libre medida entre caras de los apoyos. $l_n : \underline{6.00} \text{ m}$
 M_{pr} : Resistencia probable a la flexión del elemento, determinada usando las propiedades de los elementos en las caras de los nudos suponiendo un esfuerzo en tracción para las barras longitudinales de al menos $1.25 \cdot f_y$. $M_{pr1}^+ : \underline{12.05} \text{ t}\cdot\text{m}$
 $M_{pr1}^- : \underline{17.50} \text{ t}\cdot\text{m}$
 $M_{pr2}^+ : \underline{9.92} \text{ t}\cdot\text{m}$
 $M_{pr2}^- : \underline{17.45} \text{ t}\cdot\text{m}$

Resistencia a cortante de elementos en flexión, 5.2.1 (NEC-14)

No se realiza la comprobación debido a la categoría de diseño sísmico de la estructura. ✓

V-2050: F3 - F4 (0.583 m - 5.417 m, Positivos)

Disposiciones relativas a las armaduras (ACI 318M-11, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser inferior a $s_{l,min}$ (Artículo 7.6.1):

$$29 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{l,min} : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{18} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra más gruesa.

$$d_b : \underline{18.0} \text{ mm}$$

d_{ag} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$d_{ag} : \underline{15} \text{ mm}$$

Armadura mínima y máxima (ACI 318M-11, Artículos 10.5.1, 10.5.2, 10.5.3 y 10.9.1)

Flexión positiva alrededor del eje X:

El área de refuerzo longitudinal a tracción, A_s , no debe ser menor que $A_{s,min}$. Los requisitos no necesitan ser aplicados si el A_s proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por análisis (Artículos 10.5.1 y 10.5.3):

$$7.42 \text{ cm}^2 \geq 1.33 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$A_{s,req}$: Área de refuerzo longitudinal a tracción requerida por análisis.

$$A_{s,req} : \underline{0.99} \text{ cm}^2$$

Flexión negativa alrededor del eje X:

El área de refuerzo longitudinal a tracción, A_s , no debe ser menor que $A_{s,min}$. Los requisitos no necesitan ser aplicados si el A_s proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por análisis (Artículos 10.5.1 y 10.5.3):

$$8.90 \text{ cm}^2 \geq 7.02 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$A_{s,req}$: Área de refuerzo longitudinal a tracción requerida por análisis.

$$A_{s,req} : \underline{5.27} \text{ cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas)
(ACI 318M-11, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$h : \underline{0.319} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,y} : \underline{5.548} \text{ t}$$

$f \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$f \cdot V_{n,y} : \underline{17.399} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '1.083 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n : \underline{23.199} \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c : \underline{9.898} \text{ t}$$

([MPa] f'_c)

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c : \underline{14.756} \text{ t}$$

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

f'_c : Resistencia especifica a compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{350.00} \text{ kg/cm}^2$$

$$r_w : \underline{0.005}$$

Siendo:

A_s : Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

$$A_s : \underline{5.35} \text{ cm}^2$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

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

$$d : \underline{343} \text{ mm}$$

$$M_m : \underline{1.004} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_u : Momento mayorado en la sección.

$$M_u : \underline{1.004} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_u : Carga axial mayorada normal a la sección transversal.

$$N_u : \underline{0.000} \text{ t}$$

h : Altura de un elemento.

$$h : \underline{400.00} \text{ mm}$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.4.7):

$$V_s : \underline{13.301} \text{ t}$$

V_s no debe considerarse mayor que (Artículo 11.4.7.9):

$$V_s : \underline{33.922} \text{ t}$$

([MPa] f'_c)

Donde:

A_v : Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s .

$$A_v : \underline{1.57} \text{ cm}^2$$

f_{yt} : Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \underline{4200.00} \text{ kg/cm}^2$$

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

$$d : \underline{343} \text{ mm}$$

s : Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$s : \underline{170} \text{ mm}$$

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{350.00} \text{ kg/cm}^2$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.4.5):

$$170 \text{ mm} \leq 175 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{max} : Valor mínimo de s_1 , s_2 .

$$s_{max} : \underline{175} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{175} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{600} \text{ mm}$$

Siendo:

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

d : 343 mm

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.4.6):

$$1.57 \text{ cm}^2 \geq 0.43 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$$A_{v,min} : \underline{0.37} \text{ cm}^2$$

([MPa] f'_c y f_{yt})

Pero no debe ser menor a:

$$A_{v,min} : \underline{0.43} \text{ cm}^2$$

([MPa] f_{yt})

Siendo:

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{350.00} \text{ kg/cm}^2$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$s : \underline{170} \text{ mm}$$

f_{yt} : Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \underline{4200.00} \text{ kg/cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (ACI 318M-11, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$h : \underline{0.392} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,y} : \underline{7.374} \text{ t}$$

$f \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$f \cdot V_{n,y} : \underline{18.793} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.583 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa-SX".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n : \underline{25.057} \text{ t}$$

El refuerzo transversal en la longitud l_o debe diseñarse para resistir el cortante suponiendo $V_c = 0$ cuando la fuerza axial de compresión mayorada, P_u , incluyendo el efecto sísmico es menor que $A_g f'_c / 20$.

$$V_c : \underline{0.000} \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.4.7):

$$V_s : \underline{25.057} \text{ t}$$

V_s no debe considerarse mayor que (Artículo 11.4.7.9):

$$V_s : \underline{33.832} \text{ t}$$

([MPa] f'_c)

Donde:

A_v : Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s .

$$A_v : \underline{1.57} \text{ cm}^2$$

f_{yt} : Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \underline{4200.00} \text{ kg/cm}^2$$

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

d : 342 mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

s : 90 mm

f'_c: Resistencia específica a compresión del hormigón.

f'_c : 350.00 kg/cm²

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 300 mm

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.4.5):

$$90 \text{ mm} \leq 175 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1 , s_2 .

s_{max} : 175 mm

s₁ : 175 mm

s₂ : 600 mm

Siendo:

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

d : 343 mm

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.4.6):

$$1.57 \text{ cm}^2 \geq 0.23 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$$A_{v,min} : \underline{0.20} \text{ cm}^2$$

([MPa] f'_c y f_{yt})

Pero no debe ser menor a:

$$A_{v,min} : \underline{0.23} \text{ cm}^2$$

([MPa] f_{yt})

Siendo:

f'_c : Resistencia especifica a compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{350.00} \text{ kg/cm}^2$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

s : Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$s : \underline{90} \text{ mm}$$

f_{yt} : Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \underline{4200.00} \text{ kg/cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (ACI 318M-11, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '2.583 m', para la combinación de hipótesis "Envolverte de momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$h : \underline{0.948} \quad \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

$$P_u : \underline{0.000} \text{ t}$$

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_{u,x} : \underline{5.962} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$f \cdot P_n, f \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$f \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$f \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$f \cdot P_n$: 0.000 t

$f \cdot M_{n,x}$: 6.287 t·m

$f \cdot M_{n,y}$: 0.000 t·m

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- (a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- (b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- (c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.
- (d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- (e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- (f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:

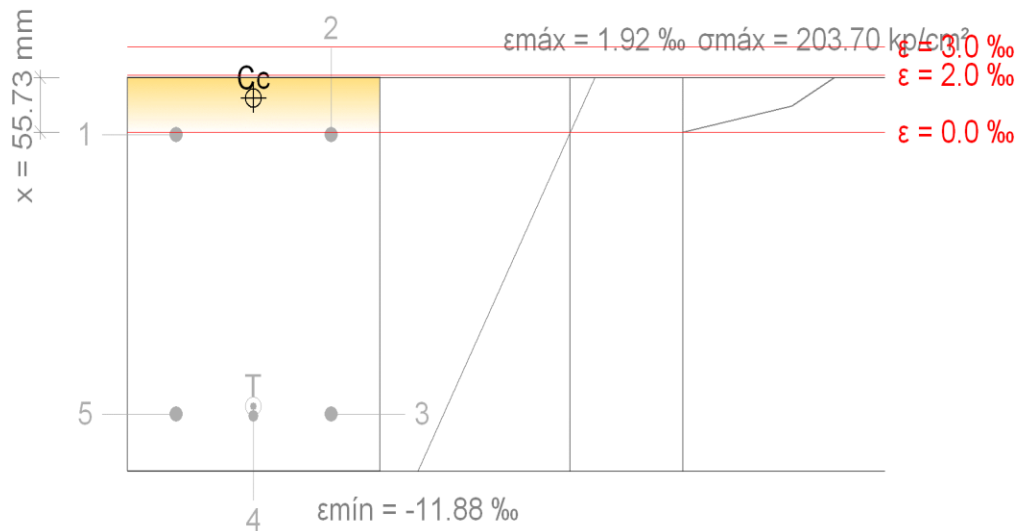


Figura 2.25 Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

Tabla 2.44 Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kg/cm ²)	ϵ
1	Ø16	-92.00	142.00	-159.89	-0.000078
2	Ø16	92.00	142.00	-159.89	-0.000078
3	Ø16	92.00	-142.00	-4200.00	-0.009881
4	Ø12	0.00	-144.00	-4200.00	-0.009950
5	Ø16	-92.00	-142.00	-4200.00	-0.009881
	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)		
Cc	22.286	0.00	179.23		
Cs	0.000	0.00	0.00		
T	22.286	0.00	-134.23		

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD

P_n : 0.000 t

$M_{n,x}$: 6.986 t·m

$M_{n,y}$: 0.000 t·m

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.	$C_c : 22.286 \text{ t}$
C_s : Resultante de compresiones en el acero.	$C_s : 0.000 \text{ t}$
T : Resultante de tracciones en el acero.	$T : 22.286 \text{ t}$
e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x} : 0.00 \text{ mm}$ $e_{cc,y} : 179.23 \text{ mm}$
e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs} : 0.00 \text{ mm}$
e_r : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{r,x} : 0.00 \text{ mm}$ $e_{r,y} : -134.23 \text{ mm}$
e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	$e_{cmax} : 0.0019$
e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.	$e_{smax} : 0.0099$
s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	$s_{cmax} : 203.70 \text{ kg/cm}^2$
s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.	$s_{smax} : 4200.00 \text{ kg/cm}^2$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:

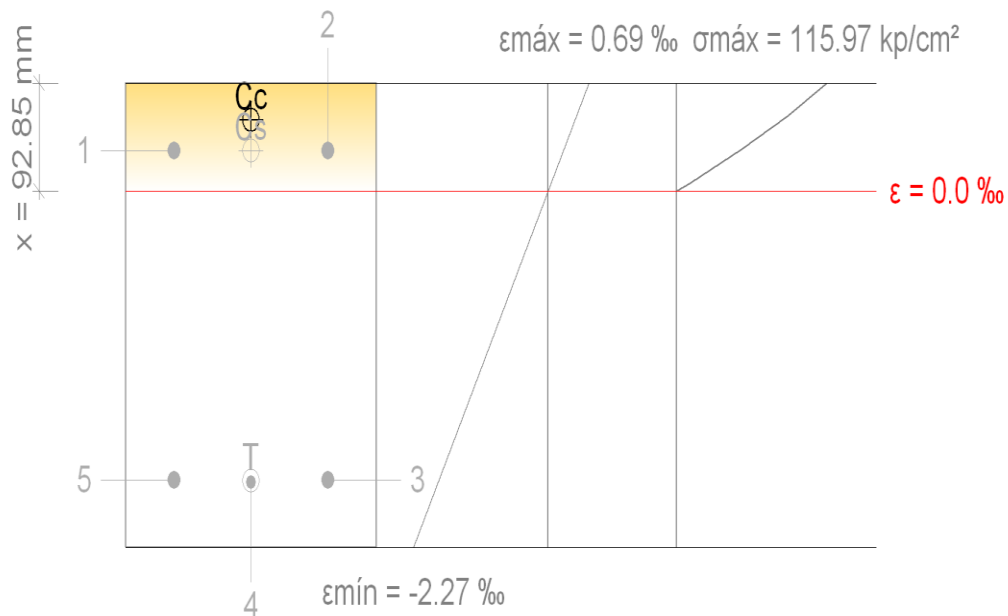


Figura 2.26 Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos
Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

Tabla 2.45 Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kg/cm ²)	ϵ
1	Ø16	-92.00	142.00	+525.19	+0.000258
2	Ø16	92.00	142.00	+525.19	+0.000258
3	Ø16	92.00	-142.00	-3754.24	-0.001841
4	Ø12	0.00	-144.00	-3784.38	-0.001856
5	Ø16	-92.00	-142.00	-3754.24	-0.001841
	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)		
Cc	17.267	0.00	168.05		
Cs	2.112	0.00	142.00		
T	19.380	0.00	-142.44		

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

$$P_u : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$M_{u,x} : \underline{5.962} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.	$C_c : \underline{17.267} \text{ t}$
C_s : Resultante de compresiones en el acero.	$C_s : \underline{2.112} \text{ t}$
T : Resultante de tracciones en el acero.	$T : \underline{19.380} \text{ t}$
e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$
	$e_{cc,y} : \underline{168.05} \text{ mm}$
e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$
	$e_{cs,y} : \underline{142.00} \text{ mm}$
e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$
	$e_{T,y} : \underline{-142.44} \text{ mm}$
e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	$e_{cmax} : \underline{0.0007}$
e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.	$e_{smax} : \underline{0.0019}$
s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	$s_{cmax} : \underline{115.97} \text{ kg/cm}^2$
s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.	$s_{smax} : \underline{3784.38} \text{ kg/cm}^2$

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (ACI 318M-11, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '2.917 m', para la combinación de hipótesis "Envoltorio de momentos máximos en situaciones sísmicas".

Se debe satisfacer:

$$h : \underline{0.735} \quad \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

$$P_u : \underline{0.000} \text{ t}$$

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_{u,x} : \underline{4.623} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$f \cdot P_n, f \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$f \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$$f \cdot P_n : \underline{0.000} \text{ t}$$

$f \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$f \cdot M_{n,x} : \underline{6.287} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$f \cdot M_{n,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- (a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- (b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- (c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.
- (d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- (e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.

- (f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

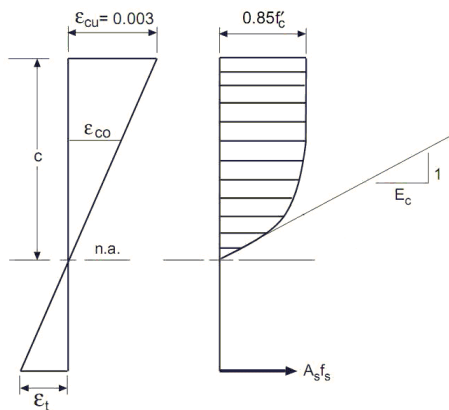


Figura 2.27 Diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón. $f'_c : 350.00 \text{ kg/cm}^2$

ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

$\epsilon_{cu} : 0.0030$

ϵ_{c0} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

$\epsilon_{c0} : 0.0020$

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.

