
TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	2
2. CONCEPCION DEL DISEÑO DE PUENTES.....	2
3. CRITERIOS BASES DE DISEÑO	2
3.1 ESTRUCTURAS EN CONCRETO REFORZADO	2
3.1.1 Comportamiento de vigas de concreto.....	2
3.1.2 Diseño a flexión.....	9
3.1.3 Diseño a cortante	23
3.2 ESTRUCTURAS EN CONCRETO PREESFORZADO	27
3.2.1 Definición.....	27
3.2.2 Clasificación	28
3.2.3 Concepto básico de preesforzado.....	29
3.3 ESPECIFICACIONES PARA ESTRUCTURAS EFORZADAS/PREESFORZADAS	32
3.3.1 Refuerzo máximo	32
3.3.2 Refuerzo mínimo.....	33
3.3.3 Retracción y temperatura.....	34
3.3.4 Control de fisuración.....	34
3.4 REFERENCIAS.....	35

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3-1 Momento resistente para diferentes áreas de acero.....	14
--	----

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 3-1. Caso del concreto no agrietado. Fuente: Propia.	3
Figura 3-2 Caso del concreto agrietado. Nota: Las propiedades son de sección transformada (I_t , S_t , etc). “ n ” es la relación entre el módulo de elasticidad del acero y del concreto. Fuente: Propia.....	4
Figura 3-3. Fisuras de flexión de una viga simplemente apoyada. Fuente: Propia.	5
Figura 3-4. Caso del concreto en resistencia última. Fuente: Propia.	6
Figura 3-5. Fisuras de flexión en la zona de tensión y de aplastamiento en la zona de compresión de una viga simplemente apoyada. Fuente: Propia.	7
Figura 3-6. Fisuras de flexión en la zona de tensión y de aplastamiento en la zona de compresión de una viga simplemente apoyada experimentada por (Nawy, 1998).....	7
Figura 3-7. Parte en detalladle las fisuras de flexión en la zona de tensión y de aplastamiento en la zona de compresión de una viga simplemente Fuente: (Nawy, 1998)	8
Figura 3-8. Diagrama momento vs curvatura. Fuente: McCormac et al (2009).....	9
Figura 3-9. Viga normal y viga transformada. Fuente: Adaptada de McCormac et al (2009).....	11
Figura 3-10 Determinación de los esfuerzos elásticos de flexión. Fuente: Propia.	13
Figura 3-11 Diagrama de deformaciones y fuerzas.....	15
Figura 3-12 (A) Entrepisos con vigas en forma de "T" y "L". (B) Viga en forma de "T" pero que trabaja como viga rectangular. (C) Elemento que trabaja como viga "T".....	21
Figura 3-13 Grieta a cortante en viga principal de concreto reforzado, con un espesor mayor de 0,6 mm. Fuente: (Muñoz, 2011) h.....	23
Figura 3-14. . Grieta a cortante en viga principal de concreto reforzado. Espesor de la grieta mayor a 0,6 mm. Regional Boyacá. Fuente: (Muñoz, 2011) h	23
Figura 3-15. Esquema para identificación de grietas a flexión y cortante. Fuente: (Muñoz, 2011).....	24
Figura 3-16 Flujograma de la evaluación de cortante de las vigas de concreto reforzado	25
Figura 3-17 Flujograma para la evaluación de cortante de las vigas de concreto preesforzado.....	26
Figura 3-18 Variables para evaluar cortante para viga de concreto reforzado y preesforzado	27
Figura 3-19 Viga postensada de puente en construcción. Fuente: Propia.	28
Figura 3-20 Caso1: Viga simplemente apoyada de concreto simple y con una carga en el centro. Fuente: Propia.	30
Figura 3-21 Esfuerzo en la viga simple sin pre esfuerzo. Fuente: Propia.	30
Figura 3-22 Caso 2: Esfuerzo en la viga simple con pre-esfuerzo concéntrico. Fuente: Propia.	31
Figura 3-23 Caso 3: Esfuerzo en la viga simple con pre esfuerzo excéntrico, pero con el doble de la carga puntual. Fuente: Propia.....	32

Figura 3-24 Diagrama de deformaciones en el caso balanceado..... 32

TÉRMINOS Y DEFINICIONES DE VARIABLES

E_c	Módulo de elasticidad del concreto (MPa)
f_c	Resistencia a la compresión del concreto (MPa)
f_{cv}	Resistencia a la compresión del concreto de vigas (MPa)
f_{cl}	Resistencia a la compresión del concreto de losa (MPa)
f_{yl}	Límite de fluencia del acero de refuerzo longitudinal (MPa)
f_{yt}	Límite de fluencia del acero de refuerzo transversal (MPa)
γ_c	Peso específico del concreto(kN/m^3)
γ_{pav}	Peso específico del pavimento (kN/m^3)
ρ	Cuantía de acero

1. INTRODUCCIÓN

2. CONCEPCION DEL DISEÑO DE PUENTES

3. CRITERIOS BASES DE DISEÑO

3.1 ESTRUCTURAS EN CONCRETO REFORZADO

A continuación, se presentan algunos de los conceptos básicos para diseño de elementos de concreto reforzado de los puentes, los cuales pueden encontrar en detalle en diferentes referencias, entre las cuales se encuentran: (Park & Paulay, 1975), (Paulay & Priestley, 1992), (Priestley, Seible, & Calvi, 1996). (Dounghzhou & Bo, 2020), (Vallecilla, , Marzo, 2018.), entre otros.

3.1.1 Comportamiento de vigas de concreto

Para el caso de vigas en concreto reforzado, es necesario entender la forma como se comportan desde el punto de vista estructural, cuando están sometidas a diferentes magnitudes de carga, hasta que se presente la falla. Esto, teniendo en cuenta que la sección es mixta constituida por el concreto y el

acero. Que las características mecánicas y de comportamientos estructural de estos los dos materiales son diferentes y que el concreto específicamente no es un material homogéneo, como se mencionó en los numerales anteriores de este capítulo, ya que está compuesto por la combinación de: cemento, agua, agregados gruesos, agregados finos y por aditivos (en algunas ocasiones).

Para ello, diferentes ingenieros o profesores han investigado en el laboratorio el comportamiento de vigas en concreto reforzado con diferentes condiciones aumentando gradualmente la carga hasta que llegue a la falla ((McCormac & Brown, 2009) y (Vallecilla, , Marzo, 2018.)), entre otros). En estos trabajos de laboratorio se encontró que se presentan generalmente tres etapas en dichas vigas, que son: concreto no agrietado, concreto agrietado y falla. Dichas etapas se explican a continuación:

3.1.1.1 Concreto no agrietado:

Este caso se presenta cuando las cargas que se aplica sobre la viga son bajas, tanto que los esfuerzos actuantes que se producen de flexión son menores al **módulo de rotura**, cuya determinación se muestra en el numeral 5.1.2 Este último término se define como el esfuerzo por flexión bajo el cual el concreto empieza a fisurarse-

En la siguiente figura se presenta este caso de comportamiento, incluyendo las deformaciones unitarias y los esfuerzos en las fibras extremas. Especificando que el esfuerzo de tensión es menor que el módulo de rotura, por lo que no hay fisuración.

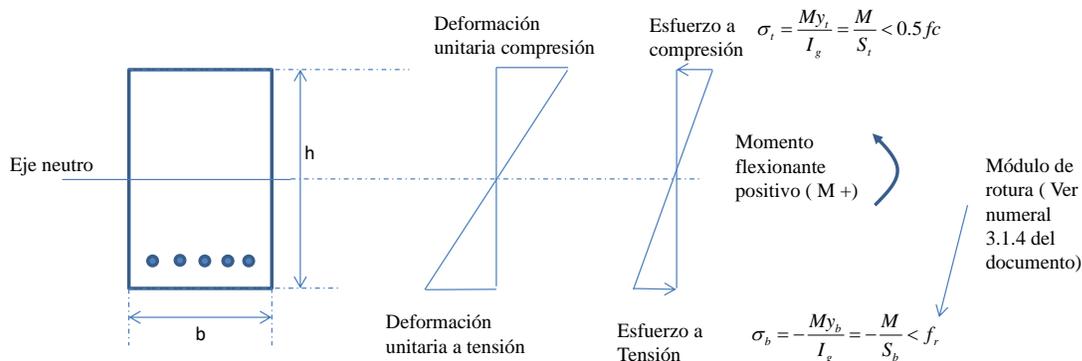


Figura 3-1. Caso del concreto no agrietado. Fuente: Propia.

3.1.1.2 Concreto agrietado – Etapa de esfuerzos elásticos

Cuando las cargas externas aumentan sobre la viga, es decir son mayores que las del caso anterior y producen esfuerzos de tensión mayores o iguales al del **módulo de rotura**, empiezan aparecer fisuras en la parte inferior del patín de la viga de una sola luz simplemente apoyada. Esta condición se esquematiza en la siguiente figura.

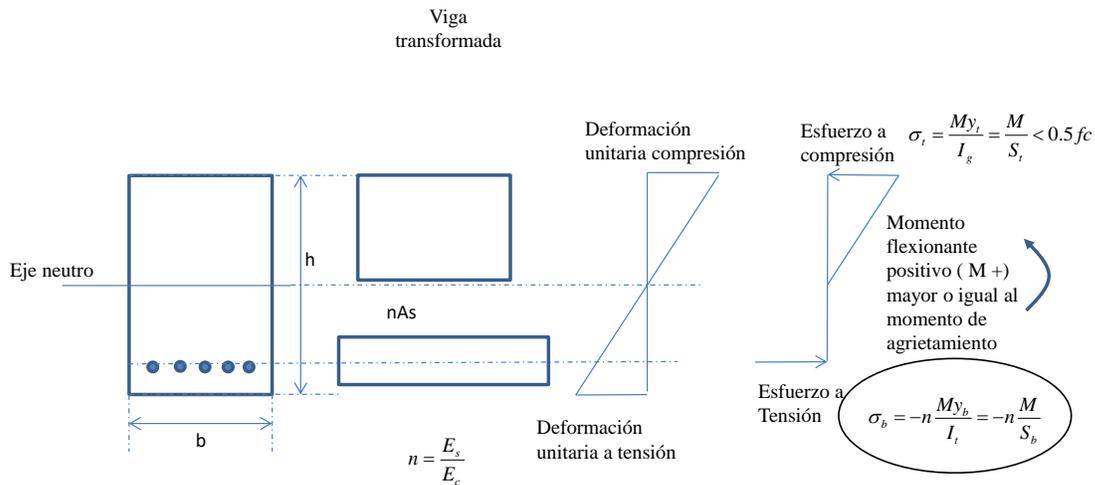


Figura 3-2 Caso del concreto agrietado. Nota: Las propiedades son de sección transformada (I_t , S_t , etc). “n” es la relación entre el módulo de elasticidad del acero y del concreto. Fuente: Propia.

La anterior condición representa que el momento actuante que se genera cuando se empiezan a producir fisuras en la viga, es igual o mayor que el de **Agrietamiento** y en la medida que las cargas estén aumentando las fisuras se acerca al eje neutro, como se observa en la Figura 3-3. Este momento de agrietamiento se determina basado en la fórmula de flexión explicada anteriormente y teniendo en cuenta el módulo de rotura (f_r). Para el caso del momento de agrietamiento, basado en el esfuerzo en la parte inferior de la viga, se tiene la siguiente ecuación:

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{Y_b} \quad 3-1$$

En dicha figura se muestra el caso de las fisuras de una viga simplemente apoyada con una carga distribuida mayor que la del caso anterior y en donde los esfuerzos actuantes son mayores al módulo de rotura o cuando el momento actuante es mayor que el momento de agrietamientos (M_{cr}).

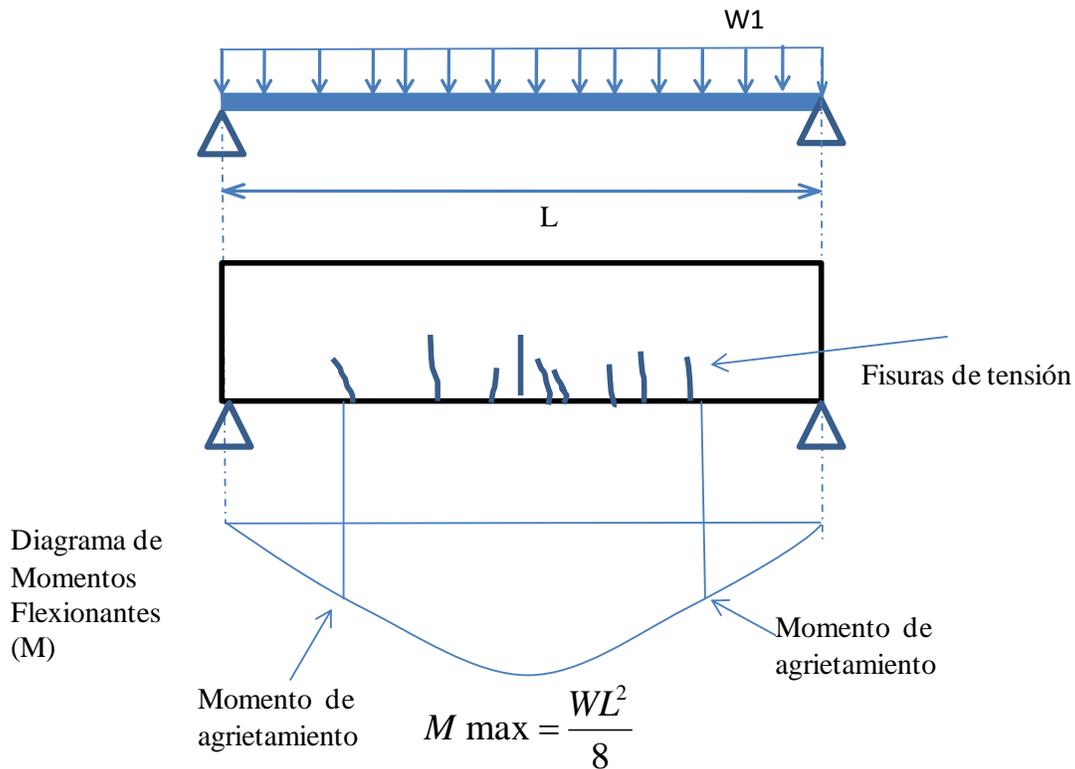


Figura 3-3. Fisuras de flexión de una viga simplemente apoyada. Fuente: Propia.

En esta etapa, el concreto en la zona fisura no aporta nada a tensión, lo cual lo asume en su totalidad el acero. Las condiciones de esta etapa permanecen en la medida que los esfuerzos a compresión en el concreto no sobrepasen aproximadamente el 50% de la resistencia de diseño del concreto (f_c) y el esfuerzo en el acero de refuerzo sea menor al límite de fluencia, es decir que no ha fluido o cedido.

La variación lineal de los esfuerzos y deformaciones se presentan en las vigas de concreto bajo condiciones normales de carga de servicio, ya que debido al nivel de esta carga los esfuerzos actuantes son menores al 50% del f_c . Para calcular los esfuerzos en el concreto y el acero en esta etapa se utiliza la sección transformada que se explica más adelante en este documento. Bajo esta etapa se presentan momentos considerablemente mayores a los momentos de agrietamiento.

3.1.1.3 Resistencia última

Para esta etapa la variación de las deformaciones unitarias y los esfuerzos en el concreto y el acero son como los que se observan en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** En este caso la deformación unitaria del acero es mayor que la deformación unitaria de fluencia (ϵ_y), es decir que fluye. Por otro lado, los esfuerzos del concreto no son lineales y corresponden al diagrama esfuerzo - deformación, con valores de esfuerzos que sobrepasan el 50% de la resistencia a compresión (f_c).