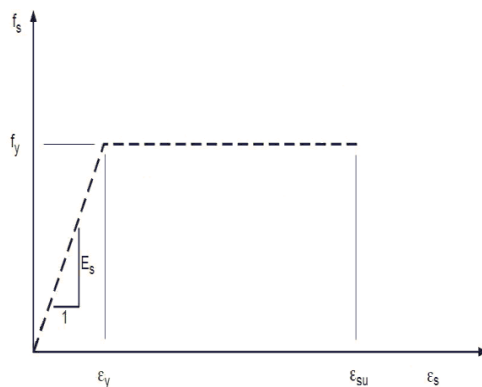


Figura 2.28 Diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. $f_y : 4200.00 \text{ kg/cm}^2$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:

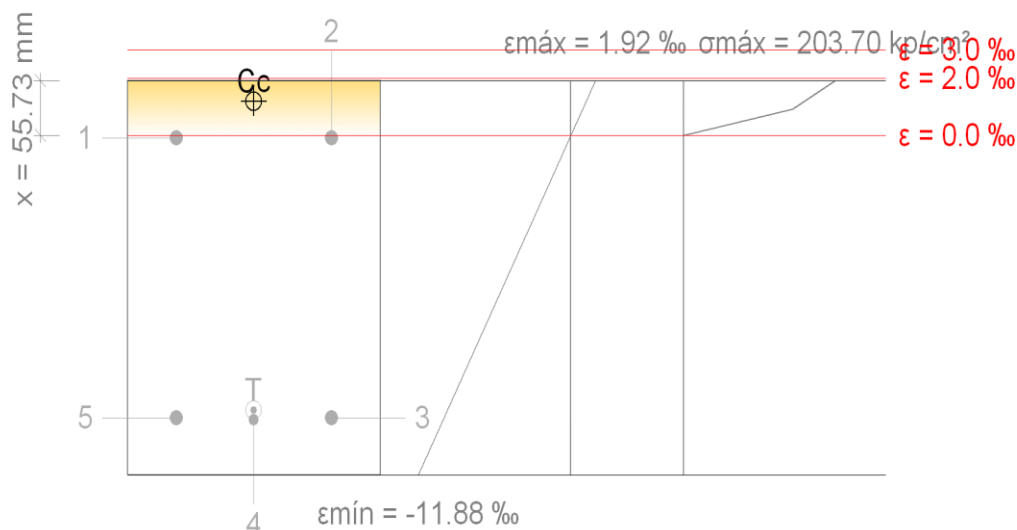


Figura 2.29 Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

Tabla 2.46 Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kg/cm ²)	ϵ
1	Ø16	-92.00	142.00	-159.89	-0.000078
2	Ø16	92.00	142.00	-159.89	-0.000078
3	Ø16	92.00	-142.00	-4200.00	-0.009881
4	Ø12	0.00	-144.00	-4200.00	-0.009950
5	Ø16	-92.00	-142.00	-4200.00	-0.009881
	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)		
Cc	22.286	0.00	179.23		
Cs	0.000	0.00	0.00		
T	22.286	0.00	-134.23		

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

$P_n : 0.000 \text{ t}$

$M_{n,x} : 6.986 \text{ t}\cdot\text{m}$

$$M_{n,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.	$C_c : \underline{22.286} \text{ t}$
C_s : Resultante de compresiones en el acero.	$C_s : \underline{0.000} \text{ t}$
T : Resultante de tracciones en el acero.	$T : \underline{22.286} \text{ t}$
e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$ $e_{cc,y} : \underline{179.23} \text{ mm}$
e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs} : \underline{0.00} \text{ mm}$
e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$ $e_{T,y} : \underline{-134.23} \text{ mm}$
e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	$e_{cmax} : \underline{0.0019}$
e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.	$e_{smax} : \underline{0.0099}$
s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	$s_{cmax} : \underline{203.70} \text{ kg/cm}^2$
s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.	$s_{smax} : \underline{4200.00} \text{ kg/cm}^2$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:

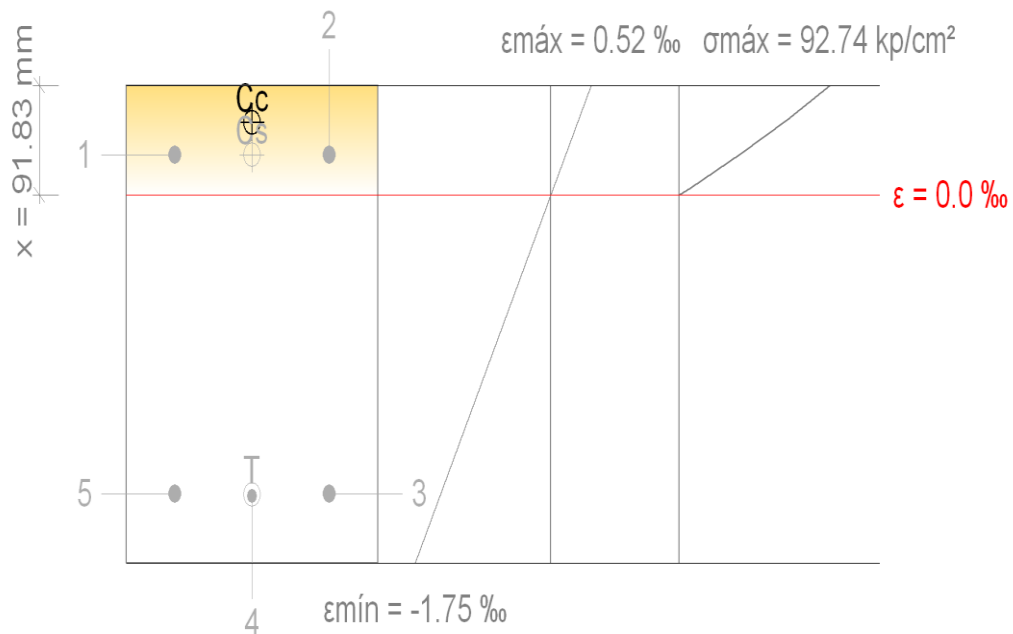


Figura 2.30 Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos
Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

Tabla 2.47 Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kg/cm ²)	ε
1	Ø16	-92.00	142.00	+392.86	+0.000193
2	Ø16	92.00	142.00	+392.86	+0.000193
3	Ø16	92.00	-142.00	-2904.90	-0.001425
4	Ø12	0.00	-144.00	-2928.12	-0.001436
5	Ø16	-92.00	-142.00	-2904.90	-0.001425

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	13.415	0.00	168.66
Cs	1.580	0.00	142.00
T	14.995	0.00	-142.44

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

$$P_u : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$M_{u,x} : \underline{4.623} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{13.415} \text{ t}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{1.580} \text{ t}$$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{14.995} \text{ t}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{168.66} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{142.00} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-142.44} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0005}$$

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0014}$$

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$s_{cmax} : \underline{92.74} \text{ kg/cm}^2$$

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$s_{smax} : \underline{2928.12} \text{ kg/cm}^2$$

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (ACI 318M-11, Artículo 11.5.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (ACI 318M-11, Artículo 11.5.3.6)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (ACI 318M-11, Artículo 11.5.3.7)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X. (ACI 318M-11, Artículo 11.5.3.8)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua (ACI 318M-11, Artículo 11.5.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (ACI 318M-11, Artículo 11.5.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma. (ACI 318M-11, Artículo 11.5.3.8)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (ACI 318M-11, Artículo 11.5.3.8)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (ACI 318M-11, Artículo 11.5.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (ACI 318M-11, Artículo 11.5.6.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal. (ACI 318M-11, Artículo 11.5.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados. (ACI 318M-11, Artículo 11.5.5)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Criterios de diseño por sismo (ACI 318M-11, Artículo 21)

La luz libre del elemento no debe ser menor que cuatro veces su altura útil (Artículo 21.5.1.2).

$$6000 \text{ mm} \geq 1368 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

l_n : Luz libre del elemento.

l_n : 6000 mm

d : Altura útil.

d : 342 mm

El ancho del elemento no debe ser menor que $b_{w,min}$ (Artículo 21.5.1.3).

$$300 \text{ mm} \geq 120 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

b_w : Ancho del elemento.

b_w : 300 mm

$b_{w,min}$: Valor mínimo de b_1 , b_2 .

$b_{w,min}$: 120 mm

Siendo:

b_1 : 250 mm

b_2 : 120 mm

Donde:

h: Altura del elemento.**h :** 400 mm

El ancho del elemento no debe exceder el ancho del elemento de apoyo mas una distancia a cada lado del elemento de apoyo a_{min} (Articulo 21.5.1.4).

$$300 \text{ mm} \leq 1000 \text{ mm} \checkmark$$

Donde:

b_w: Ancho del elemento.**b_w :** 300 mm**c₂:** Ancho del elemento de apoyo.**c₂ :** 500 mm**a_{min}:** Valor mínimo de a_1 , a_2 .**a_{min} :** 500 mm**a₁ :** 500 mm**a₂ :** 525 mm

Siendo:

c₁: Dimensión total del elemento de apoyo.**c₁ :** 700 mm

En cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior, el área de refuerzo no debe ser menor que A_{min} (Articulo 21.5.2.1).

$$402.20 \text{ mm}^2 \geq 348.62 \text{ mm}^2 \checkmark$$

Donde:

A_b: Area de la armadura de refuerzo superior.**A_b :** 402.20 mm²**A_{min} :** 348.62 mm²

Donde:

b_w: Ancho del elemento.**b_w :** 300 mm**d:** Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.**d :** 342 mm**f_y:** Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.**f_y :** 412.02 MPa

En cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior, el área de refuerzo no debe ser menor que A_{min} (Artículo 21.5.2.1).

$$515.30 \text{ mm}^2 \geq 348.62 \text{ mm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_b : Área de la armadura de refuerzo inferior.

$$A_b : 515.30 \text{ mm}^2$$

$$A_{min} : 348.62 \text{ mm}^2$$

Donde:

b_w : Ancho del elemento.

$$b_w : 300 \text{ mm}$$

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

$$d : 342 \text{ mm}$$

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$$f_y : 412.02 \text{ MPa}$$

En cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior, la cuantía de refuerzo no debe exceder 0,025 (Artículo 21.5.2.1).

$$0.003 \leq 0.025 \quad \checkmark$$

En cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior, la cuantía de refuerzo no debe exceder 0,025 (Artículo 21.5.2.1).

$$0.004 \leq 0.025 \quad \checkmark$$

Al menos dos barras deben disponerse en forma continua, tanto en la parte superior como en la inferior (Artículo 21.5.2.1).

$$2 \geq 2 \quad \checkmark$$

Deben colocarse estribos espaciados a no mas de $d/2$ en toda la longitud del elemento (Artículo 21.5.3.4).

$$170 \text{ mm} \leq 175 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

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

$$d : 342 \text{ mm}$$

La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección, a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor que un cuarto de la resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos (Artículo 21.5.2.2).

$$61677261 \text{ N}\cdot\text{mm} \geq 34917481 \text{ N}\cdot\text{mm} \checkmark$$

Donde:

$F \cdot M_{n, \text{pos}}$: Resistencia a momento positivo. $F \cdot M_{n, \text{pos}} : 61677261 \text{ N}\cdot\text{mm}$

$F \cdot M_{n, a, \text{neg}}$: Resistencia a momento negativo en la cara de cualquiera de los nudos. $F \cdot M_{n, a, \text{neg}} : 139669922 \text{ N}\cdot\text{mm}$

Criterios de diseño por sismo (NEC-14)

Cortante de diseño para vigas. (ACI 318M-11)

La fuerza cortante de diseño, V_e , se debe determinar a partir de las fuerzas estáticas en la parte del elemento comprendida entre las caras del nudo. Se debe suponer que en las caras de los nudos localizadas entre los extremos del elemento actúan momentos de signo opuesto correspondientes a la resistencia probable, M_{pr} , y que el elemento está además cargado con cargas aferentes gravitacionales mayoradas a lo largo de la luz (Artículo 21.5.4.1).

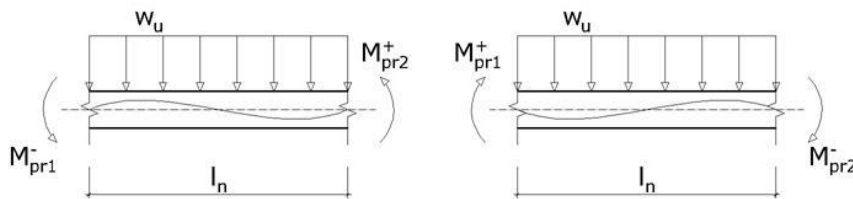


Figura 2.31 Cortante de diseño para vigas

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

Se debe satisfacer:

$$18.79 \text{ t} \geq 11.91 \text{ t} \checkmark$$

Donde:

f : Factor de reducción de resistencia

$$f : 1.00$$

V_n : Resistencia nominal a cortante.

$$V_n : 18.79 \text{ t}$$

V_e : Fuerza cortante de diseño, obtenida como el máximo entre V_{e1} , V_{e2} .

$$V_e : 11.91 \text{ t}$$

$$V_{e1} : 11.56 \text{ t}$$

$$V_{e2} : \underline{11.91} \text{ t}$$

Siendo:

$$\begin{aligned} w_u: & \text{Carga mayorada por unidad de longitud de viga.} & w_u : & \underline{2.33} \text{ t/m} \\ l_n: & \text{Luz libre medida entre caras de los apoyos.} & l_n : & \underline{6.00} \text{ m} \\ M_{pr}: & \text{Resistencia probable a la flexión del elemento, determinada usando las propiedades de los elementos en las caras de los nudos suponiendo un esfuerzo en tracción para las barras longitudinales de al menos } 1.25 \cdot f_y. & M_{pr1}^+ : & \underline{12.05} \text{ t}\cdot\text{m} \\ & & M_{pr1}^- : & \underline{17.50} \text{ t}\cdot\text{m} \\ & & M_{pr2}^+ : & \underline{9.92} \text{ t}\cdot\text{m} \\ & & M_{pr2}^- : & \underline{17.45} \text{ t}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

Resistencia a cortante de elementos en flexión, 5.2.1 (NEC-14)

No se realiza la comprobación debido a la categoría de diseño sísmico de la estructura.



V-2050: F3 - F4 (4.750 m - F4, Negativos)

Disposiciones relativas a las armaduras (ACI 318M-11, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser inferior a $s_{l,min}$ (Artículo 7.6.1):

$$44 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{l,min} : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{18} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

$$\begin{aligned} d_b: & \text{Diámetro de la barra más gruesa.} & d_b : & \underline{18.0} \text{ mm} \\ d_{ag}: & \text{Tamaño máximo nominal del agregado grueso.} & d_{ag} : & \underline{15} \text{ mm} \end{aligned}$$

Armadura mínima y máxima (ACI 318M-11, Artículos 10.5.1, 10.5.2, 10.5.3 y 10.9.1)

Flexión positiva alrededor del eje X:

El área de refuerzo longitudinal a tracción, A_s , no debe ser menor que $A_{s,min}$. Los requisitos no necesitan ser aplicados si el A_s proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por análisis (Artículos 10.5.1 y 10.5.3):

$$4.64 \text{ cm}^2 \geq 3.47 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$A_{s,req}$: Área de refuerzo longitudinal a tracción requerida por análisis.

$$A_{s,req} : \quad 2.60 \quad \text{cm}^2$$

Flexión negativa alrededor del eje X:

El área de refuerzo longitudinal a tracción, A_s , no debe ser menor que $A_{s,min}$. Los requisitos no necesitan ser aplicados si el A_s proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por análisis (Artículos 10.5.1 y 10.5.3):

$$5.27 \text{ cm}^2 \geq 1.52 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$A_{s,req}$: Área de refuerzo longitudinal a tracción requerida por análisis.

$$A_{s,req} : \quad 1.14 \quad \text{cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (ACI 318M-11, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$h : \quad 0.351 \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,y} : \quad 9.072 \quad \text{t}$$

$f \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$f \cdot V_{n,y} : \quad 25.826 \quad \text{t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '5.652 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n : \quad 34.434 \quad \text{t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c : \underline{9.377} \text{ t}$$

$$([\text{MPa}] f'_c)$$

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c : \underline{14.717} \text{ t}$$

$$([\text{MPa}] N_u/A_g \text{ y } f'_c)$$

Donde:

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{350.00} \text{ kg/cm}^2$$

$$r_w : \underline{0.010}$$

Siendo:

A_s : Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

$$A_s : \underline{10.69} \text{ cm}^2$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

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

$$d : \underline{342} \text{ mm}$$

$$M_m : \underline{4.570} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_u : Momento mayorado en la sección.

$$M_u : \underline{-4.570} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal.

$$N_u : \underline{0.000} \text{ t}$$

h: Altura de un elemento.

$$h : \underline{400.00} \text{ mm}$$

A_g: Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.4.7):

$$V_s : \underline{25.057} \text{ t}$$

V_s no debe considerarse mayor que (Artículo 11.4.7.9):

$$V_s : \underline{33.832} \text{ t}$$

([MPa] f'_c)

Donde:

A_v: Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s.

$$A_v : \underline{1.57} \text{ cm}^2$$

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \underline{4200.00} \text{ kg/cm}^2$$

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

$$d : \underline{342} \text{ mm}$$

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$s : \underline{90} \text{ mm}$$

f'_c: Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{350.00} \text{ kg/cm}^2$$

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.4.5):

$$90 \text{ mm} \leq 175 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

S_{max}: Valor mínimo de s_1 , s_2 .