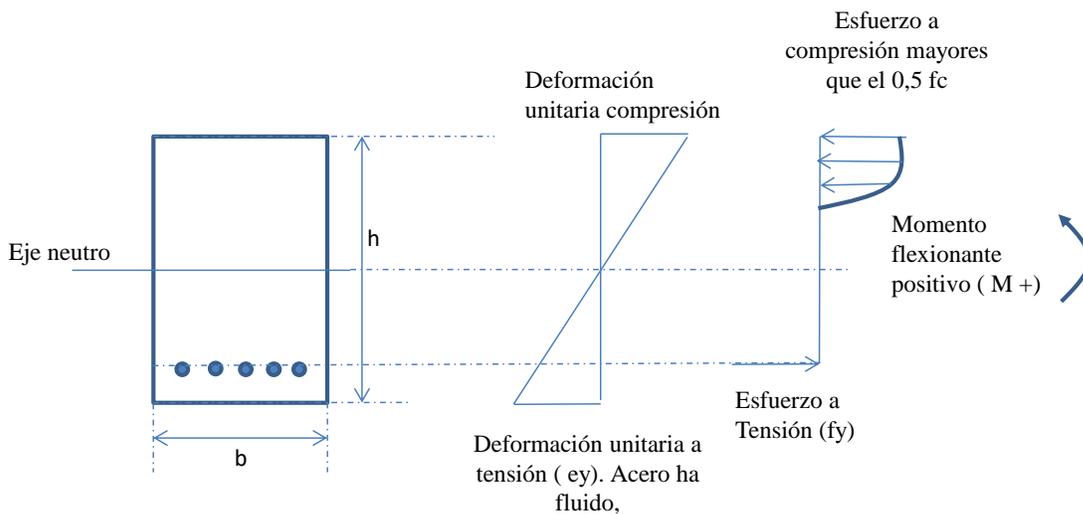


Figura 3-4. Caso del concreto en resistencia última. Fuente: Propia.

Para la viga simplemente apoyada con refuerzo solamente en la parte de tensión (simplemente armada), la falla en la viga se refleja con dos aspectos como se observa en la Figura 3-5.

- Grietas en la parte superior, es decir en la zona de compresión, que indican aplastamiento concreto
- Aumento de las fisuras comparadas con el caso anterior (concreto fisurado), las cuales se acercan más al eje neutro haciendo que este se desplace y la aparición de nuevas grietas que son a 45% en la zona de apoyo, que corresponden a cortante. Estas últimas pueden aparecer primero que la de flexión, lo cual depende del diseño estructural de cada viga.

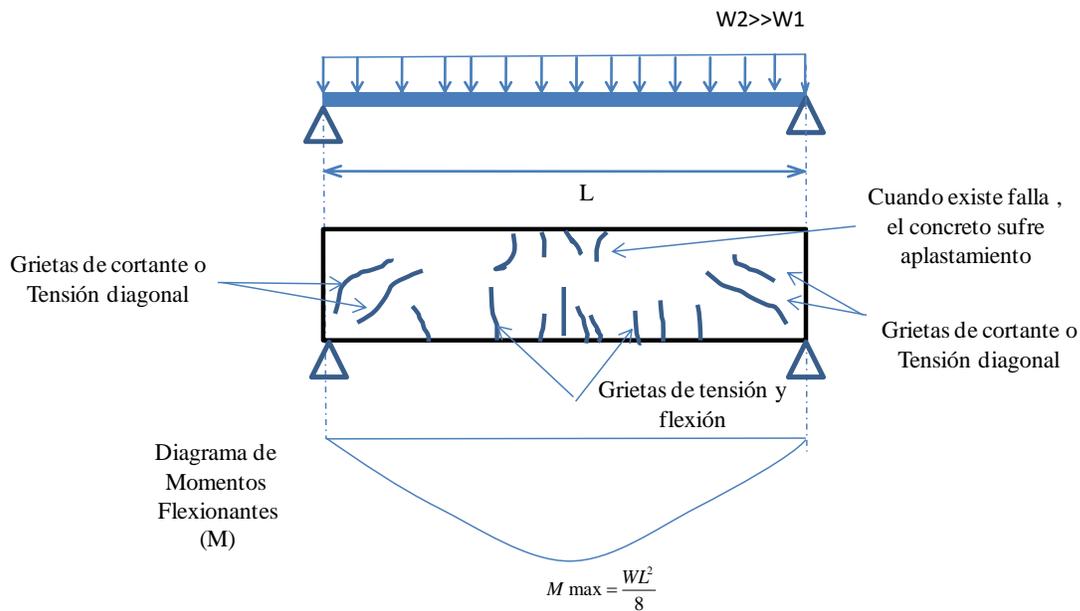


Figura 3-5. Fisuras de flexión en la zona de tensión y de aplastamiento en la zona de compresión de una viga simplemente apoyada. Fuente: Propia.

Sobre el tema anterior existen diferentes investigaciones experimentales, apoyados en el ensayo de vigas de concreto reforzado a escala real y cargadas gradualmente hasta observar las etapas que se explicaron incluyendo la falla. Una de ellas fue la realizada por Nawy **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, cuyo resultados de la falla de una viga en concreto reforzado simplemente apoyada específicamente por flexión y no por cortante, que corresponde a la tercera etapa explicada anteriormente, se observan en la Figura 3-5 y (Nawy, 1998)



Figura 3-6. Fisuras de flexión en la zona de tensión y de aplastamiento en la zona de compresión de una viga simplemente apoyada experimentalmente por (Nawy, 1998)



Figura 3-7. Parte en detalladle las fisuras de flexión en la zona de tensión y de aplastamiento en la zona de compresión de una viga simplemente Fuente: (Nawy, 1998)

El ejemplo experimental mostrado anteriormente concuerda con la teoría explicada y es similar por ejemplo al esquema de falla mostrada para la etapa de resistencia en la

3.1.1.4 Diagrama momento - curvatura

Las tres etapas explicadas anteriormente, concreto sin agrietar, concreto agrietado y resistencia última se pueden también representar mediante un diagrama momento – curvatura. Para su construcción se debe evaluar cada una de las etapas, que incluye un análisis elástico lineal y otro no lineal, hasta obtener el siguiente diagrama:

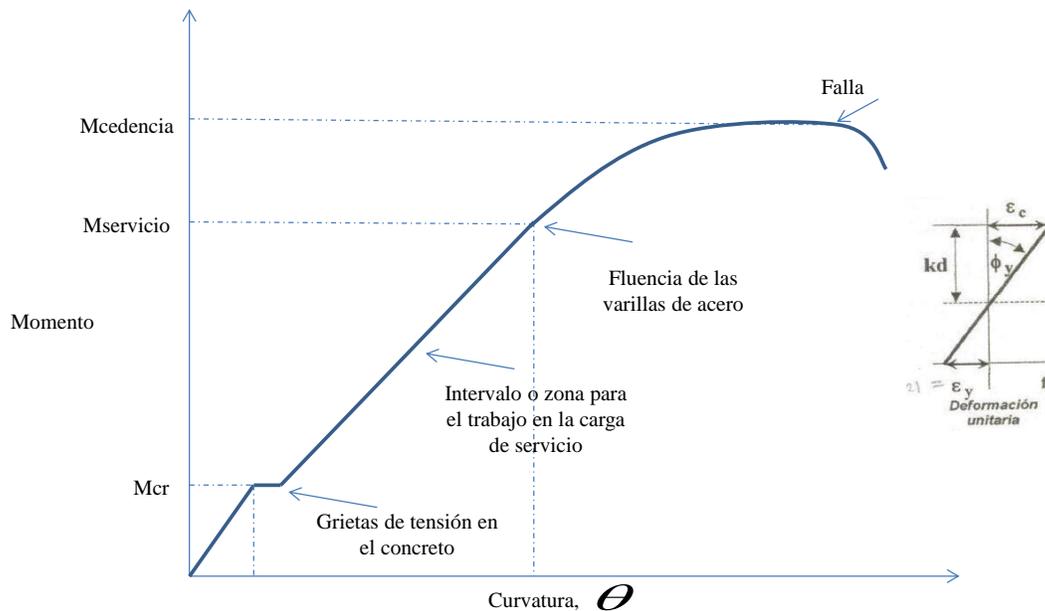


Figura 3-8. Diagrama momento vs curvatura. Fuente: McCormac et al (2009)

3.1.2 Diseño a flexión

3.1.2.1 Método elástico o método de esfuerzos de trabajo

De acuerdo con la referencia (McCormac & Brown, 2009), desde principios del siglo XX hasta la década de 1960, casi todos los diseños de estructuras de concreto reforzado en Estados Unidos se realizaron aplicando el método elástico, que también llaman el método de esfuerzos de trabajo o diseño por el método de esfuerzos permisibles o admisibles. Es un método sencillo, cuyos principios se presentan a continuación y consisten en diseñar los elementos a flexión, de tal forma los esfuerzos actuantes sean menores o iguales a los esfuerzos admisibles, estos últimos afectados por un factor de seguridad. Sin embargo, a partir de 1963 el método de resistencia última ganó mucha más acogida, cuyas razones se explican en el numeral 3.1.1.2 de este documento. Aunque en la actualidad la mayoría de las estructuras son diseñadas por el método de resistencia última, es conveniente que los ingenieros estén familiarizados con las bases conceptuales del *método de esfuerzos de trabajo o diseño por el método de esfuerzos permisibles o admisibles*, por las siguientes razones:

- Los cálculos de deflexiones producidas por cargas de servicio en vigas requieren la determinación de la inercia fisurada, cuyo concepto se estudia en el método de esfuerzos de trabajo o elástico.
- El diseño de miembros de concreto pre esforzado se basa no solo en el método de resistencia, sino también en el cálculo de los esfuerzos elásticos en las condiciones de cargas de servicio.
- Algunos proyectistas usan el método de diseño esfuerzos de trabajo para diseñar estructuras que contienen líquido, como tanques de agua y estructuras sanitarias. Esto debido a que cuando se diseñan por este método los esfuerzos se mantienen a niveles bastante bajos, por

lo que el agrietamiento considerablemente menor y en consecuencia se tiene menos filtraciones.

Una de las opciones de este método es utilizar el concepto de *sección transformada u homogénea*, cuyo uso se basa en las siguientes consideraciones:

- Los niveles de esfuerzos actuantes sobre la viga son mayores al módulo de rotura (f_r), luego la zona del concreto que está a tensión sufre un proceso de fisuración como se observa en Figura 3-5 y **Figura 3-6** que corresponde al caso de “Concreto agrietado” anteriormente explicado.
- Por estar agrietado el concreto de la sección de la viga en esta zona, este se desprecia y es el acero que asume la responsabilidad de soportar los esfuerzos que corresponden a esta parte que son de tensión.
- Este agrietamiento en la viga no implica que sufra una falla total.
- Se supone en este método, lo cual dependen del cuidado en la construcción, que existe una adherencia perfecta entre el acero y el concreto, con lo cual las deformaciones unitarias de ambos materiales son iguales en un punto particular.
- Los esfuerzos en los dos materiales serán proporcionales al módulo o razón modular de nominado: “ n ”, que es la división entre el módulo de elasticidad del acero (E_s) y el módulo de elasticidad del concreto (E_c), como se expresa a continuación.

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

Ec. 3-1

- En la siguiente figura se presentan la sección de una viga normal y otra transformada. Esta última queda de un solo material que es el concreto, ya que el acero se transformó a través del módulo “ n ”.

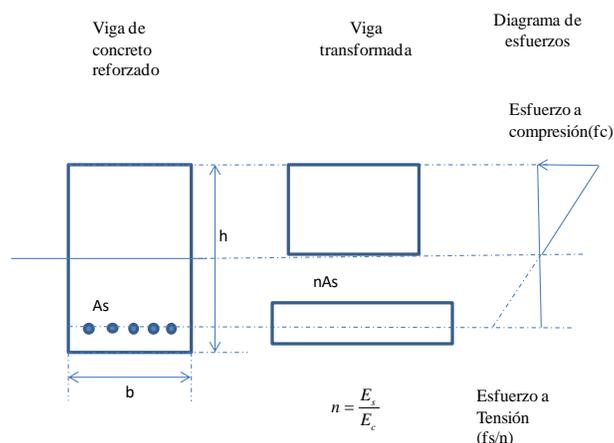


Figura 3-9. Viga normal y viga transformada. Fuente: Adaptada de McCormac et al (2009)

- En la anterior figura se observa un diafragma de esfuerzos, que son lineales porque se están en el rango elástico. También que, en la zona de tensión, dicha línea es discontinua porque se suponen que esta zona esta agrietada y que no es capaz de resistir tensión.

Para poder entender este método se hacen a continuación algunos ejemplos prácticos:

Caso 1: Revisar los esfuerzos de una viga de concreto reforzado, por el método elástico, que tiene una sección con una altura de 0.5 metros y un ancho de 0.30 metros. Considerar que la viga fue construida con concreto de una resistencia a la compresión de 21 Mpa y con un acero de refuerzo de 420 Mpa. También que tiene en la parte inferior refuerzo longitudinal constituido por cuatro varillas No. 6(6/8) y que debe resistir un momento actuante positivo de 50 kN.m.

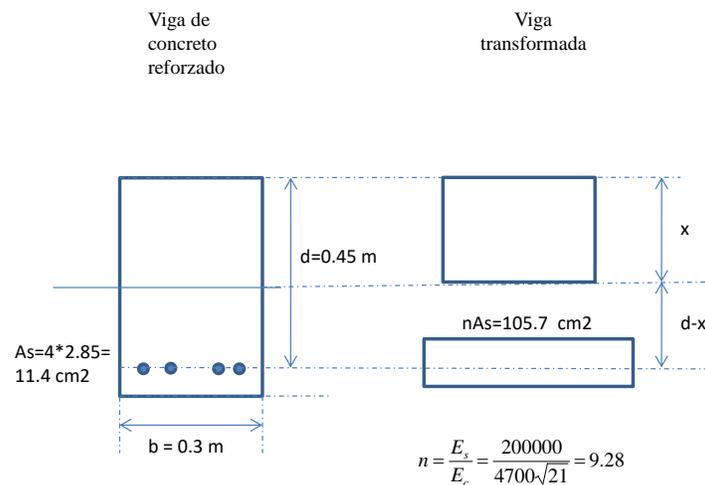


Figura 3 - 1. Datos de la viga. Fuente: Propia.

Se tiene como se muestra en la anterior figura que el valor de “n”, que es la relación entre los módulos de elasticidad de los dos materiales de la viga es de 9.28 y que el área transformada del acero es de 105.7 cm². Tomando momento con respecto al eje neutro se determina su localización, que es “x”:

$$\begin{aligned}nAs(d - x) &= 0.3x\left(\frac{x}{2}\right) \\0.01077*(0.45 - x) &= 0.15x^2 \\0.15x^2 + 0.01077x - 0.00485 &= 0\end{aligned}$$

La anterior, es una ecuación cuadrática de segundo orden, cuya solución general son dos raíces:

$$\begin{aligned}x_1 &= \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \\x_2 &= \frac{-b - \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}\end{aligned}\quad \text{Ec. 3-2}$$

Dónde: $a=0.15$, $b=0.01058$ y $c=-0.00476$, por lo cual el valor de “x” es de 0.146 m. Posteriormente se determinan la inercia de la sección transformada:

$$I_{trans} = \frac{0.3 * x^3}{12} + 0.3 * x * \left(\frac{x}{2}\right)^2 + nAs(d - x)^2 = 0.00128m^4$$

Aplicando las fórmulas de flexión, se determina a continuación los esfuerzos de flexión en la parte superior e inferior de la viga:

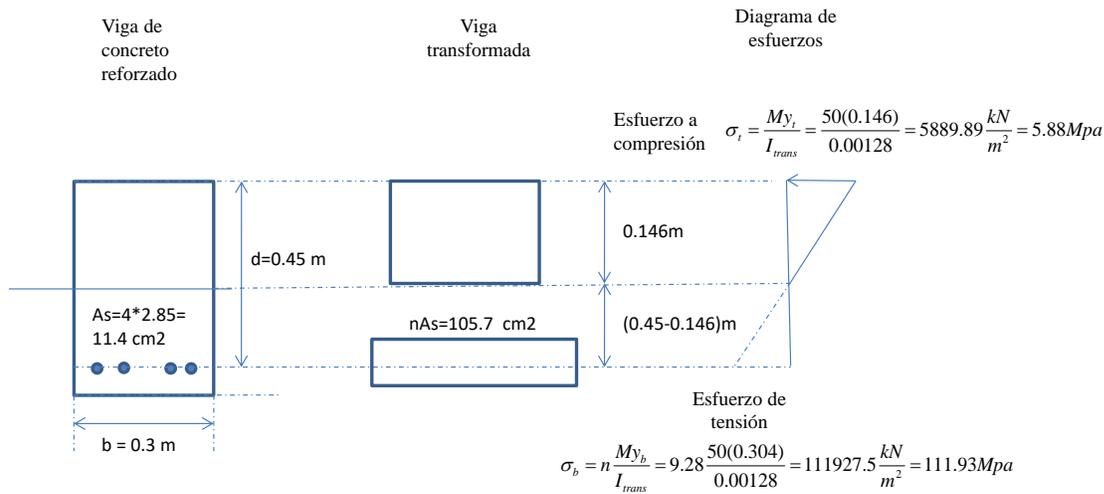


Figura 3-10 Determinación de los esfuerzos elásticos de flexión. Fuente: Propia.