S_{max} : 175 mm

s₁ : 175 mm

s₂ : 600 mm

Siendo:

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

d : 342 mm

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.4.6):

$$1.57 \text{ cm}^2 \geq 0.23 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_{v,min} : 0.20 cm²

([MPa] f'_c y f_{yt})

Pero no debe ser menor a:

A_{v,min} : 0.23 cm²

([MPa] f_{yt})

Siendo:

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

f'_c : 350.00 kg/cm²

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 300 mm

s : Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

s : 90 mm

f_{yt} : Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal.

f_{yt} : 4200.00 kg/cm²

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (ACI 318M-11, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

h : 0.455 ✓

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$V_{u,y}$: 8.544 t

$f \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$f \cdot V_{n,y}$: 18.768 t

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '5.750 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa+SX".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

V_n : 25.024 t

El refuerzo transversal en la longitud l_o debe diseñarse para resistir el cortante suponiendo $V_c = 0$ cuando la fuerza axial de compresión mayorada, P_u , incluyendo el efecto sísmico es menor que $A_g f'_c / 20$.

V_c : 0.000 t

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.4.7):

$$V_s : \underline{25.024} \text{ t}$$

V_s no debe considerarse mayor que (Artículo 11.4.7.9):

$$V_s : \underline{33.787} \text{ t}$$

([MPa] f'_c)

Donde:

A_v : Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s .

$$A_v : \underline{1.57} \text{ cm}^2$$

f_{yt} : Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \underline{4200.00} \text{ kg/cm}^2$$

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

$$d : \underline{342} \text{ mm}$$

s : Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$s : \underline{90} \text{ mm}$$

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{350.00} \text{ kg/cm}^2$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.4.5):

$$90 \text{ mm} \leq 175 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{max} : Valor mínimo de s_1, s_2 .

$$s_{max} : \underline{175} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{175} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{600} \text{ mm}$$

Siendo:

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

$$d : \underline{342} \text{ mm}$$

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.4.6):

$$1.57 \text{ cm}^2 \geq 0.23 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$$A_{v,min} : \underline{0.20} \text{ cm}^2$$

([MPa] f'_c y f_{yt})

Pero no debe ser menor a:

$$A_{v,min} : \underline{0.23} \text{ cm}^2$$

([MPa] f_{yt})

Siendo:

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{350.00} \text{ kg/cm}^2$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$s : \underline{90} \text{ mm}$$

f_{yt} : Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \underline{4200.00} \text{ kg/cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (ACI 318M-11, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '5.833 m', para la combinación de hipótesis "Envoltorio de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$h : \underline{0.719} \quad \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

$$P_u : \underline{0.000} \text{ t}$$

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_{u,x} : \underline{-9.209} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$f \cdot P_n, f \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$f \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$$f \cdot P_n : \underline{0.000} \text{ t}$$

$f \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$f \cdot M_{n,x} : \underline{-12.803} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$f \cdot M_{n,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .

- (e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- (f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

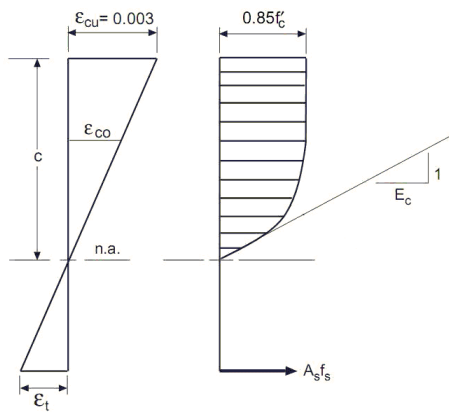


Figura 2.32 Diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón. $f'_c : 350.00 \text{ kg/cm}^2$

ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

$\epsilon_{cu} : 0.0030$

ϵ_{c0} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

$\epsilon_{c0} : 0.0020$

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.

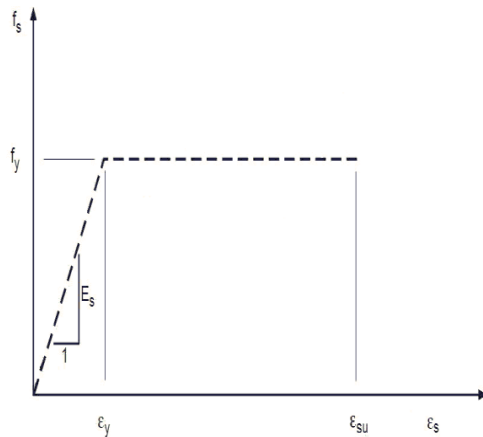


Figura 2.33 Diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. f_y : 4200.00 kg/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:

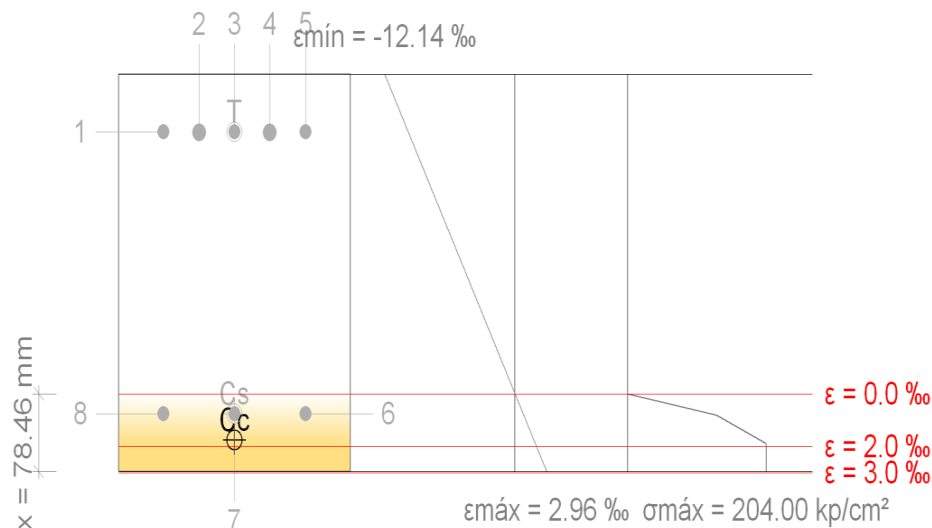


Figura 2.34 Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

Tabla 2.48 Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kg/cm ²)	ϵ
1	Ø16	-92.00	142.00	-4200.00	-0.009950
2	Ø18	-46.00	141.00	-4200.00	-0.009912
3	Ø16	0.00	142.00	-4200.00	-0.009950
4	Ø18	46.00	141.00	-4200.00	-0.009912
5	Ø16	92.00	142.00	-4200.00	-0.009950

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kg/cm ²)	ε
6	Ø16	92.00	-142.00	+1575.29	+0.000773
7	Ø16	0.00	-142.00	+1575.29	+0.000773
8	Ø16	-92.00	-142.00	+1575.29	+0.000773
	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)		
Cc	37.213	0.00	-168.32		
Cs	9.504	0.00	-142.00		
T	46.717	0.00	141.54		

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

$$P_n : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$M_{n,x} : \underline{-14.225} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{37.213} \text{ t}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{9.504} \text{ t}$$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{46.717} \text{ t}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-168.32} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-142.00} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{141.54} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0030}$$

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0099}$$

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$s_{cmax} : \underline{204.00} \text{ kg/cm}^2$$

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$s_{smax} : \underline{4200.00} \text{ kg/cm}^2$$

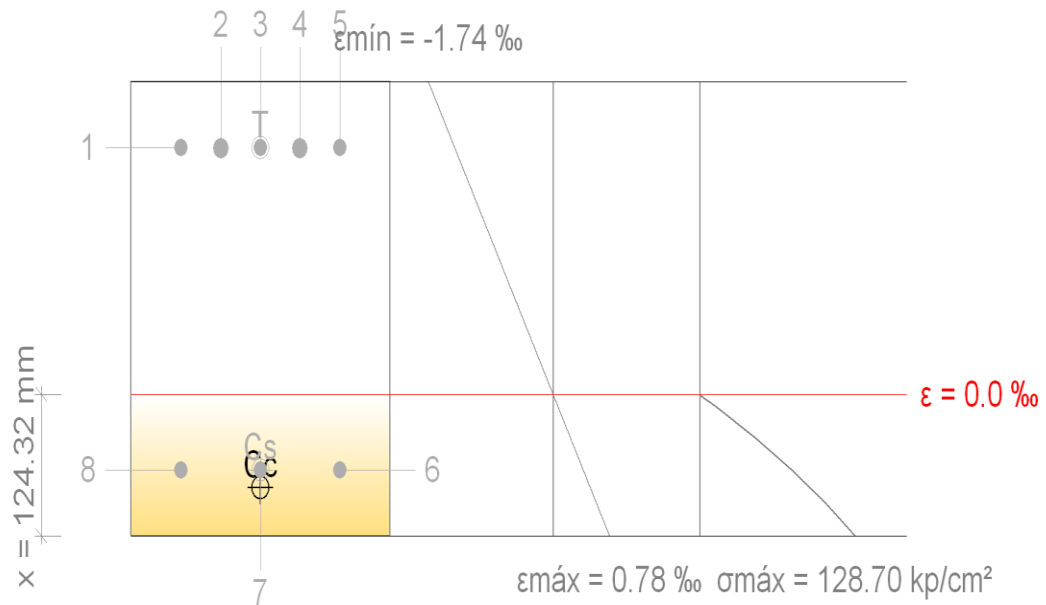
Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:

Figura 2.35 Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos
Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

Tabla 2.49 Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kg/cm ²)	ϵ
1	Ø16	-92.00	142.00	-3502.24	-0.001374
2	Ø18	-46.00	141.00	-2789.37	-0.001368
3	Ø16	0.00	142.00	-3502.24	-0.001374
4	Ø18	46.00	141.00	-2789.37	-0.001368
5	Ø16	92.00	142.00	-3502.24	-0.001374
6	Ø16	92.00	-142.00	+853.76	+0.000419
7	Ø16	0.00	-142.00	+853.76	+0.000419
8	Ø16	-92.00	-142.00	+853.76	+0.000419
	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)		
Cc	25.953	0.00	-157.00		
Cs	5.151	0.00	-142.00		
T	31.104	0.00	141.54		

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

$$P_u : 0.000 \text{ t}$$

$$M_{u,x} : -9.209 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : 0.000 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.	$C_c : 25.953 \text{ t}$
C_s : Resultante de compresiones en el acero.	$C_s : 5.151 \text{ t}$
T : Resultante de tracciones en el acero.	$T : 31.104 \text{ t}$
e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x} : 0.00 \text{ mm}$ $e_{cc,y} : -157.00 \text{ mm}$
e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x} : 0.00 \text{ mm}$ $e_{cs,y} : -142.00 \text{ mm}$
e_r : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x} : 0.00 \text{ mm}$ $e_{T,y} : 141.54 \text{ mm}$
e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	$e_{cmax} : 0.0008$
e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.	$e_{smax} : 0.0014$
s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	$s_{cmax} : 128.70 \text{ kg/cm}^2$
s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.	$s_{smax} : 3502.24 \text{ kg/cm}^2$

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (ACI 318M-11, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '5.750 m', para la combinación de hipótesis "Envolverte de momentos mínimos en situaciones sísmicas".

Se debe satisfacer:

$$h : 0.743 \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.	$P_u : 0.000 \text{ t}$
M_u : Momento de cálculo de primer orden.	$M_{u,x} : -9.506 \text{ t}\cdot\text{m}$ $M_{u,y} : 0.000 \text{ t}\cdot\text{m}$

$f \cdot P_n, f \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$f \cdot P_n$: Axil de agotamiento.	$f \cdot P_n : 0.000 \text{ t}$
$f \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.	$f \cdot M_{n,x} : -12.803 \text{ t}\cdot\text{m}$ $f \cdot M_{n,y} : 0.000 \text{ t}\cdot\text{m}$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- (a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- (b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- (c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.
- (d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- (e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- (f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

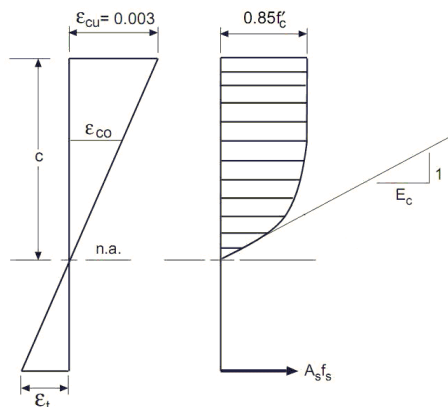


Figura 2.36 Diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón. $f'_c : 350.00 \text{ kg/cm}^2$

e_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

$e_{cu} : 0.0030$

e_{c0} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

$e_{c0} : 0.0020$

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.

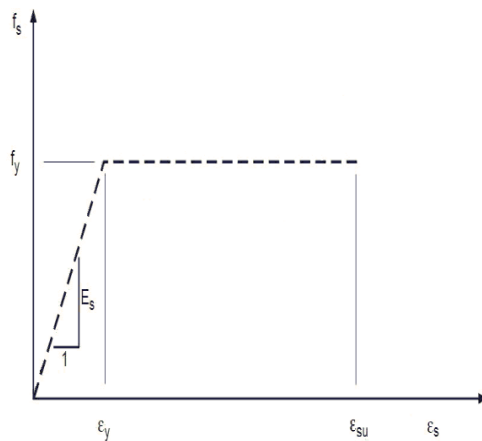


Figura 2.37 Diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. $f_y : 4200.00 \text{ kg/cm}^2$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:

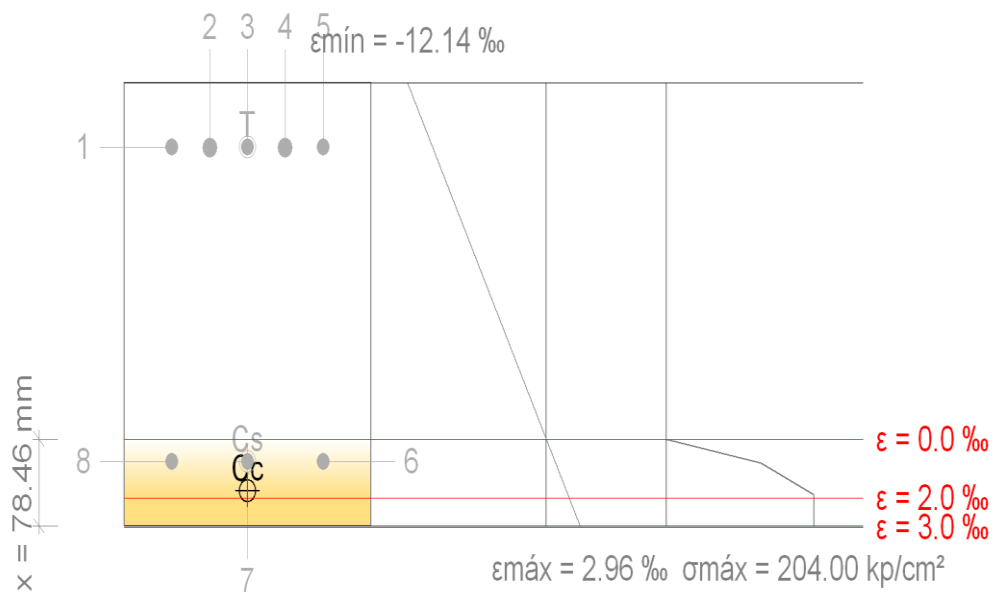


Figura 2.38 Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

Tabla 2.50 Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo p_simos

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (kg/cm ²)	ε
1	Ø16	-92.00	142.00	-4200.00	-0.009950
2	Ø18	-46.00	141.00	-4200.00	-0.009912
3	Ø16	0.00	142.00	-4200.00	-0.009950
4	Ø18	46.00	141.00	-4200.00	-0.009912
5	Ø16	92.00	142.00	-4200.00	-0.009950
6	Ø16	92.00	-142.00	+1575.29	+0.000773
7	Ø16	0.00	-142.00	+1575.29	+0.000773
8	Ø16	-92.00	-142.00	+1575.29	+0.000773
	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)		
Cc	37.213	0.00	-168.32		
Cs	9.504	0.00	-142.00		
T	46.717	0.00	141.54		