Caso 2: Determinar el momento que resiste la viga del ejemplo anterior teniendo en cuenta que el esfuerzo admisible a compresión es de 9.5 Mpa y el de tensión 120 Mpa. Verificar si es una sección sub-reforzada o sobrerreforzada.

El momento resistente de la viga en concreto a compresión es:

$$M_t = \frac{9.5 * 1000 * I_{trans}}{x} = 80.64 kN.m$$

El momento resistente de la viga en concreto a tensión es:

$$M_t = \frac{120 * 1000 * I_{trans}}{n(d - x)} = 53.60 kN.m$$

Por lo tanto el momento que resiste dicha viga es de 53.60 kN.m. Por otro lado, como predomina es la tensión en la viga, ya que el esfuerzo de tensión es mayor que el esfuerzo de compresión, y ambos son menores al admisible, es una sección sub-reforzada.

Caso 3: Determinar el área del acero de refuerzo necesario para la viga, si tiene que resistir un momento actuante de servicio de 60 kN.m. Para solucionar este punto, se construye una tabla donde se varía el área de acero y se determina el momento resistente, como se observa a continuación:

fc	21,00 Mpa
Fy	420,00 Mpa
b	0,30 m
h	0,50 m
d	0,44 m
Esfuerzo admisible a tensión	120,00 Mpa
Esfuerzo admisible a compresión	9,50 MPa
n	9,29
Momento actuante	50,00 kN.m

As(cm2)	nAs	a	b	c	x(m)	I(m4)	Esfuerzos actuantes		Momentos resistentes		
							ft (Mpa)	fb(Mpa)	Mt	Mb	Maximo
1,42	13,19	0,15	0,0013	-0,0006	0,06	0,0002	13,67	837,00	34,74	7,17	7,17
2,13	19,78	0,15	0,0020	-0,0009	0,07	0,0003	11,45	563,32	41,48	10,65	10,65
2,84	26,37	0,15	0,0026	-0,0012	0,08	0,0004	10,13	425,81	46,90	14,09	14,09
3,55	32,96	0,15	0,0033	-0,0015	0,09	0,0005	9,23	342,96	51,47	17,49	17,49
4,26	39,56	0,15	0,0040	-0,0017	0,10	0,0006	8,56	287,52	55,46	20,87	20,87
4,97	46,15	0,15	0,0046	-0,0020	0,10	0,0006	8,05	247,79	59,00	24,21	24,21
5,68	52,74	0,15	0,0053	-0,0023	0,11	0,0007	7,64	217,90	62,20	27,54	27,54
6,39	59,34	0,15	0,0059	-0,0026	0,11	0,0008	7,30	194,58	65,11	30,83	30,83
7,1	65,93	0,15	0,0066	-0,0029	0,12	0,0008	7,01	175,88	67,79	34,11	34,11
7,81	72,52	0,15	0,0073	-0,0032	0,12	0,0009	6,76	160,54	70,28	37,37	37,37
8,52	79,12	0,15	0,0079	-0,0035	0,13	0,0010	6,54	147,73	72,59	40,62	40,62
9,23	85,71	0,15	0,0086	-0,0038	0,13	0,0010	6,35	136,86	74,76	43,84	43,84
9,94	92,30	0,15	0,0092	-0,0041	0,14	0,0011	6,18	127,52	76,80	47,05	47,05
10,65	98,89	0,15	0,0099	-0,0044	0,14	0,0012	6,03	119,41	78,72	50,25	50,25
11,4	105,86	0,15	0,0106	-0,0047	0,14	0,0012	5,89	111,93	80,65	53,61	53,61
12,11	112,45	0,15	0,0112	-0,0049	0,15	0,0013	5,77	105,68	82,37	56,77	56,77
12,82	119,04	0,15	0,0119	-0,0052	0,15	0,0013	5,65	100,12	84,02	59,93	59,93
13,53	125,64	0,15	0,0126	-0,0055	0,15	0,0014	5,55	95,13	85,59	63,07	63,07
14,24	132,23	0,15	0,0132	-0,0058	0,16	0,0014	5,45	90,63	87,08	66,20	66,20
14,95	138,82	0,15	0,0139	-0,0061	0,16	0,0015	5,37	86,55	88,52	69,32	69,32
15,66	145,42	0,15	0,0145	-0,0064	0,16	0,0015	5,28	82,84	89,90	72,43	72,43

Tabla 3-1 Momento resistente para diferentes áreas de acero

Basados en la tabla anterior, se construyó una gráfica de momento resistente vs área de acero, la cual se expone a continuación:

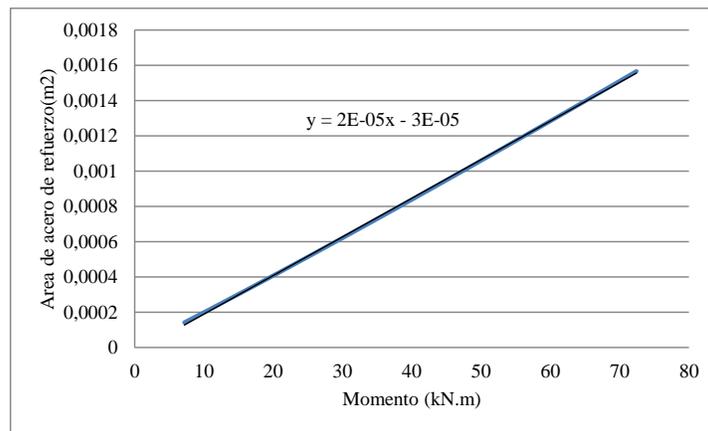


Figura 3 - 2. Grafica momento resistente vs área de acero de refuerzo. Fuente: Propia.

De esta gráfica, se obtuvo la siguiente ecuación, que logra relacionar área de acero necesaria (As) contra momento actuante (M), pero específicamente para las condiciones de este ejercicio:

1.1.1.1.1.1

$$A_s = 2e^{-05} M - 3e^{-05}$$

De esta ecuación, se obtiene que se necesita un área de acero de 0.00117 m², es decir 11.7 cm². Con tres varillas No.7 localizadas en la parte inferior se cumple la sollicitación exigida.

3.1.1.2 Resistencia última

En el método de resistencia última, se estudia el comportamiento de la estructura en el momento de la falla, es decir en la tercera etapa estudiada en el numeral anterior, con lo cual se puede identificar en forma más apropiada los factores de seguridad. En este método la falla se considera cuando el acero fluye, es decir que su esfuerzo sobre pasa el límite de fluencia (Fy). Además, se diseña controlando el comportamiento estructural del elemento, de tal forma se presente la falla primero el acero y después en el concreto, el cual se produce por aplastamiento, es decir secciones “Sub-reforzadas”.

3.1.1.2.1 Secciones simplemente armadas (refuerzo de acero a tensión)

Para el diseño a flexión por resistencia última de secciones **simplemente armadas**, es decir aquellas donde solamente consideran para el cálculo el acero de reforzado que está localizado en la zona a tensión y no el que está en la zona a compresión, se debe tener en cuenta para para su deducción el diagrama de deformaciones y fuerzas que se observa a continuación empleando el método de Whitney, el cual considera una distribución rectangular de los esfuerzos a compresión a un nivel de 0.85fc.

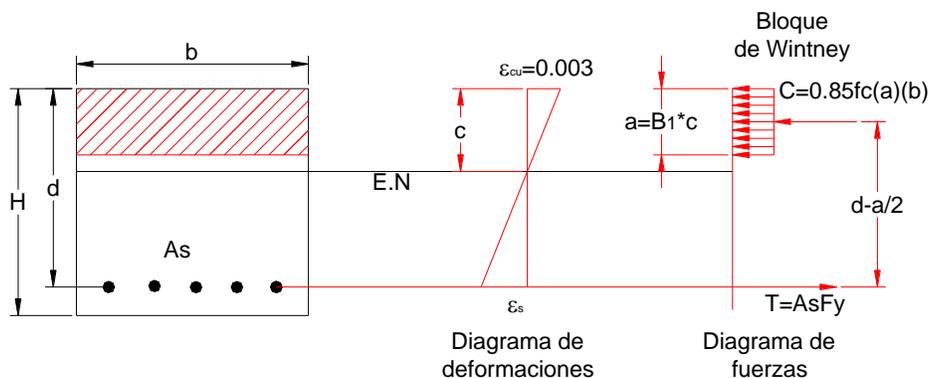


Figura 3-11 Diagrama de deformaciones y fuerzas

El momento resistente nominal se calcula la fuerza por su brazo y puede ser:

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{Ec. 3-3}$$

$$\phi M_n = \phi 0.85 f_c (a)(b) \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{Ec. 3-4}$$

La variable “a” es la distancia del bloque de Wintney y se define como:

$$a = B1c \quad \text{Ec. 3-5}$$

Donde B1 es de 0.85 para concretos con resistencia menor o igual a 28 Mpa, Cuando son mayores a 28 Mpa es:

$$B1 = 0.85 - 0.05 \left[\frac{f_c - 28}{7} \right] \geq 0.65 \quad \text{Ec. 3-6}$$

Como se debe cumplir en la sección equilibrio, la fuerza de tensión y de compresión son iguales (C=T), entonces:

$$A_s F_y = 0.85 f_c (a)(b)$$

Por lo tanto:

$$a = \frac{A_s F_y}{0.85 f_c (b)} \quad \text{Ec. 3-7}$$

Considerando las siguientes constantes:

$$m = \frac{F_y}{0.85 f_c} \quad \text{Ec. 3-8}$$

$$R_n = \frac{M_u}{b d^2} \quad \text{Ec. 3-9}$$

También incluyendo en la deducción el término de cuantía de acero, que es el área de acero sobre el área de afectiva de concreto (es adimensional):

$$\rho = \frac{A_s}{b d} \quad \text{Ec. 3-10}$$

Remplazando **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** y **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** en **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** tenemos

$$a = m \rho d \quad \text{Ec. 3-11}$$

Remplazando **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** y **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** en **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** tenemos:

$$\phi M_n = \phi \rho b d^2 f_y \left(1 - \frac{\rho m}{2}\right) \quad \text{Ec. 3-12}$$

Considerando la resistencia nominal afectada por el factor de reducción igual al momento último mayor M_u (Mu), se tiene:

$$M_u = \phi \rho b d^2 f_y \left(1 - \frac{\rho m}{2}\right) \quad \text{Ec. 3-13}$$

Remplazando **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** en **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** queda:

$$R_n = \phi \rho f_y \left(1 - \frac{\rho m}{2}\right) \quad \text{Ec. 3-14}$$

Al resolver la anterior ecuación cuadrática, teniendo como variable desconocida la cuantía de acero, se tiene:

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{\phi f_y}} \right] \quad \text{Ec. 3-15}$$

La expresión **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se puede también expresar de la siguiente forma, que sirve cuando se necesita calcular el momento resistente de una viga existente a la cual se le conoce su sección transversal, materiales y área de acero:

$$\phi Mn = \phi \rho f_y \left(1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f_c} \right) b d^2 \quad \text{Ec. 3-16}$$

3.1.1.2 Secciones doblemente armadas (refuerzo de acero a tensión)

En algunos casos, no se permite desde el punto de vista arquitectónico aumentar la altura de las vigas, cuando se necesita mejorar su resistencia a flexión. En estos casos se diseñan vigas doblemente armadas, que consiste en una sección simplemente armada más un refuerzo adicional a tensión y compresión (Ver **Figura 3- 1**). Esta tiene la ventaja que reduce sus deflexiones a largo plazo y permite absorber momento por la inversión, que por ejemplo se produce en un evento sísmico.

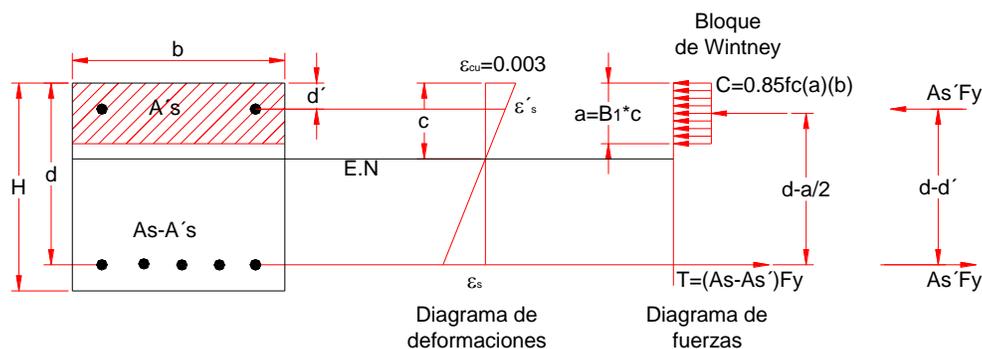


Figura 3- 1. Diagrama de deformaciones y fuerzas para sección doblemente armada

El momento resistente de la sección en este caso es:

$$\phi Mn = \phi(Mn1 + Mn2) = \phi(As - A's)Fy(d - \frac{a}{2}) + \phi(A'sFy(d - d')) \quad \text{Ec. 3-17}$$

Primero se determina el mayor aporte de la viga como si estuviera funcionando como simplemente armada, empleando la cuantía máxima. De esta forma el Mn1 asume esta parte de la resistencia, como se observa a continuación:

$$Mn1 = \rho_{\max} fy(1 - 0.59\rho_{\max} \frac{fy}{fc})bd^2 \quad \text{Ec. 3-18}$$

Por otro lado, se debe tener en cuenta que el momento resistente debe ser mayor o igual al momento actuante, es decir:

$$\phi Mn = \phi(Mn1 + Mn2) \geq Mu \quad \text{Ec. 3-19}$$

De esta forma se determina el momento que hace falta para resistir la totalidad del momento actuante (Mn2) y se calcula la cuantía necesaria a tracción y a compresión. Dicho momento es:

$$Mn2 = \frac{Mu}{\phi} - Mn1 \quad \text{Ec. 3-20}$$

Como A's es:

$$As' = \frac{Mn2}{\phi fy(d - d')} \quad \text{Ec. 3-21}$$

La totalidad del As es:

$$A_s = \rho_{\max} b d + \frac{M n 2}{\phi f_y (d - d')} \quad \text{Ec. 3-22}$$

Por último, se debe cumplir una **cuantía máxima** y mínima, para asegurar que tanto el refuerzo a tracción como el de compresión alcancen su límite en el instante de la falla (antes del concreto). Esto se logra con esta condición:

$$(\rho - \rho')_{\min} \leq (\rho - \rho') \leq (\rho - \rho')_{\max} \quad \text{Ec. 3-23}$$

Donde:

$$(\rho - \rho')_{\max} = 0.75 \rho_b \quad \text{Ec. 3-24}$$

Además, una **cuantía mínima de:**

$$(\rho - \rho')_{\min} = 0.85 * B_1 \frac{f_c}{F_y} \frac{600}{600 - F_y} \frac{d'}{d} \quad \text{Ec. 3-25}$$

3.1.1.2.3 Vigas T o L

En algunos entresijos de la ingeniería, que se pueden presentar en edificio o puentes, hay vigas en forma "T" o "L", como se observa en la figura que se presenta a continuación:

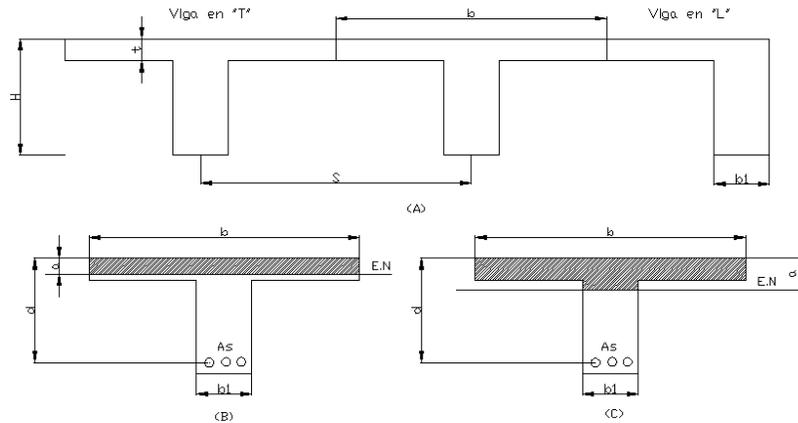


Figura 3-12 (A) Entrepisos con vigas en forma de "T" y "L". (B) Viga en forma de "T" pero que trabaja como viga rectangular. (C) Elemento que trabaja como viga "T".