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

$$P_n : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$M_{n,x} : \underline{-14.225} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{37.213} \text{ t}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{9.504} \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{46.717} \text{ t}$$

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-168.32} \text{ mm}$$

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-142.00} \text{ mm}$$

e_t: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{t,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{t,y} : \underline{141.54} \text{ mm}$$

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\epsilon_{cmax} : 0.0030$$

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$\epsilon_{smax} : 0.0099$$

σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\sigma_{cmax} : 204.00 \text{ kg/cm}^2$$

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$\sigma_{smax} : 4200.00 \text{ kg/cm}^2$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:

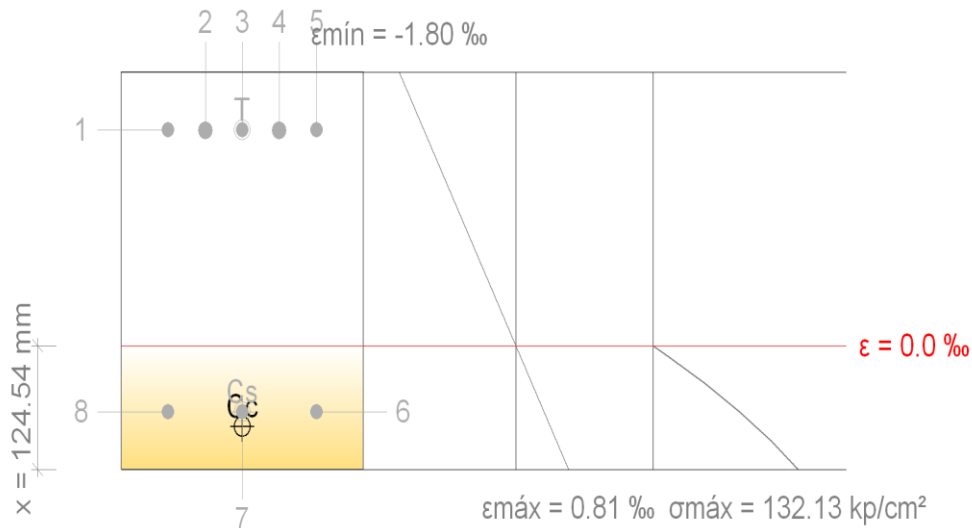


Figura 2.39 Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

Tabla 2.51 Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kg/cm ²)	ϵ
1	Ø16	-92.00	142.00	-2894.06	-0.001419
2	Ø18	-46.00	141.00	-2880.75	-0.001413
3	Ø16	0.00	142.00	-2894.06	-0.001419
4	Ø18	46.00	141.00	-2880.75	-0.001413
5	Ø16	92.00	142.00	-2894.06	-0.001419
6	Ø16	92.00	-142.00	+885.53	+0.000434
7	Ø16	0.00	-142.00	+885.53	+0.000434
8	Ø16	-92.00	-142.00	+885.53	+0.000434
	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)		
Cc	26.780	0.00	-156.86		
Cs	5.342	0.00	-142.00		
T	32.123	0.00	141.54		

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

$$P_u : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$M_{u,x} : \underline{-9.506} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.	$C_c : \underline{26.780} \text{ t}$
C_s : Resultante de compresiones en el acero.	$C_s : \underline{5.342} \text{ t}$
T : Resultante de tracciones en el acero.	$T : \underline{32.123} \text{ t}$
e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$
	$e_{cc,y} : \underline{-156.86} \text{ mm}$
e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$
	$e_{cs,y} : \underline{-142.00} \text{ mm}$
e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$
	$e_{T,y} : \underline{141.54} \text{ mm}$
e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	$e_{cmax} : \underline{0.0008}$
e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.	$e_{smax} : \underline{0.0014}$
s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	$s_{cmax} : \underline{132.13} \text{ kg/cm}^2$
s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.	$s_{smax} : \underline{2894.06} \text{ kg/cm}^2$

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (ACI 318M-11, Artículo 11.5.3.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '6.000 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa-SY".

Se debe satisfacer:

$$3.65 \text{ kg/cm}^2 \leq 31.07 \text{ kg/cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{u,Tv}$: Esfuerzo cortante debido a cortante y torsión.

$$s_{u,Tv} : \underline{3.65} \text{ kg/cm}^2$$

$s_{n,Tv}$: Esfuerzo límite de
agrietamiento por cortante y torsión.
 f : Factor de reducción de resistencia.

$$\begin{array}{l} s_{n,Tv} : \quad \underline{41.43} \quad \text{kg/cm}^2 \\ f : \quad \underline{0.75} \end{array}$$

Esfuerzo cortante debido a cortante y torsión.

Donde:

T_u : Torsión mayorada en la sección.
 A_{oh} : Área encerrada por el eje del
refuerzo transversal cerrado más
externo.
 p_h : Perímetro del eje del refuerzo
transversal cerrado más externo.

$$T_u : \quad \underline{0.253} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

$$A_{oh} : \quad \underline{651.00} \quad \text{cm}^2$$

$$p_h : \quad \underline{1040.00} \quad \text{mm}$$

Esfuerzo límite de agrietamiento por cortante y
torsión.

Donde:

V_c : Resistencia nominal a cortante
proporcionada por el concreto.
 b_w : Ancho del alma, o diámetro de la
sección circular.
 d : Distancia desde la fibra extrema en
compresión hasta el centroide del
refuerzo longitudinal en tracción.
 f'_c : Resistencia especificada a
compresión del concreto.

$$V_c : \quad \underline{9.001} \quad \text{t}$$

$$b_w : \quad \underline{300.00} \quad \text{mm}$$

$$d : \quad \underline{341.54} \quad \text{mm}$$

$$f'_c : \quad \underline{350.00} \quad \text{kg/cm}^2$$

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (ACI 318M-11,
Artículo 11.5.3.6)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se
producen en '5.917 m', para la combinación de
hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa-SY".

Se debe satisfacer:

$$3.041 \text{ t}\cdot\text{m} \geq 0.253 \text{ t}\cdot\text{m} \quad \checkmark$$

Donde:

T_n : Resistencia nominal a torsión.
 T_u : Torsión mayorada en la sección.
 f : Factor de reducción de resistencia.

$$T_n : \quad \underline{4.054} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

$$T_u : \quad \underline{0.253} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

$$f : \quad \underline{0.75}$$

Resistencia torsional mayorada (Artículo 11.5.3.6).

Donde:

A_t : Área de una rama de un estribo cerrado que resiste la torsión.

$$A_t : \underline{0.79} \text{ cm}^2$$

s : Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$s : \underline{90} \text{ mm}$$

f_{yt} : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$$f_{yt} : \underline{4200.00} \text{ kg/cm}^2$$

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

A_0 : Área encerrada por la trayectoria del flujo de cortante alrededor del perímetro del tubo.

$$A_0 : \underline{553.35} \text{ cm}^2$$

Siendo:

A_{0h} : Área encerrada por el eje del refuerzo transversal cerrado más externo.

$$A_{0h} : \underline{651.00} \text{ cm}^2$$

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (ACI 318M-11, Artículo 11.5.3.7)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '5.750 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa-SY".

Se debe satisfacer:

$$17.16 \text{ cm}^2 \geq 4.61 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

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

$$A_{st} : \underline{17.16} \text{ cm}^2$$

A_t : Área total del refuerzo longitudinal para resistir torsión.

$$A_t : \underline{4.61} \text{ cm}^2$$

Área total del refuerzo longitudinal para resistir torsión (Artículo 11.5.3.7).

Donde:

$$A_t/s : \underline{0.04}$$

T_u: Torsión mayorada en la sección.

$$T_u : \underline{0.174} \text{ t}\cdot\text{m}$$

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_y del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \underline{4200.00} \text{ kg/cm}^2$$

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$$f_y : \underline{4200.00} \text{ kg/cm}^2$$

q: Ángulo entre el eje de un puntal, diagonal de compresión, o campo de compresión, y la cuerda de tracción de un elemento.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

p_h: Perímetro del eje del refuerzo transversal cerrado más externo.

$$p_h : \underline{1040} \text{ mm}$$

A₀: Área bruta encerrada por la trayectoria el flujo de cortante.

$$A_0 : \underline{553.35} \text{ cm}^2$$

Siendo:

A_{0h}: Área encerrada por el eje del refuerzo transversal cerrado más externo.

$$A_{0h} : \underline{651.00} \text{ cm}^2$$

Área mínima total de refuerzo longitudinal necesario por torsión (Artículo 11.5.5.3).

$$A_{l,min} : \underline{4.61} \text{ cm}^2$$

(Con [MPa] f'_c, f_y y f_{yt}, A_{cp} y A_t en mm², s y p_h en mm)

Donde:

A_{cp}: Área de la sección encerrada por el perímetro exterior de concreto.

$$A_{cp} : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

f'_c: Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{350.00} \text{ kg/cm}^2$$

Siendo:

$$A_t/s : \underline{0.13}$$

(Con A_t en mm², [MPa] f_{yt}, s y b_w en mm)

Donde:

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X. (ACI 318M-11, Artículo 11.5.3.8)

Resistencia al momento torsional, momento y fuerza axial. Refuerzo longitudinal (Artículo 11.5.3.8).

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 0.5 \cdot Qa - SY$.

Se debe satisfacer:

$$1112.30 \text{ mm}^2 \geq 691.43 \text{ mm}^2 \checkmark$$

$$603.30 \text{ mm}^2 \geq 229.15 \text{ mm}^2 \checkmark$$

Donde:

A_l : Área total del refuerzo longitudinal para resistir torsión.

$$A_l : \underline{458.29} \text{ mm}^2$$

A_s : Área del refuerzo longitudinal a tracción.

$$A_s : \underline{1112.30} \text{ mm}^2$$

$A_{s,nec}$: Área del refuerzo longitudinal a tracción para resistir flexión y cargas axiales.

$$A_{s,nec} : \underline{462.28} \text{ mm}^2$$

A'_s : Área del refuerzo a compresión.

$$A'_s : \underline{603.30} \text{ mm}^2$$

A_R : Reducción en el acero longitudinal para torsión requerido en la zona de compresión.

$$A_R : \underline{4.85} \text{ mm}^2$$

$A_{l,min}$: Área mínima del refuerzo longitudinal para resistir torsión.

$$A_{l,min} : \underline{458.29} \text{ mm}^2$$

Área total del refuerzo longitudinal para resistir torsión (Artículo 11.5.3.7).

Donde:

$$A_t/s : \underline{0.05} \text{ mm}^2/\text{mm}$$

T_u : Torsión mayorada en la sección.

$$T_u : \underline{2481093.00} \text{ N}\cdot\text{mm}$$

f_{yt} : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \underline{412.02} \text{ MPa}$$

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$$f_y : \underline{412.02} \text{ MPa}$$

q : Ángulo entre el eje de un puntal, diagonal de compresión, o campo de compresión, y la cuerda de tracción de un elemento.

$$q : \underline{45} \text{ grados}$$

p_h : Perímetro del eje del refuerzo transversal cerrado mas externo.

$$p_h : \underline{1040} \text{ mm}$$

A₀: Área bruta encerrada por la trayectoria el flujo de cortante.

$$\mathbf{A_0 : } \underline{55335.00} \text{ mm}^2$$

Siendo:

A_{0h}: Área encerrada por el eje del refuerzo transversal cerrado mas externo.

$$\mathbf{A_{0h} : } \underline{65100.00} \text{ mm}^2$$

Área mínima del refuerzo longitudinal para resistir torsión (Artículo 11.5.5.3).

Donde:

A_{cp}: Area de la sección encerrada por el perímetro exterior de concreto.

$$\mathbf{A_{cp} : } \underline{120000.00} \text{ mm}^2$$

f'_c: Resistencia especificada a compresión del concreto.

$$\mathbf{f'_c : } \underline{23.54} \text{ MPa}$$

Siendo:

$$\mathbf{A_t/s : } \underline{0.13} \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Donde:

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$\mathbf{b_w : } \underline{300} \text{ mm}$$

Reducción en el acero longitudinal para torsión requerido en la zona de compresión (Artículo 11.5.3.9).

Donde:

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

$$\mathbf{d : } \underline{342} \text{ mm}$$

M_u: Momento mayorado en la sección.

$$\mathbf{M_u : } \underline{61476092.00} \text{ N}\cdot\text{mm}$$

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua (ACI 318M-11, Artículo 11.5.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (ACI 318M-11, Artículo 11.5.3.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '6.000 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa-SY".

Se debe satisfacer:

$$9.06 \text{ kg/cm}^2 \leq 31.07 \text{ kg/cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{u,Tv}$: Esfuerzo cortante debido a cortante y torsión.

$$s_{u,Tv} : \quad 9.06 \quad \text{kg/cm}^2$$

$s_{n,Tv}$: Esfuerzo límite de agrietamiento por cortante y torsión.

$$s_{n,Tv} : \quad 41.43 \quad \text{kg/cm}^2$$

f : Factor de reducción de resistencia.

$$f : \quad 0.75$$

Esfuerzo cortante debido a cortante y torsión.

Donde:

V_u : Fuerza cortante mayorada en la sección.

$$V_u : \quad 8.492 \quad \text{t}$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \quad 300.00 \quad \text{mm}$$

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

$$d : \quad 341.54 \quad \text{mm}$$

T_u : Torsión mayorada en la sección.

$$T_u : \quad 0.253 \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

A_{0h} : Área encerrada por el eje del refuerzo transversal cerrado más externo.

$$A_{0h} : \quad 651.00 \quad \text{cm}^2$$

p_h : Perímetro del eje del refuerzo transversal cerrado más externo.

$$p_h : \quad 1040.00 \quad \text{mm}$$

Esfuerzo límite de agrietamiento por cortante y torsión.

Donde:

V_c : Resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto.

$$V_c : \underline{9.001} \text{ t}$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{300.00} \text{ mm}$$

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

$$d : \underline{341.54} \text{ mm}$$

f'_c : Resistencia especificada a compresión del concreto.

$$f'_c : \underline{350.00} \text{ kg/cm}^2$$

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma. (ACI 318M-11, Artículo 11.5.3.8)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (ACI 318M-11, Artículo 11.5.3.8)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '6.000 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa-SY".

Se debe satisfacer:

$$17.44 \text{ cm}^2/\text{m} \geq 7.37 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \checkmark$$

Donde:

A_{v+t} : Área por unidad de longitud de la armadura transversal.

$$A_{v+t} : \underline{17.44} \text{ cm}^2/\text{m}$$

$A_{v,nec}$: Área por unidad de longitud de la armadura transversal necesaria por cortante.

$$A_{v,nec} : \underline{5.92} \text{ cm}^2/\text{m}$$

$A_{t,nec}$: Área por unidad de longitud de la armadura transversal necesaria por torsión en forma de cercos cerrados.

$$A_{t,nec} : \underline{0.73} \text{ cm}^2/\text{m}$$

T_u : Torsión mayorada en la sección.

$$T_u : \underline{0.253} \text{ t}\cdot\text{m}$$

A_0 : Área encerrada por la trayectoria del flujo de cortante alrededor del perímetro del tubo.

$$A_0 : \underline{553.35} \text{ cm}^2$$

Siendo:

A_{0h} : Área encerrada por el eje del refuerzo transversal cerrado más externo.

$$A_{0h} : \underline{651.00} \text{ cm}^2$$

f_{yt} : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$$f_{yt} : \underline{4200.00} \text{ kg/cm}^2$$

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (ACI 318M-11, Artículo 11.5.6.2)

El refuerzo longitudinal requerido para torsión debe estar distribuido a lo largo del perímetro del estribo cerrado con un espaciamiento máximo de 300 mm.

$$268 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (ACI 318M-11, Artículo 11.5.6.1)

La separación entre armaduras transversales para torsión s , no debe ser mayor que s_{max} (Artículo 11.5.6.1).

$$90 \text{ mm} \leq 130 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{max} : Valor mínimo de s_1 , s_2 .

$$s_{max} : \underline{130} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{130} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{300} \text{ mm}$$

Siendo:

p_h : Perímetro del eje del refuerzo transversal cerrado más externo.

$$p_h : \underline{1040.0} \text{ mm}$$

Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal. (ACI 318M-11, Artículo 11.5.6.2)

Las barras longitudinales deben tener un diámetro de al menos f_{min} .

$$16 \text{ mm} \geq 10 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$f_{\min}$: Valor máximo de f_1, f_2 .

$f_{\min}$: 10 mm

f_1 : 4 mm

f_2 : 10 mm

Siendo:

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

s : 90 mm

Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados.

(ACI 318M-11, Artículo 11.5.5)

Cuando sea necesario disponer refuerzo para torsión, de acuerdo con 11.5.5.1, el área mínima de estribos cerrados debe calcularse como (Artículo 11.5.5.2):

$$1.57 \text{ cm}^2 \geq 0.23 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_v : Área de dos ramas de un estribo cerrado.

A_v : 0.00 cm²

A_t : Área de una sola rama de un estribo cerrado.

A_t : 0.79 cm²

$A_{\min}$: Valor máximo de A_1, A_2 .

$A_{\min}$: 0.23 cm²

A_1 : 0.20 cm²

A_2 : 0.23 cm²

Siendo:

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

f'_c : 350.00 kg/cm²

f_{yt} : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_{yt} : 4200.00 kg/cm²

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 300 mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

s : 90 mm

Criterios de diseño por sismo (ACI 318M-11, Artículo 21)

La luz libre del elemento no debe ser menor que cuatro veces su altura útil (Artículo 21.5.1.2).

$$6000 \text{ mm} \geq 1368 \text{ mm} \checkmark$$

Donde:

l_n : Luz libre del elemento.

$$l_n : \underline{6000} \text{ mm}$$

d : Altura útil.

$$d : \underline{342} \text{ mm}$$

El ancho del elemento no debe ser menor que $b_{w,min}$ (Artículo 21.5.1.3).

$$300 \text{ mm} \geq 120 \text{ mm} \checkmark$$

Donde:

b_w : Ancho del elemento.

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

$b_{w,min}$: Valor mínimo de b_1 , b_2 .

$$b_{w,min} : \underline{120} \text{ mm}$$

Siendo:

$$b_1 : \underline{250} \text{ mm}$$

$$b_2 : \underline{120} \text{ mm}$$

Donde:

h : Altura del elemento.

$$h : \underline{400} \text{ mm}$$

El ancho del elemento no debe exceder el ancho del elemento de apoyo mas una distancia a cada lado del elemento de apoyo a_{min} (Artículo 21.5.1.4).

$$300 \text{ mm} \leq 1000 \text{ mm} \checkmark$$

Donde:

b_w : Ancho del elemento.

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

c_2 : Ancho del elemento de apoyo.

$$c_2 : \underline{500} \text{ mm}$$

a_{min} : Valor mínimo de a_1 , a_2 .

$$a_{min} : \underline{500} \text{ mm}$$

$$a_1 : \underline{500} \text{ mm}$$

$$a_2 : \underline{525} \text{ mm}$$

Siendo:

$$c_1: \text{Dimensión total del elemento de apoyo.} \quad c_1 : \underline{700} \text{ mm}$$

En cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior, el área de refuerzo no debe ser menor que $A_{\min}$ (Artículo 21.5.2.1).

$$1313.40 \text{ mm}^2 \geq 348.62 \text{ mm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$$A_b: \text{Area de la armadura de refuerzo superior.} \quad A_b : \underline{1313.40} \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} : \underline{348.62} \text{ mm}^2$$

Donde:

$$b_w: \text{Ancho del elemento.} \quad b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

$$d: \text{Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.} \quad d : \underline{342} \text{ mm}$$

$$f_y: \text{Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.} \quad f_y : \underline{412.02} \text{ MPa}$$

En cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior, el área de refuerzo no debe ser menor que $A_{\min}$ (Artículo 21.5.2.1).

$$515.30 \text{ mm}^2 \geq 348.62 \text{ mm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$$A_b: \text{Area de la armadura de refuerzo inferior.} \quad A_b : \underline{515.30} \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} : \underline{348.62} \text{ mm}^2$$

Donde:

$$b_w: \text{Ancho del elemento.} \quad b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

$$d: \text{Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.} \quad d : \underline{342} \text{ mm}$$

$$f_y: \text{Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.} \quad f_y : \underline{412.02} \text{ MPa}$$

En cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior, la cuantía de refuerzo no debe exceder 0,025 (Artículo 21.5.2.1).

$$0.011 \leq 0.025 \quad \checkmark$$

En cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior, la cuantía de refuerzo no debe exceder 0,025 (Artículo 21.5.2.1).

$$0.004 \leq 0.025 \quad \checkmark$$

Al menos dos barras deben disponerse en forma continua, tanto en la parte superior como en la inferior (Artículo 21.5.2.1).

$$3 \geq 2 \quad \checkmark$$

Deben colocarse estribos espaciados a no mas de $d/2$ en toda la longitud del elemento (Artículo 21.5.3.4).

$$170 \text{ mm} \leq 175 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

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

$$d : \underline{341 \text{ mm}}$$

La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección, a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor que un cuarto de la resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos (Artículo 21.5.2.2).

$$56629430 \text{ N}\cdot\text{mm} \geq 34917481 \text{ N}\cdot\text{mm} \quad \checkmark$$

Donde:

F·M_{n,pos}: Resistencia a momento positivo.

$$F\cdot M_{n,pos} : \underline{56629430 \text{ N}\cdot\text{mm}}$$

F·M_{n,a,neg}: Resistencia a momento negativo en la cara de cualquiera de los nudos.

$$F\cdot M_{n,a,neg} : \underline{139669922 \text{ N}\cdot\text{mm}}$$

La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección, a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor que un cuarto de la resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos (Artículo 21.5.2.2).

$$61573111 \text{ N}\cdot\text{mm} \geq 34917481 \text{ N}\cdot\text{mm} \quad \checkmark$$

Donde:

F·M_{n,neg}: Resistencia a momento negativo.

$$F\cdot M_{n,neg} : \underline{61573111 \text{ N}\cdot\text{mm}}$$

F·M_{n,a,neg}: Resistencia a momento negativo en la cara de cualquiera de los nudos.

$$F\cdot M_{n,a,neg} : \underline{139669922 \text{ N}\cdot\text{mm}}$$

Criterios de diseño por sismo (NEC-14)

Cortante de diseño para vigas. (ACI 318M-11)

La fuerza cortante de diseño, V_e , se debe determinar a partir de las fuerzas estáticas en la parte del elemento comprendida entre las caras del nudo. Se debe suponer que en las caras de los nudos localizadas entre los extremos del elemento actúan momentos de signo opuesto correspondientes a la resistencia probable, M_{pr} , y que el elemento está además cargado con cargas aferentes gravitacionales mayoradas a lo largo de la luz (Artículo 21.5.4.1).

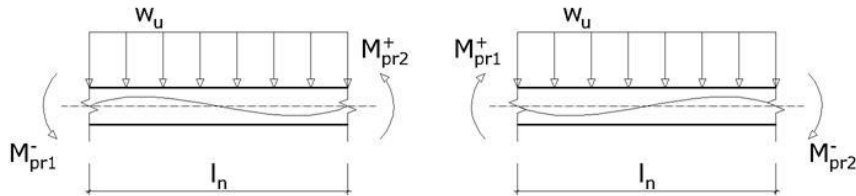


Figura 2.40 Cortante de diseño para vigas

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

Se debe satisfacer:

$$18.77 \text{ t} \geq 11.91 \text{ t} \quad \checkmark$$

Donde:

f : Factor de reducción de resistencia

$$f : \underline{1.00}$$

V_n : Resistencia nominal a cortante.

$$V_n : \underline{18.77 \text{ t}}$$

V_e : Fuerza cortante de diseño, obtenida como el máximo entre V_{e1} , V_{e2} .

$$V_e : \underline{11.91 \text{ t}}$$

$$V_{e1} : \underline{11.56 \text{ t}}$$

$$V_{e2} : \underline{11.91 \text{ t}}$$

Siendo:

w_u : Carga mayorada por unidad de longitud de viga.

$$w_u : \underline{2.33 \text{ t/m}}$$

l_n : Luz libre medida entre caras de los apoyos.

$$l_n : \underline{6.00 \text{ m}}$$

M_{pr} : Resistencia probable a la flexión del elemento, determinada usando las propiedades de los elementos en las caras de los nudos suponiendo un esfuerzo en tracción para las barras longitudinales de al menos $1.25 \cdot f_y$.

$$M_{pr1}^+ : \underline{12.05 \text{ t}\cdot\text{m}}$$

$$M_{pr1}^- : \underline{17.50 \text{ t}\cdot\text{m}}$$

$$M_{pr2}^+ : \underline{9.92 \text{ t}\cdot\text{m}}$$

$$M_{pr2}^- : \underline{17.45 \text{ t}\cdot\text{m}}$$

Resistencia a cortante de elementos en flexión, 5.2.1 (NEC-14)

No se realiza la comprobación debido a la categoría de diseño sísmico de la estructura.



2.6.2.4 COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN

V-2050: F3 - F4

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior (ACI 318M-11, Artículo 10.6.4)

Se debe satisfacer:

$$46.00 \text{ mm} \leq 499.28 \text{ mm} \quad \checkmark$$

La separación entre barras más restrictiva se produce en el nudo F3, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 92.00 mm, Y = 142.00 mm.

Donde:

s: Separación entre barras. s : 46.00 mm

s_{max}: Separación máxima permitida entre barras,
calculada como el menor de los siguientes valores: s_{max} : 499.28 mm

$$s_1 : \underline{507.42} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{499.28} \text{ mm}$$

Siendo:

f_s: [MPa] Tensión de tracción de la barra. f_s : 1715.02 kg/cm²

C_c: Distancia de la superficie de la barra al
paramento traccionado. C_c : 50.00 mm

**Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes
sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:**

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión). N_{ed} : 0.000 t

M_{ed,x}: Momento flector solicitante alrededor del
eje 'X'. M_{ed,x} : 0.000 t·m

M_{ed,y}: Momento flector solicitante alrededor del
eje 'Y'. M_{ed,y} : -5.616 t·m

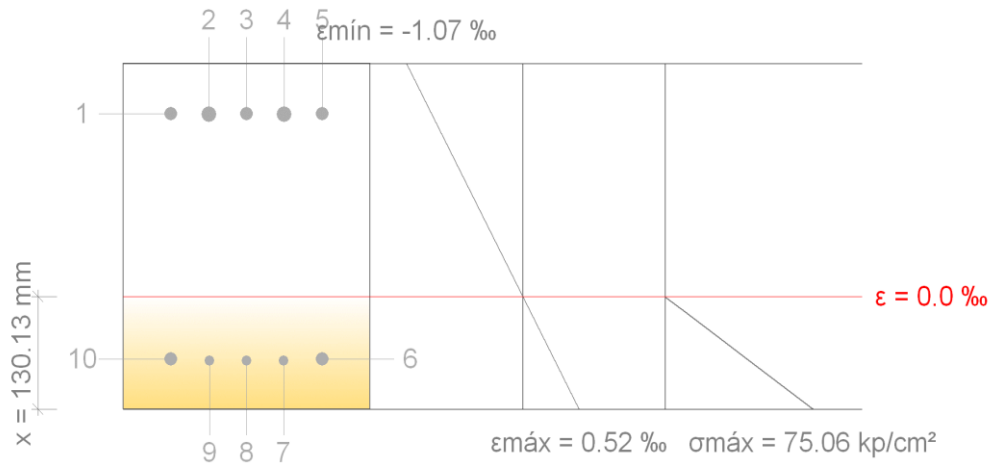


Figura 2.41 Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

Tabla 2.52 Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kg/cm ²)	ϵ
1	Ø16	-92.00	142.00	-1715.02	-0.000841
2	Ø18	-46.00	141.00	-1706.92	-0.000837
3	Ø16	0.00	142.00	-1715.02	-0.000841
4	Ø18	46.00	141.00	-1706.92	-0.000837
5	Ø16	92.00	142.00	-1715.02	-0.000841

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral derecha
(ACI 318M-11, Artículo 10.6.4)

La comprobación no procede, ya que no hay ninguna armadura traccionada.

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior (ACI 318M-11, Artículo 10.6.4)

Se debe satisfacer:

$$92.00 \text{ mm} \leq 311.08 \text{ mm} \quad \checkmark$$

La separación entre barras más restrictiva se produce en un punto situado a una distancia de 2.917 m del nudo F3, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 0.00 mm, Y = -144.00 mm.

Donde:

s: Separación entre barras.

s: 92.00 mm

s_{max}: Separación máxima permitida entre barras, calculada como el menor de los siguientes valores:

s_{max}: 311.08 mm

$$s_1 : \underline{311.08} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{344.27} \text{ mm}$$

Siendo:

f_s : [MPa] Tensión de tracción de la barra.

$$f_s : \underline{2487.18} \text{ kg/cm}^2$$

C_c : Distancia de la superficie de la barra al paramento traccionado.

$$C_c : \underline{50.00} \text{ mm}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed} : Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

$$N_{ed} : \underline{0.000} \text{ t}$$

$M_{ed,x}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$$M_{ed,x} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$M_{ed,y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$M_{ed,y} : \underline{3.892} \text{ t}\cdot\text{m}$$

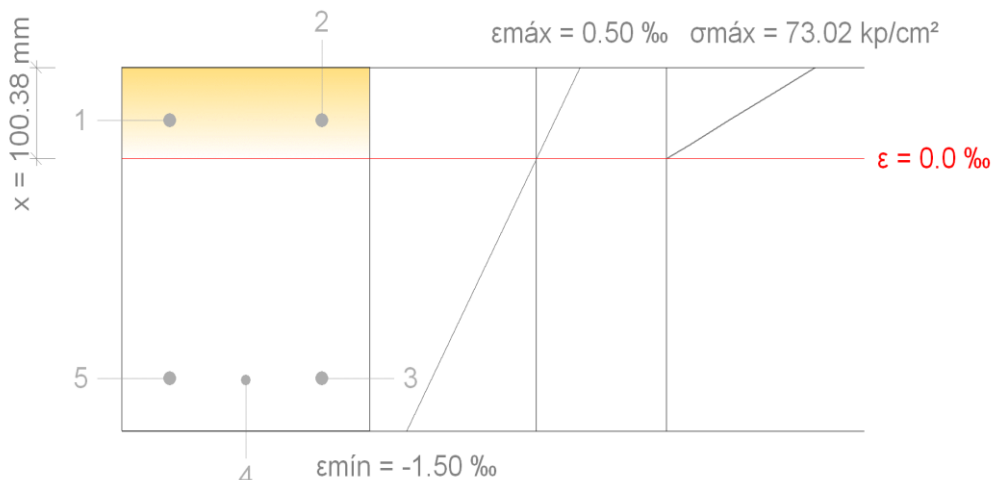


Figura 2.42 Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

Tabla 2.53 Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kg/cm ²)	ϵ
3	Ø16	92.00	-142.00	-2466.76	-0.001210
4	Ø12	0.00	-144.00	-2487.18	-0.001220
5	Ø16	-92.00	-142.00	-2466.76	-0.001210

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral izquierda

(ACI 318M-11, Artículo 10.6.4)

La comprobación no procede, ya que no hay ninguna armadura traccionada.