Para el diseño estructural de este tipo de elementos, es necesario determinar el ancho efectivo (b_e). Para vigas en forma "T", dicho ancho efectivo, se determina seleccionando el menor valor de las siguientes condiciones:

- La separación entre centro de las vigas (S)
- La cuarta parte de la luz de la viga ($L/4$)
- $16t+b_1$

Para vigas en forma de "L invertida", este ancho se determina seleccionando el menor valor de las siguientes condiciones:

- La mitad de la separación entre centro de las vigas ($S/2$)
- La cuarta parte de la luz de la viga ($L/12+b_1$)
- $6t+b_1$

En el caso que la profundidad del bloque de compresiones y el eje neutro queden dentro de la aleta, como se observa en el literal (B) de la Figura 3-12, dicha viga trabaja como "rectangular" de dimensiones b y d (Para este caso referirse a vigas simplemente armadas). Cuando la profundidad del bloque de compresiones y el eje neutro queden por fuera de la aleta, como se observa en el literal (C) de la Figura 3-12, dicha viga trabaja como "T" y su momento resistente se evalúa de la siguiente forma:

$$M_n = M_{n_{alma}} + M_{n_{aleta}} \quad \text{Ec. 3-26}$$

Para determinar el momento resistente último de la zona del alma:

$$Mn_{alma} = 0.85fc(a)(b1)(d - a/2) \quad \text{Ec. 3-27}$$

$$Mn_{alma} = (As - As_{aleta})(d - a/2) \quad \text{Ec. 3-28}$$

Para determinar el momento resistente último de la zona de la aleta:

$$Mn_{aleta} = (As_{aleta})Fy(d - t/2) \quad \text{Ec. 3-29}$$

$$Mn_{aleta} = 0.85fc(be - b1) * t * (d - t/2) \quad \text{Ec. 3-30}$$

Igualando estas dos (2) ecuaciones se tienen:

$$As_{aleta} = \frac{0.85fc(be - b1) * t}{fy} \quad \text{Ec. 3-31}$$

Con relación a la cuantía máxima las normas establecen:

$$\rho_{maxima} = 0.75(\rho_b + \rho_{aleta}) \quad \text{Ec. 3-32}$$

3.1.3 Diseño a cortante

Las fallas de los elementos de concreto reforzado por cortante son diferentes a las que se producen por flexión. Generalmente se diseñan elementos de concreto para que fallen primero a flexión y no a cortante, porque esta última es una falla frágil no conveniente. Se diseñan elementos a flexión para que resistan unas cargas externas considerables que son en la mayoría, menores a las que podrían producir o generar una falla típica de cortante (Ver (McCormac & Brown, 2009)).

Con relación a este tema, (Muñoz, 2011) ha investigado los daños típicos que tiene los puentes de la Red Vila Nacional. En ella se encontró basados en inspecciones visuales que algunos puentes de concreto reforzado o preesforzado presentan fisuras o grietas de cortante y que son en forma inclinada cerca de los apoyos en vigas simplemente apoyadas y que tienen un ángulo cercano a 45 grados (máximo cortante y mínimo momento. Algunas de estos tipos de grietas se presentan en las Figura 3-13 y Figura 3-14, cuya causa principal está relacionada, entre otros aspectos, con: aumento de las cargas vivas que deben soportar, diseño estructural inadecuado y/o mala calidad del concreto. Adicionalmente en la Figura 3-15 se presenta un esquema de un puente simplemente a poyado y la forma y localización de las grietas no solamente a cortante, sino también a flexión y/o tensión.



Figura 3-13 Grieta a cortante en viga principal de concreto reforzado, con un espesor mayor de 0,6 mm. Fuente: (Muñoz, 2011) h



Figura 3-14. . Grieta a cortante en viga principal de concreto reforzado. Espesor de la grieta mayor a 0,6 mm. Regional Boyacá. Fuente: (Muñoz, 2011) h

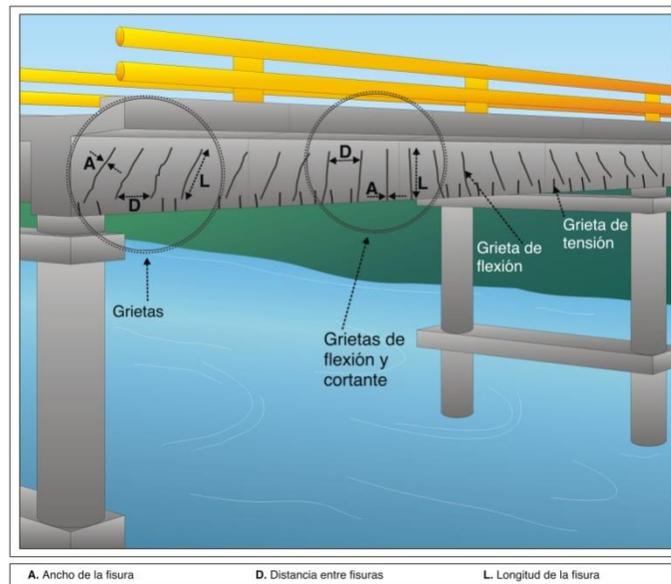


Figura 3-15. Esquema para identificación de grietas a flexión y cortante. Fuente: (Muñoz, 2011)

En la resistencia del cortante nominal de elementos de concreto reforzado intervienen principalmente las siguientes variables: resistencia a la compresión del concreto, el límite de fluencia del acero, la geometría de la viga y el refuerzo a cortante mediante flejes o estribos. Para una viga de concreto preesforzado intervienen las anteriores variables más los esfuerzos del preesforzado, la relación del cortante y momento mayorado y momento de agrietamiento.

Los fundamentos se basan en la teoría modificada del campo de compresión (MCFT) desarrollada por (Vencino & Collins, 1986). Para su evaluación es necesario tener en cuenta el siguiente diagrama de flujo construido basado en el procedimiento explicado en el numeral 5.8.3.3 de la norma (AIS, 2014). La norma permite un procedimiento general o simplificado, los cuales se muestran a continuación para vigas de concreto reforzado y preesforzado respectivamente.