COMPROBACIONES DE FLECHA**Flecha activa a partir del instante "3 meses", para la combinación de acciones "Característica"**

La flecha máxima se produce en la sección "3.00 m"
para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas
permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes -
Pavimento+Sobrecarga de uso

$$6.16 \text{ mm} \leq 12.50 \text{ mm} \quad \checkmark$$

 $f_{A,\text{lim}}$: límite establecido para la flecha activa $f_{A,\text{lim}}$: 12.50 mm

$$f_{A,\text{lim}} = L/480$$

L: longitud de referencia

L : 6.00 m

 $f_{A,\text{max}}$: flecha activa máxima producida a partir del instante "3 meses" $f_{A,\text{max}}$: 6.16 mm

Flecha producida a partir del instante "3 meses",
calculada como la diferencia entre la flecha total
máxima y la flecha producida hasta dicho instante
($f(t_{\text{ed}})$)

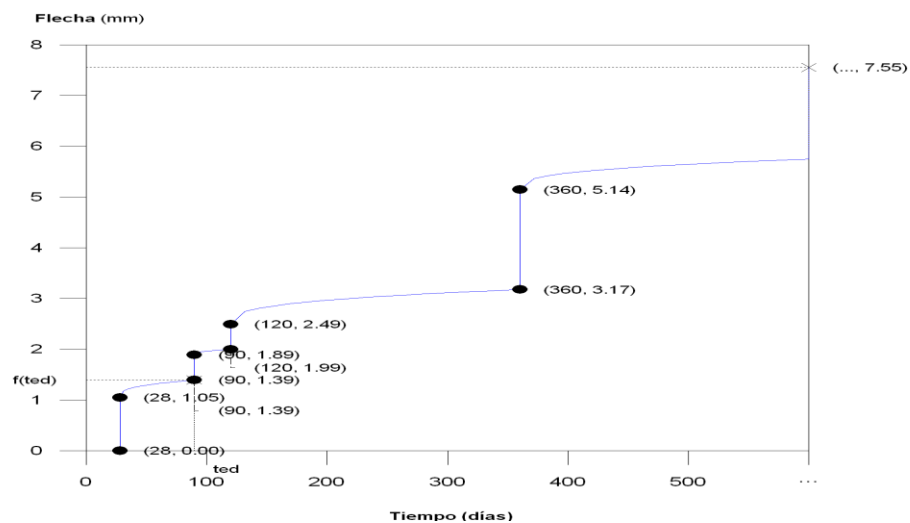
 $f_{T,\text{max}}(t_{\text{ed}}, \forall)$: flecha total máxima producida a partir del instante "3 meses" $f_{T,\text{max}}(t_{\text{ed}}, \forall)$: 7.55 mm**Flecha total a plazo infinito****Figura 2.43** Flecha total a plazo infinito**Fuente:** Herramienta virtual de CYPECAD.

Tabla 2.54 Flecha total a plazo infinito

Escalón de carga	t_i (días)	t_f (días)	$f_0(t_i)$ (mm)	$Df_i(t_i)$ (mm)	$f(t_i)$ (mm)	$f_{dif}(t_0, t_f)$ (mm)	$f_{tot}(t_f)$ (mm)	$f_{tot,max}(t_f)$ (mm)
1-2	28	90	0.00	1.05	1.05	0.34	1.39	1.39
2-3	90	120	1.39	0.50	1.89	0.10	1.99	1.99
3-4	120	360	1.99	0.50	2.49	0.68	3.17	3.17
4-¥	360	¥	3.17	1.97	5.14	2.41	7.55	7.55

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

Donde:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_f : instante final de cada intervalo de carga considerado

$f_0(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, antes de aplicar la carga de t_i

$Df_i(t_i)$: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i

$f(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, después de aplicar la carga de t_i

$f_{dif}(t_0, t_f)$: flecha total diferida producida en el intervalo (t_i, t_f)

$f_{tot}(t_f)$: flecha total producida hasta el instante t_f

$f_{tot,max}(t_f)$: flecha total máxima producida hasta el instante t_f

Flecha instantánea

Tabla 2.55 Flecha instantánea

Escalón de carga	t_i	$q(t_i)$	Combinación de acciones	E_c (kg/cm ²)	I_e (cm ⁴)	f_i (mm)	Df_i (mm)	$f_{i,max}$ (mm)
1	28 días	Peso propio	Peso propio	235700.30	149714.28	1.05	1.05	1.05
2	90 días	Cargas permanentes - Tabiquería	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería	248328.65	135031.60	1.55	0.50	1.55
3	120 días	Cargas permanentes - Pavimento	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento	249885.58	120124.88	2.05	0.50	2.05
4	12 meses	Sobrecarga de uso	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento+Sobrecarga de uso	253089.37	84485.64	4.02	1.97	4.02

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

Donde:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$q(t_i)$: carga aplicada en el instante inicial 't_i'

f_i : flecha instantánea total debida al conjunto de cargas que actúan en el instante t_i

Δf_i : incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i , calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1} .

$f_{i,max}$: valor máximo de la flecha instantánea producida hasta el instante t_i

E_c : módulo de deformación del hormigón

E_c : módulo de deformación secante a los 28 días

I_e : momento de inercia equivalente de la viga para cada escalón de carga

Se obtiene como la mínima inercia de las calculadas para todas las posibles combinaciones características de las cargas aplicadas en dicho escalón. Se toma siempre el valor más desfavorable calculado hasta ese instante.

Tabla 2.56 Mínima inercia de las calculadas para todas las posibles combinaciones características de las cargas aplicadas

Escalón	t_i	$Q(t_i)$	$I_{e,v,i}$ (cm ⁴)	$I_{e,i}$ (cm ⁴)
1	28 días	Peso propio	149714.28	149714.28
2	90 días	Peso propio, Cargas permanentes - Tabiquería	135031.60	135031.60
3	120 días	Peso propio, Cargas permanentes - Tabiquería, Cargas permanentes - Pavimento	120124.88	120124.88
4	12 meses	Peso propio, Cargas permanentes - Tabiquería, Cargas permanentes - Pavimento, Sobrecarga de uso	84485.64	84485.64

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

Siendo:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$Q(t_i)$: cargas que actúan a partir del instante t_i

$I_{e,i}$: inercia equivalente de la viga considerada para el escalón de carga "i". Es el valor pésimo de todos los calculados hasta dicho instante.

$I_{e,v,i}$: inercia equivalente de la viga calculada para el escalón de carga "i"

Se muestra, a continuación, el desarrollo del valor pésimo de $I_{e,v}$, que se produce para el escalón de carga "4"

$I_{e,v}$: momento de inercia equivalente de la viga para la combinación "Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento+Sobrecarga de uso" $I_{e,v} : 84485.64 \text{ cm}^4$

Se calcula asimilando la viga a uno de los casos tipo definidos por la norma en función de la ley de momentos resultante. Cuando no es posible la equiparación con un único caso tipo, se interpola linealmente entre los mismos, de forma que la inercia equivalente se puede expresar como combinación de las inercias definidas para dichos casos:

$$I_{e,v} = a_A \cdot I_{e,\text{caso A}} + a_B \cdot I_{e,\text{caso B}} + a_{C1} \cdot I_{e,\text{caso C1}} + a_{C2} \cdot I_{e,\text{caso C2}} + a_{D1} \cdot I_{e,\text{caso D1}} + a_{D2} \cdot I_{e,\text{caso D2}}$$

Donde:

Tabla 2.57 Combinación de las inercias definidas

caso A	caso B	caso C1, C2	caso D1, D2
Elementos simplemente apoyados	Vanos internos de elementos continuos	Vanos externos con continuidad sólo en uno de los apoyos	Elementos en voladizo
$I_e = I_{ec}$	$I_e = 0.50I_{ec} + 0.25(I_{ee1} + I_{ee2})$	$I_e = 0.85I_{ec} + 0.15I_{ee}$	$I_e = I_{ee}$

a_i : coeficiente de combinación para el caso 'i'

a_A	a_B	a_{C1}	a_{C2}	a_{D1}	a_{D2}
0	1	0	0	0	0

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

I_{ec}: momento de inercia
equivalente de la sección de
centro de vano

$$\mathbf{I_{ec} : \quad \underline{99893.45} \quad \text{cm}^4}$$

I_{ee1}: momento de inercia
equivalente de la sección de
extremo (1)

$$\mathbf{I_{ee1} : \quad \underline{69129.64} \quad \text{cm}^4}$$

I_{ee2}: momento de inercia
equivalente de la sección de
extremo (2)

$$\mathbf{I_{ee2} : \quad \underline{69026.03} \quad \text{cm}^4}$$

Se calcula mediante la
fórmula de Branson:

I_b: momento de inercia de la
sección bruta

I_f: momento de inercia de la
sección fisurada

M_r: momento de fisuración
de la sección

M_a: momento flector
aplicado en la sección

Flecha diferida

Se obtiene como la suma de
las flechas diferidas
producidas para cada escalón
de carga. ($f_{\text{dif}}(t_i, t_f)$)

$f_{\text{dif}}(t_i, t_f)$: flecha diferida por
escalón de carga. Se calcula
como la suma de las flechas
diferidas producidas por cada
carga aplicada durante el
intervalo de tiempo del
escalón de carga:

Tabla 2.58 Suma de las flechas

Sección	I_b (cm ⁴)	I_f (cm ⁴)	M_f (t·m)	M_a (t·m)	I_{ei} (cm ⁴)
Extremo (1)	160000.00	63027.84	-3.06	-7.69	69129.64
Centro de vano	160000.00	33865.18	2.73	3.39	99893.45
Extremo (2)	160000.00	62676.50	-3.03	-7.53	69026.03

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

Tabla 2.59 Intervalo de carga y combinación de acciones

Intervalo de carga	t_i	t_f	Combinación de acciones	Df_i (mm)	ΔDf_i (mm)	$x(t_i)$	$x(t_f)$	$l(t_i, t_f)$	$f_{dif}(t_i, t_f)$ (mm)
1-2	28 días	90 días	Peso propio	1.05	1.05	0.67	1.00	0.33	0.34
2-3	90 días	120 días	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería	0.50	1.55	1.00	1.07	0.07	0.10
3-4	120 días	12 meses	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento	0.50	2.05	1.07	1.40	0.33	0.68
4-∞	12 meses	∞	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento+Sobrecarga de uso	1.97	4.02	1.40	2.00	0.60	2.41

Fuente: Herramienta virtual de CYPECAD.

Donde:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga

t_f : instante final de cada intervalo de carga considerado

Df_i : incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i , calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1} .

$x(t_i)$: coeficiente de duración de carga para el instante inicial del intervalo de carga

$x(t_f)$: coeficiente de duración de carga para el instante final del intervalo de carga

$l(t_i, t_f)$: factor de cálculo de la flecha diferida para el intervalo de carga (t_i, t_f)

$f(t_{ed})$: flecha total producida hasta el instante "3 meses" **$f(t_{ed})$** : 1.39 mm

La flecha total producida hasta el instante " t_{ed} " asociado al momento de ejecución del elemento dañable (3 meses) se obtiene a partir de la historia total de cargas desarrollada anteriormente en el cálculo de la flecha total a plazo infinito.

2.7. Diseño y modelación de la edificación en elementos de hormigón pretensado

Tabla 2.60 Diseño y modelación de la edificación en elementos de hormigón pretensado

CÁLCULO VIGA PRETENSADA DOBLE "T" SIMPLEMENTE APOYADA

DATOS VIGA	cm
Ancho total	200
Espesor patín superior	5
Altura total viga doble T	35
Ancho inferior nervio	9
Ancho superior nervio	14
Distancia superior libre entre nervios	86
Longitud superior volado nervio	43
Espesor losa fundida en sitio	0
Altura nervios	30
Luz de viga en metros	3,50
Carga viva uniforme en Kg./m2.	1000,00
Carga muerta adicional en Kg./m2.	200,00
Momento max. carga unif. sobrepuesta	3675,00
Momento adicional (si existe)	
Momento máx. Total carga sob. Kg-m (*)	3675,00
Cortante max. por carga uniforme	4200,00
Cortante adicional (si existe carga)	0,00
Cortante máx. por sobrecarga Kg. (*)	4200,00
Porcentaje carga viva permanente:	0,20

(*) Momento y cortante máximos por Carga Viva serán calculados para que actúen en el ancho de la losa "T"

Color verde: Cálculo realizado por computadora

Color turquesa: Cálculo realizado por computadora, pero se puede modificar de ser necesario-

MATERIALES	Kg/cm	
f'c H ⁹ P ⁹	350	Resistencia Hormigón Pretensado
f'ci	280	Resistencia Hormigón al momento de cortar los cables
fci = 0.6f'ci	168	Compresión máxima permitida al cortar los cables
fc = 0.45f'c	158	Compresión máxima permitida durante la vida útil con cargas de servicio
fpu	19.000	Resistencia a la rotura del torón de pretensado
fpv	17.000	Límite de fluencia del torón de pretensado
fpi = 0.75 fpu	14.250	Tensión inicial en el torón, usualmente 0,75 de fpu
fpe	10.973	Tensión efectiva final en torones, luego de pérdidas. Usualmente 0.77 x fpi
Ep	2.000.000	Modulo de Elasticidad del acero de pretensado
área total torones	2,19	cm2. (3/8" = 0,5484 cm2., 11mm. = 0,7419 cm2. 1/2" = 0,9871 cm2.)
d	7,50	distancia al centro de gravedad de los torones desde la parte inferior del nervio
f'c H ⁹	280	Resistencia hormigón losa fundida insitu (min. 180 y max. 560 kg./cm2)
As	0,00	Area acero adicional en centro de la luz
Ec H.P. (kg/cm2)	282.495	Módulo de elasticidad del H.P. usualmente 15100 v'f'c
Ec losa fundida insitu	252.671	Módulo de elasticidad del Hormigón usualmente 15100 v'f'c
n	0,894	"n" Relación de módulos de elasticidad
f _{yf}	5.000	f _y (límite fluencia) acero en patín viga doble T (=5.000 kg/cm2: electrosoldadas)
f _{yc}	4.200	f _y (límite de fluencia) de acero colocado como estribos en alma de viga doble T
f _y	4.200	f _y (límite fluencia) acero adicional en centro de la luz.
d2	10,00	distancia al centro de gravedad del acero adicional, desde la parte inferior

RESOLUCIÓN

No todavía como sección compuesta, como seccion bruta

Cálculo Area	1.690,00 cm ²
Cálculo Peso	405,60 Kg/ml

Cálculo Centro de gravedad	25,80 cm
Distancia del C.G. a la fibra sup.	9,20 cm
Cálculo Inercia	163.005 cm ⁴
Cálculo Radio de giro al cuadrado	96,45 cm ²
Cálculo Exentricidad	18,30 cm
Módulo resistente St	17.716 cm ³ .
Módulo resistente Sb	6.318 cm ³ .

Pi =	31.259 Kg.
Pef. =	24.069 Kg.

"SHORT TERM"			"LONG TERM"
n-1 =	6,08	n - 1 "Collins 261", se supone un coeficiente de creep de 2,4	25,11
Area transf. con As	1.690,00	Area transf. con As	1.690,00
A transf. + Aps	1.703,34	A transf. + Aps	1.745,07
y al C.G. con As	25,80	y al C.G. con As	25,80
y al C.G. + Aps	25,66	y al C.G. + Aps	25,22
I transf. con As	163.005	I transf. con As	163.005
I transf. + Aps	167.436	I transf. + Aps	180.863
St con As	17.716	St con As	17.716
St con As y Aps	17.918	St con As y Aps	18.496
Sb con As	6.318	Sb con As	6.318
Sb con As y Aps	6.526	Sb con As y Aps	7.171

1.- Condiciones Iniciales al cortar el cable

Cálculo momento por peso propio 621,08 Kg-m Actuando en todo el ancho de la viga T

1.1 Tensiones en el centro de la luz, kg/cm :

Fatiga en la parte superior ft 10,29 10,29 Norma max.

Fatiga en la parte inferior fb -99,20 -99,20 Norma max.

13,39 Si es mayor a límite se puede colocar acero en parte superior para tracción

-168 Se podría colocar acero para absorber compresion

cumple

cumple

1.2 Tensiones en los extremos (apoyos de la viga) kg./cm :

Fatiga en la parte superior ft 13,79 13,79 Norma max.

Fatiga en la parte inferior fb -109,03 -109,03 Norma max.

26,77 Si superior a norma se puede forrar algunos cables al extremo, cálculo aparte

-168 Se puede forrar algunos cables a los extremos, cálculo aparte

cumple

2.- Condiciones al colocar la losa superior como carga, si existe (Se supone que ya se han producido pérdidas en los cables. Y losa sin apuntalamiento)

Cálculo momento carga losa 0,00 Kg-m

2.1 Tensiones en el centro de la luz kg/cm :

Fatiga en la parte superior ft 7,11 7,11 Norma max.

Fatiga en la parte inferior fb -74,12 -74,67 Norma max.

Ver max. de tracción o compresión al centro de la luz en Condiciones Iniciales

Ver max. de tracción o compresión al centro de la luz en Condiciones Iniciales

cumple

cumple

3.- Condiciones bajo cargas de servicio.**Cálculo valores sección compuesta**

Revisar si viga T, cumple longitud de alas bien.....

Alto de patin de viga doble T, hf

5 cm

Area, ancho losa modificada por distintos modulos

1.690,00 cm²

Peso viga T y losa sobrepuesta

405,60 Kg/ml

Cálculo Centro de gravedad

25,80 cm

Distancia del C.G. a la fibra sup.

9,20 cm

Cálculo Inercia

163.005 cm⁴

Cálculo Radio de giro al cuadrado

96,45 cm²

Cálculo Exentricidad

18,30 cm

St en fibra superior de losa fundida

17.716 cm³

Stc en fibra superior losa pretensada

17.716 cm³

Sb en fibra inferior de losa pretensada

6.318 cm³

M tot. en todo el ancho de la doble T

4.296 kg.-m

"SHORT TERM"			"LONG TERM"
n-1 =	6,08	n - 1 "Collins 261", se supone un coeficiente de creep de 2,4	25,11
Area transf. con As	1.690,00	Area transf. con As	1.690,00
A transf. + Aps	1.703,34	A transf. + Aps	1.745,07
y al C.G. con As	25,80	y al C.G. con As	25,80
y al C.G. + Aps	25,66	y al C.G. + Aps	25,22
I transf. con As	163.005	I transf. con As	163.005
I transf. + Aps	167.436	I transf. + Aps	180.863
St con As	17.716	St con As	17.716
St con As y Aps	17.918	St con As y Aps	18.496
Sb con As	6.318	Sb con As	6.318
Sb con As y Aps	6.526	Sb con As y Aps	7.171

3.1 Tensiones en el centro de la luz. Kg/cm

(se supone que no se apuntaló la losa)

Fatiga parte superior losa fundida 0,00 -20,74 Norma máx.

Fatiga parte superior viga doble "T" -13,63 -13,27 Norma máx.

Fatiga parte inferior viga doble "T" -15,96 -19,37 Norma máx.

0,00 Si no cumple se puede colocar acero adicional en losa fundida en sitio

-157,50 Si no cumple se puede colocar acero adicional en parte superior viga doble "T"

37,42 Si es mayor se puede colocar acero adicional de tracción o más cables.

cumple

cumple

cumple

4.- Resistencia Última y Ductilidad

Carga última = 1.2CM + 1.6CV 4.166,72 kg/ml.

Momento Ultimo por cargas dadas: 6.380 kg.-m.

Momento de diseño: Mu / 0.9 7.089 kg.-m.

Cálculo de β1 0,85

Cálculo de a (para ver si trabaja como T) 0,78 cm.

Posición línea neutra "c" = 0,92 cm.

a=β1/c, altura bloque equivalente de compresión rectangular

TRABAJA COMO VIGA RECTANGULAR, EJE NEUTRO EN EL PATIN

Momento nominal resistente Mn:	10.109 kg.-m.	Se toma el ancho total de losa, trabajando a la resistencia de la losa fundida insitu, en caso de haberla (por seguridad).	cumple
Momento de fisuración, M _{cr} :	7.668 kg.-m.		
Mn/M _{cr} :	1,32	Norma mínimo 1,20 Norma del ACI, para asegurar la ductilidad necesaria, si menor a 1 es crítico	cumple
Momento de fisuración, M _{cr} (P.C.I.):	7.668 kg.-m.		
Mn/M _{cr} : (P.C.I.):	1,32	Norma mínimo 1,20 Norma del ACI, para asegurar la ductilidad necesaria, si menor a 1 es crítico Se puede obviar esta relación, si la resistencia nominal de flexión y cortante, es al menos el doble de la requerida.	cumple

5.- Cálculo del cortante en apoyos (se hace absorber todo el cortante a las almas de la viga doble T)

Cortante max. en apoyo	4.909,80 Kg.		
Cortante último (1,2D + 1,6L)	7.291,76 kg.		
Cortante diseño	9.722,35 Kg.		
V _c (resistencia hormigón)	11.633,78 Kg.		
pero V _c no menor de:	6.271,49 Kg.	V _c =	11.633,78 REQUIERE ACERO MINIMO POR CORTANTE
ni V _c mayor a:	15.737,88 Kg.		OJO: VER ACI 11.5.6.1 Y ACI 8.11, PARA REFUERZO MÍNIMO
V _s (Cortante de estribos)	-1.911,43 Kg.		13.016,29 Si se puede diseñar estribos V _s < max. permitido
Espaciamiento menor a:	26,25 cm.	ESPACIAMIENTO	
y menor de:	60,00 cm.	ESCOGIDO DE:	10,00 cm. -OJO DAR ESTE DATO-
Area de una rama de estribo:	-0,17 cm ² .		"USAR ESTRIBOS....." (Se puede usar una sola varilla (de doble del área) o utilizar malla electrosoldada en sentido vertical.)

6.- Cálculo del cortante horizontal, en caso de ser sección compuesta (losa fundida in-situ)

Cortante de diseño:	9.722,35 Kg.		
Resist. al cortante horz. (ACI 17.5) V _{nh} :	30.250,00 Kg.	Si cumple, no es necesario estribos, pero debe hacerse la SUPERFICIE DE CONTACTO RUGOSA Si no cumple, debe diseñarse conectores de cortante, de acuerdo a ACI 17.5	cumple

7.- Camber y Deformaciones OJO: NUNCA MUY EXACTO

7.1 Inmediatas (al corto plazo)

Cámbel al cortar los cables (↑)	0,1730 cm.	Camber (flecha hacia arriba), en el momento de cortar los cables.	
Flecha con cargas de servicio (↓)	-0,0005 cm.	Flecha elástica (hacia abajo), en el momento de entrar las cargas de servicio SOLO PARA CARGA UNIFORME.	
Flecha inicial con cargas de servicio:	0,1725 cm.	Si se instalara de inmediato las losas	
Disminución del camber si pasan 30 días	0,0398 cm.	El camber disminuye por las pérdidas del preesfuerzo	
Flecha inicial con nuevo camber:	0,1327 cm.	VALOR POSITIVO FLECHA INMEDIATA HACIA ARRIBA (CAMBER)	
		Norma máximo cm:	1,4583 ACI, para CUBIERTAS, soportando elementos no estructurales.
		Norma máximo cm:	0,7292 ACI, para PISOS, soportando elementos no estructurales.
Factor de impacto (AASHTO)	1,3000		
Flecha x Fact. Impacto (aproximado)	0,1725 cm.	Norma máximo cm:	0,4375 AASHTO, para tráfico vehicular (se debe tomar la carga más impacto)
Flecha x Fact. Impacto (aproximado)	0,1725 cm.	Norma máximo cm:	0,3500 AASHTO, tráfico vehicular y peatonal (carga + imp.) Norma demasiado exigente

7.2 A largo plazo (usando multiplicadores dados en el PCI)

Flecha carga muerta y de servicio final.	-0,0007 cm.		
Flecha final:	0,1325 cm.	VALOR POSITIVO FLECHA HACIA ARRIBA (CAMBER)	
"Considero" un factor de 1,3 impacto:	0,1723 cm.	0,3500 Norma AASHTO, la más exigente	cumple

8.- Acero de la viga doble T en sentido transversal, vano y alas

Cálculo como losa apoyada en vigas, usando Última Resistencia. Solo para carga uniformemente distribuida (NO CARGAS CONCENTRADAS DE VEHÍCULOS)

Momento carga muerta en vano:	0,00 kg.-m
Momento carga muerta en volado:	-29,58 kg.-m
Momento carga viva en vano:	0,00 kg.-m
Momento carga viva en volado:	-92,45 kg.-m
Momento último en vano 1,2DL+1,6LL:	0,00 kg.-m
Momento último en volado 1,2DL+1,6LL:	-183,42 kg.-m

8.1 Si no existe losa fundida insitu:

Se supone que el acero va en el centro de la losa del patín superior.

Acero necesario en vano:	0,00 cm ² /m	As =	1,86
Acero necesario en volado:	1,86 cm ² /m		
Acero mínimo:	0,75 cm ² /m		
pero mínimo no necesario mayor a:	2,49 cm ² /m		
Mínimo de los anteriores:	0,75 cm ² /m		
Pero no menor a:	0,07 cm ² /m		
Acero máximo permitido:	6,25 cm ² /m		
As mínimo por retracción y temperatura	0,76 cm ² /m		
Usar	1,86 cm ² /m	Acero por metro de losa, en patín viga doble T	
Separación máxima de hierro:	25 cm.	En el sentido longitudinal de la doble T, en el otro sentido se podría espaciar mas los hierros o la malla electrosoldada	

8.2 Con losa fundida insitu:

Lo usual es volver a poner una malla igual a la dada en el punto anterior (como si no existiera losa fundida insitu), en la losa que se funde sobre la viga doble T, in situ.

Fuente: Empresa Carrasco RFV Construcciones

CAPÍTULO III

COSTOS, TIEMPO DE EJECUCIÓN DE LA OBRA Y RESULTADOS

3.1. Cantidad y Costo del Hormigón Armado

3.1.1 Cantidades de obra en hormigón armado

Tabla 61 Cantidades de obra en hormigón armado

n+0.00 - Superficie total: 226.65 m²

Elemento	Superficie (m ²)	Volumen (m ³)	Barras (kg)
Vigas	202.90	91.79	10748
Encofrado lateral	540.75		
Columnas (Sup. Encofrado)	275.20	38.00	7491
Total	1018.85	129.79	18239
Índices (por m ²)	4.495	0.573	80.47

n+3.40 - Superficie total: 1693.47 m²

Elemento	Superficie (m ²)	Volumen (m ³)	Barras (kg)
Losas	1448.28	149.17	26431
Vigas	223.69	88.80	15627
Encofrado lateral	305.71		
Columnas (Sup. Encofrado)	462.00	64.50	24958
Total	2439.68	302.47	67016
Índices (por m ²)	1.441	0.179	39.57

N.º bloques de losa Casetonada = 7083 Uds.

n+6.80 - Superficie total: 955.26 m²

Elemento	Superficie (m ²)	Volumen (m ³)	Barras (kg)
Losas	819.97	84.46	15044
Vigas	119.54	52.89	8922
Encofrado lateral	193.17		
Columnas (Sup. Encofrado)	324.00	47.25	19054
Total	1456.68	184.60	43020
Índices (por m ²)	1.525	0.193	45.03

N.º bloques de losa Casetonada = 3998 Uds.

n+10.20 - Superficie total: 954.11 m²

Elemento	Superficie (m ²)	Volumen (m ³)	Barras (kg)
Losas	818.71	84.33	14766
Vigas	119.65	52.93	8704
Encofrado lateral	193.31		
Columnas (Sup. Encofrado)	324.00	47.25	20065
Total	1455.67	184.51	43535

Elemento	Superficie (m ²)	Volumen (m ³)	Barras (kg)
Índices (por m ²)	1.526	0.193	45.63

N.º bloques de losa Casetonada = 3998 Uds.

cubierta n+13.60 - Superficie total: 983.50 m²

Elemento	Superficie (m ²)	Volumen (m ³)	Barras (kg)
Losas	854.99	88.06	14386
Vigas	112.76	51.62	7050
Encofrado lateral	185.43		
Columnas (Sup. Encofrado)	324.00	47.25	12509
Total	1477.18	186.93	33945
Índices (por m ²)	1.502	0.190	34.51

N.º bloques de losa Casetonada = 4162 Uds.

Total obra - Superficie total: 4812.99 m²

Elemento	Superficie (m ²)	Volumen (m ³)	Barras (kg)
Losas	3941.95	406.02	70627
Vigas	778.54	338.03	51051
Encofrado lateral	1418.37		
Columnas (Sup. Encofrado)	1709.20	244.25	84077
Total	7848.06	988.30	205755
Índices (por m ²)	1.631	0.205	42.75

N.º bloques de losa Casetonada = 19241 Uds.

Fuente: CYPECAD 2017

3.1.2 Costo en Hormigón Armado

El costo de esta estructura es real en base a la propuesta analizada de la empresa Constructora B y A Cía. Ltda., que cotizo la propuesta de hormigón armado con los siguientes rubros a descripción: (adjunto en anexos)

Tabla 62 Costo en Hormigón Armado

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	CANTIDAD	TOTAL
MANO DE OBRA	Glb	3.55	77178.1	273982.4
ALQUILER DE ENCOFRADO	m2	1	21013.2	21013.18
MADERA	Glb	10	2000	20000
ALQUILER DE EQUIPO	Glb	10	600	6000
HERRAMIENTA MENOR	Glb	10	200	2000
SERVICIOS BÁSICOS	Glb	450	11	4950
HORMIGÓN CON BOMBA	m3	110	988.3	108713
CASETONES	U	1.75	19241	33671.75
ALAMBRE	Kg	27.08	150	4062
MALLA	U	32.3	321.465	10383.32
HIERRO	Kg	0.87	205755	179006.85
IMPREVISTO	Glb		5%	33189.13
			TOTAL	663782.5

Fuente: Constructora ByA

3.2. Cantidades y costo de obra en Prefabricados

3.2.1 Cantidades de obra en prefabricados

* No se miden: Elementos de fundación.

Tabla 63 Cantidades de obra en prefabricados

n+0.00 - Superficie total: 226.62 m²

Elemento	Superficie (m ²)	Volumen (m ³)	Barras (kg)
Vigas	202.87	91.77	10772
Encofrado lateral	540.73		
Columnas (Sup. Encofrado)	275.20	38.00	7385
Total	1018.80	129.77	18157
Índices (por m ²)	4.496	0.573	80.12

n+3.40 - Superficie total: 1701.17 m²

Elemento	Superficie (m ²)	Volumen (m ³)	Barras (kg)
Losas	1398.43	124.15	7270
Vigas	281.24	109.77	11362
Encofrado lateral	339.19		
Columnas (Sup. Encofrado)	461.90	64.50	25541
Total	2480.76	298.42	44173
Índices (por m ²)	1.458	0.175	25.97

n+6.80 - Superficie total: 965.16 m²

Elemento	Superficie (m ²)	Volumen (m ³)	Barras (kg)
Losas	804.41	71.29	3384
Vigas	145.00	61.41	3673
Encofrado lateral	206.33		
Columnas (Sup. Encofrado)	297.00	43.20	18547
Total	1452.74	175.90	25604
Índices (por m ²)	1.505	0.182	26.53

n+10.20 - Superficie total: 954.76 m²

Elemento	Superficie (m ²)	Volumen (m ³)	Barras (kg)
Losas	793.23	70.26	3425
Vigas	145.78	61.62	3576
Encofrado lateral	209.49		
Columnas (Sup. Encofrado)	297.00	43.20	19607
Total	1445.50	175.08	26608
Índices (por m ²)	1.514	0.183	27.87

cubierta n+13.60 - Superficie total: 983.50 m²

Elemento	Superficie (m ²)	Volumen (m ³)	Barras (kg)
Losas	830.58	73.57	4487
Vigas	137.17	59.54	2778
Encofrado lateral	199.77		
Columnas (Sup. Encofrado)	297.00	43.20	12281
Total	1464.52	176.31	19546

Fuente: CYPECAD 2017

3.2.2 Costo en prefabricados

Lo antes desarrollado es un punto de partida básica para generar una propuesta de costos reales sobre la obra planteada en éste proyecto. La cercanía, trayectoria y sobre todo menor costo de la empresa Carrasco RFV Construcciones, nos permite seleccionar la propuesta de esta empresa; que realiza elementos prefabricados y que además satisface todas las necesidades del edificio.

Tabla 64 Costo en prefabricados

Descripción	Unidad	Costo					
		Fabricación	Transporte	Instalación	Total		
VIGA 30x40	M	\$60,45	\$4,39	\$4,67	\$69,51	566,55	\$39.380,89
VIGA 30x35	M	\$58,21	\$4,00	\$4,25	\$66,45	106,67	\$7.088,22
VIGA 25X30	M	\$49,27	\$3,77	\$4,01	\$57,04	35,79	\$2.041,46
TEE INV. 1	M	\$137,61	\$7,76	\$8,26	\$153,62	72,36	\$11.115,94
VIGA L IZQ.	M	\$97,61	\$6,60	\$7,02	\$111,23	81,6	\$9.076,37
VIGA L DER.	M	\$78,16	\$6,72	\$7,15	\$92,03	81,6	\$7.509,65
TEE INV. 2	M	\$169,07	\$10,16	\$10,81	\$190,04	61,25	\$11.639,95
TEE INV. 1	M	\$140,32	\$8,18	\$8,70	\$157,20	56,8	\$8.928,96
TEE INV. 2	M	\$177,77	\$10,41	\$11,08	\$199,25	23,54	\$4.690,35
VIGA L IZQ.	M	\$97,20	\$6,60	\$7,02	\$110,82	79,5	\$8.810,19
VIGA L DER.	M	\$69,30	\$5,86	\$6,24	\$81,41	79,5	\$6.472,10
VIGA 30x40	M	\$56,59	\$3,87	\$4,11	\$64,57	88,5	\$5.714,45
TEE INV. 1	M	\$147,04	\$8,53	\$9,08	\$164,64	56,8	\$9.351,55
TEE INV. 2	M	\$189,75	\$10,96	\$11,66	\$212,37	23,54	\$4.999,19
VIGA L IZQ.	M	\$99,18	\$6,73	\$7,17	\$113,08	79,5	\$8.989,86
VIGA L DER.	M	\$71,57	\$6,06	\$6,45	\$84,08	79,5	\$6.684,36
VIGA 30x40	M	\$59,31	\$4,05	\$4,31	\$67,68	88,5	\$5.989,68
TEE INV. 1	M	\$134,74	\$7,89	\$8,40	\$151,02	56,8	\$8.577,94
TEE INV. 2	M	\$188,87	\$10,93	\$11,64	\$211,44	23,54	\$4.977,30
VIGA L IZQ.	M	\$98,82	\$6,71	\$7,14	\$112,67	79,5	\$8.957,27
VIGA L DER.	M	\$70,42	\$5,96	\$6,34	\$82,72	79,5	\$6.576,24
VIGA 30x40	M	\$59,60	\$4,07	\$4,33	\$68,00	88,5	\$6.018,00
COLUMNA TIPO 1	M	\$511,47	\$12,80	\$13,63	\$537,90	53,7	\$28.885,23
COLUMNA TIPO 2	M	\$ 1.131,34	\$9,00	\$9,58	\$1.149,91	181,86	\$209.122,63
Doble T Lmax 3,50	m2	\$30,00	\$3,50	\$4,50	\$38,00	1148	\$43.624,00
Doble T Lmax 7,85	m2	\$34,00	\$3,50	\$4,50	\$42,00	2678,65	\$112.503,30
					\$4.388,68		\$587.725,06

Fuente: Oferta B&V 013-2018 Carrasco RFV Construcciones

3.3. Tiempo de ejecución de la obra en base a cronogramas

3.3.1 Cronograma del Hormigón Armado

Tabla 65 Cronograma del Hormigón Armado

Cronograma de producción			semana																				
ACTIVIDAD	TIEMPO(SEMANAS)	UNIDAD	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40	42
LIMPIEZA	2	M2																					
EXCAVACION	4	M3																					
CIMENTACION	8	M3																					
COLUMNAS P.B.	6	M3																					
LOZA P.B.	6	M2																					
COLUMNAS P 1.	6	M3																					
LOZA P 1.	6	M2																					
COLUMNAS P 2.	2	M3																					
LOZA P 2.	6	M2																					
COLUMNAS P 3.	2	M3																					
LOZA P 3.	6	M2																					
COLUMNAS CUB.	2	M3																					
LOZA CUB.	4	M2																					

Fuente: Constructora ByA Cía. Ltda.

3.3.2 Cronograma prefabricados

Tabla 66 Cronograma prefabricados

Cronograma de producción				Semana																					
Descripción	Tiempo de fabricación, transporte e instalación.	Cantidad	Unidad	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
VIGA 30x40	20 semanas	1.828	m																						
VIGA 25X30	2 semanas	134	m																						
TEE INV. 1	3,5 semanas	348	m																						
VIGA L IZQ.	5,5 semanas	384	m																						
VIGA L DER.	5,5 semanas	404	m																						
TEE INV. 2	4,5 semanas	319	m																						
COLUMNA TIPO 1	3 semanas	126	m																						
COLUMNA TIPO 2	3 semanas	102	m																						
Doble T lmax 3,50	por semana	160	m2	150 m2 por semana																					
Doble T lmax 7,85	por semana	160	m2	150 m2 por semana																					

Fuente: Oferta B&V 013-2018 Carrasco RFV Construcciones

3.4. Resultados

3.4.1. Resultados de Costos y Tiempo

Para realizar el balance económico y de tiempo de construcción entre las variantes expuestas en el proyecto (Hormigón armado y prefabricados de hormigón), se tomó en cuenta los datos generales de la estructura a realizar, acciones gravitatorias, sismo, coeficientes parciales de seguridad, coeficientes de combinación, datos geométricos de grupos y plantas, datos geométricos de columnas, tabiques y muros, dimensiones, coeficientes de empotramiento y coeficientes de pandeo para cada planta y materiales utilizados en cada variante. En base a todo esto obviamente se pudo determinar el tiempo y costo de la edificación según el tipo de estructura antes mencionada.

No se tomó en cuenta en ninguna de las dos estructuras lo que corresponde a acabados e instalaciones sanitarias y eléctricas, debido a que no son materiales que varían según el tipo de construcción, así mismo no se consideró la cimentación por que el estudio está dirigido a la parte estructural.

Probablemente existen costos adicionales en la estructura prefabricada correspondiente a conexiones y nivelación de losas prefabricadas; así mismo en las estructuras de hormigón armado solo se consideró un cinco por ciento de imprevistos pero que podrían alcanzar hasta un diez por ciento.

Todos estos datos y análisis anteriores podrían influir en el precio final.

Todos los estudios fueron desarrollados en la herramienta virtual de CYPECAD, con la licencia 118705 de la Universidad del Azuay versión 2016.

Considerando que el proyecto es un edificio que se encuentra ubicado en una zona residencial comercial en las calles Av. del Batán y Unidad Nacional, en la Parroquia El Batán de la ciudad de Cuenca, Ecuador con una área 2000 m²; que consta de tres plantas altas más buhardilla con un diseño vanguardista que se envuelve en su entorno, según el desarrollo exhaustivo del presente trabajo con el firme propósito de llegar a los objetivos planteados, el estudio, nos da la siguiente comparación:

Tabla 67 Resultados de Costos y Tiempo

TIPO DE ESTRUCTURA	COSTO TOTAL SIN IVA	TIEMPO TOTAL DE CONSTRUCCIÓN
Hormigón Armado	\$ 663.782,5	10.5 Meses (42 semanas)
Elementos Prefabricados	\$ 587.725,06	5.5 meses (22 semanas)

Fuente: Propia.

Tomando en cuenta este estudio, se confirma que referente a los costos los elementos prefabricados son los más económicos, mientras que la estructura en base a Hormigón Armado excede el costo con casi 80000 dólares. A demás, el tiempo de construcción es mucho más corto.

Tomando en cuenta que la ciudad está en constante avance tecnológico, científico y empresarial, y que lo que se busca en las grandes metrópolis, es hacer un trabajo óptimo con menos presupuesto y en menor tiempo, la solución para la construcción actual, en edificios de mediana altura en la ciudad de Cuenca, es sin duda la construcción con elementos prefabricados, lo que genera un ahorro económico, y lo que es más importante un ahorro en el tiempo de construcción y con la misma calidad estructural que el Hormigón armado.

3.4.2. Resultados de Diseño

Partiendo desde el cumplimiento de los objetivos específicos que es el estudio de tiempo y costos, para ver la factibilidad de construcción según los mismos, el diseño general debe partir desde el diseño arquitectónico (planos en Anexo), el cual, según los resultados planteados anteriormente, debe generar facilidades al constructor para aprovechar al máximo las ventajas de los elementos prefabricados cuando se del levantamiento de la edificación.

Es fundamental, tener un control exhaustivo de la obra para que se pueda garantizar la calidad de la misma, respetando fuertemente las tolerancias de construcción, para evitar que ya en la construcción misma de la edificación, se altere los diseños arquitectónicos iniciales.

Una vez que ya se tenga el plano del arquitecto, se sigue con la elaboración del diseño estructural (estudiado y planteado anteriormente), que es la que se encarga de aplicar todos los requerimientos de la vivienda que en este caso es un edificio de mediana altura de tres plantas altas más buhardilla con un diseño vanguardista. Cumpliendo adecuadamente con los requerimientos de sismos y resistencia.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

Del presente estudio se logró las siguientes conclusiones:

- Al realizarse el estudio de materiales y diseño, encontramos que en nuestro entorno social, si existen todos los materiales requeridos para la construcción de edificaciones tanto en Hormigón Armado como en Elementos Prefabricados.
- El material óptimo para la construcción de edificios de mediana altura en la ciudad de Cuenca son los elementos prefabricados, debido a que su aplicación genera menor tiempo y con un costo más económico de construcción en referente al Hormigón Armado, además de que su manipulación es más sencilla.
- El Hormigón Armado es el más pedido en nuestra ciudad, debido a que se cree que tiene mayor resistencia con el paso de los años, sin importar de manera alguna su costo alto y el tiempo exagerado en la construcción.
- En la modelación de las estructuras se nota claramente que las estructuras planteadas tienen diferentes características, usos y beneficios. El Hormigón armado claramente a ser el más utilizado, tiene un mayor campo de aplicación, a contrario las estructuras prefabricadas, están subiendo de categoría al ser trabajados en taller, el proceso repetitivo del mismo sube la calidad, de manera que en la actualidad es algo novedoso y que va ganando campo y adeptos.
- En cuanto a las evaluaciones sísmicas, los elementos prefabricados al tener una menor masa como se nota en nuestro estudio, y ser aplicadas fácilmente al diseño arquitectónico original, responde de manera ideal a los efectos sísmicos.

RECOMENDACIONES.

Se recomienda lo siguiente:

- Desarrollar mayores estudios en este campo, para que los mismos sean llevados a los departamentos de ayuda gubernamentales, para proyectos de vivienda a gran escala en nuestro país.
- Trabajar con mayor precisión en estructura prefabricada, ya que, al trabajarse en taller, hay que tener un mayor control en dimensiones y niveles, de manera que al realizar el armado no se dé ningún problema.
- En el caso de existir un rechazo social, por la estructura prefabricada, a pesar de ser la más factible según nuestro estudio, aplicar o desarrollar una edificación mixta entre los dos elementos en estudio, de manera que aligere al menos los costos y tiempo de construcción.

BIBLIOGRAFÍA

- ARAMAYO, Héctor. (2007). *Viguetas Prefabricadas*. Archivos de clase del Curso ‘Sistemas Constructivos’ dictado en la Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas. Período 2007
- Burón, M. (2017). *EVOLUCIÓN DE LA PREFABRICACION PARA LA EDIFICACIÓN EN ESPAÑA. MEDIO SIGLO DE EXPERIENCIA*. Obtenido de PACADAR :
<http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es/index.php/informesdelaconstruccion/article/viewFile/963/1117>
- Carrión, F. (2001). *La ciudad construida urbanismo en América Latina*. Obtenido de FLACSO : <http://www.flacsoandes.edu.ec/libros/digital/43650.pdf>
- Cedeño, G. (Agosto de 2015). *PDF*. Obtenido de
<http://repositorio.uees.edu.ec/bitstream/123456789/419/1/Tesis.pdf>
- Chang, G. (2017). *TENDENCIA DEL MERCADO DE LA CONSTRUCCIÓN EN QUITO-ECUADOR*. Obtenido de Escola Politécnica Superior:
https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2117/105936/Mem%C3%B2ria_ChangGiuliana%20Estefania.pdf
- Cordova, M. (2014). ESTUDIO COMPARATIVO DEL SISTEMA CONSTRUCTIVO EN HORMIGÓN Y ACERO EN UN EDIFICIO. En M. Cordova, *ESTUDIO COMPARATIVO DEL SISTEMA CONSTRUCTIVO EN HORMIGÓN Y ACERO EN UN EDIFICIO* (pág. 197). CUENCA: UNIVERSIDAD DE CUENCA.
- Gutierrez, L. (2003). *EL CONCRETO Y OTROS MATERIALES PARA LA CONSTRUCCIÓN*. Obtenido de UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA:
http://www.bdigital.unal.edu.co/6167/5/9589322824_Parte1.pdf
- Hernández, E. (2017). *HORMIGÓN ARMADO Y PRETENSADO* . Obtenido de
<http://www.ugr.es/~emontes/prensa/HormigonEstructural.pdf>
- Navarrete, L. (2017). *“PROPUESTA DE UN PROYECTO PILOTO DE VIVIENDA COMO RESPUESTA DE SOLUCION AL DEFICIT HABITACIONAL EXISTENTE EN EL SECTOR DE QUITUMBE DE LA CIUDAD DE QUITO”* . Obtenido de INSTITUTO DE ALTOS ESTUDIOS NACIONALES : <http://repositorio.iaen.edu.ec/bitstream/24000/98/1/IAEN-031-2007.pdf>

Nieto, X. (Junio de 2014). *Universidad de Cuenca*. Obtenido de Diseo de una vivienda de dos plantas con soluciones prefabricadas:

<https://www.google.com.ec/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=1&cad=rja&uact=8&ved=0ahUKEwiUpf3F3JfZAhXBq1kKHQsjAM0QFggmMAA&url=http%3A%2F%2Fdspace.ucuenca.edu.ec%2Fbitstream%2F123456789%2F20398%2F1%2Ftesis.pdf&usg=AOvVaw3t69Drzv162TqKSy3u20mK>

Yépez David. (2012). *Análisis de la arquitectura vernácula del Ecuador: Propuestas de una arquitectura contemporánea sustentable*. Obtenido de UPC:

<http://repositorio.educacionsuperior.gob.ec/bitstream/28000/829/1/T-SENESCYT-0372.pdf>

ANEXOS

Anexo 1 Planos Arquitectónicos

Anexo 2 Planos Estructurales

Anexo 3 Cotizaciones