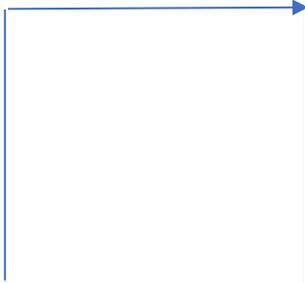
		<p>Procedimiento general numeral 5.8.3.4.2 de la norma (AIS, 2014)</p>	$\varepsilon_s = \frac{\frac{Mu}{d_v} + Vu}{(E_s A_s)} \quad \text{Ec. 3-33}$ <p>Cuando la sección contiene el acero mínimo estipulado en el artículo 5.8.2.5 de la norma CCP-14, el valor de “β” es:</p> $\beta = \frac{4.8}{(1 + 750\varepsilon_s)} \quad \text{Ec. 3-34}$ <p>En caso contrario:</p> $\beta = \frac{4.8}{(1 + 750\varepsilon_s)} \frac{51}{(39 + \varepsilon_{xe})} \quad \text{Ec. 3-35}$ $\theta = 29 + 3500\varepsilon_s \quad \text{Ec. 3-36}$
<p>Resistencia nominal de cortante</p>	<p>La resistencia normal de cortante es el menor valore entre:</p> $V_n = V_c + V_s \quad \text{Ec. 3-37}$ $V_n = 0.25f'_c b_v d_v \quad \text{Ec. 3-38}$ $\alpha = 90$ $S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v \cdot \cot(\theta)}{V_s} \quad \text{Ec. 3-39}$ $V_c = 0.083 \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_{cv}} \cdot d_v \cdot b_v \quad \text{Ec. 3-40}$		
		<p>Procedimiento simplificado (numeral 5.8.3.4.1 de la norma (AIS, 2014)]</p>	$\beta = 2.0$ $\theta = 45$

Figura 3-16 Flujograma de la evaluación de cortante de las vigas de concreto reforzado

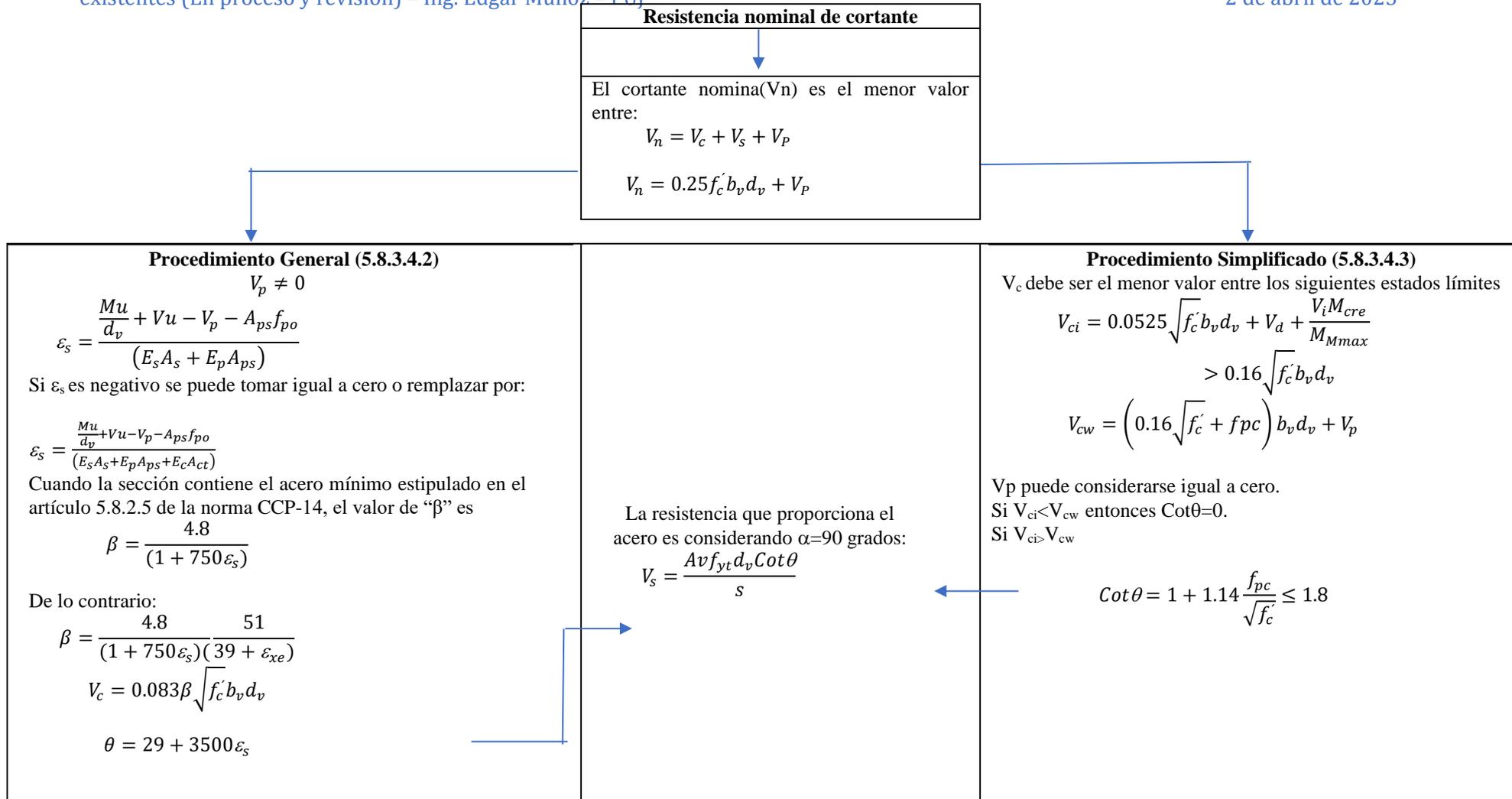


Figura 3-17 Flujograma para la evaluación de cortante de las vigas de concreto preesforzado

Donde:

F_c	Resistencia a la compresión del concreto
B	Factor que indica la capacidad de concreto agrietado diagonalmente de transmitir tracción y cortante.
d_v	Es la profundidad efectiva a cortante de vigas. Profundidad efectiva de cortante, tomada como la distancia entre la resultante de las fuerzas de tracción y compresión por flexión. No es necesaria tomarla menor que la mayor entre $0.9d_e$ y $0.72h$. Algunos autores la toman igual a “ d_e ” para concreto reforzado y no preesforzado.
b_v	Ancho efectivo del alma tomada como ancho mínimo del alma.
d_p	Distancia efectiva entre la fibra extrema compresión y el centro de gravedad de las barras y torones de refuerzo
c	Distancia del eje neutro
A_{ps}	Área de acero del refuerzo activo de preesforzado
A_s	Área de acero del refuerzo pasivo

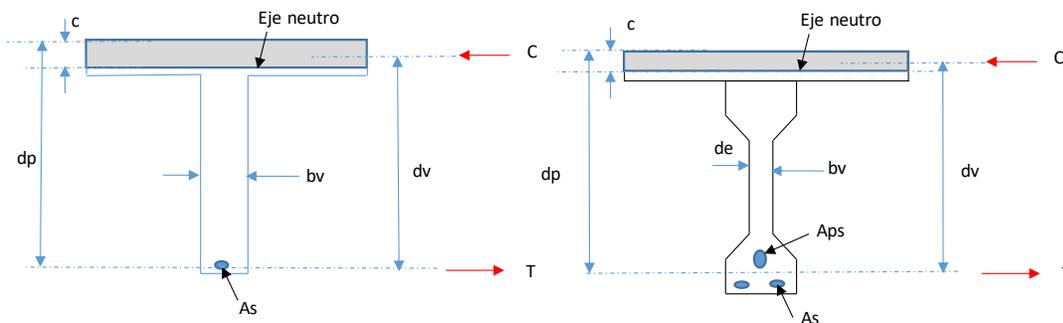


Figura 3-18 Variables para evaluar cortante para viga de concreto reforzado y preesforzado

3.2 ESTRUCTURAS EN CONCRETO PREESFORZADO

3.2.1 Definición

Se denomina concreto preesforzado a la tecnología de construcción de elementos estructurales de concreto sometidos intencionadamente a esfuerzos de compresión, previos a su puesta en servicio, para superar la debilidad natural de este material frente a esfuerzos de tracción. También se define esta tecnología de la siguiente forma:

- Precargado de una estructura, antes de la aplicación de las cargas de diseño requeridas, hecho en una forma tal que mejore su comportamiento general.

- El principio básico es conservar el concreto en esfuerzos bajos o nulos de tensión. Finalmente se pretende que una viga preesforzada quede a flexo compresión.
- Introducir suficiente pre compresión axial para que se disminuyan o eliminen en el miembro cargado los esfuerzos de tensión

Dichos esfuerzos se consiguen mediante barras, alambres o torones que son tensados y anclados en el concreto. Fue patentada por Eugène Freyssinet en 1920.

La capacidad a tracción del concreto convencional es aproximadamente diez veces inferior a su resistencia a la compresión. Esta debilidad se solucione con acero pasivo en concreto reforzado y acero pasivo más activo en concreto preesforzado. El acero pasivo son las barras normales de refuerzo y el activo son barras o torones, que son debidamente tensionadas. Un ejemplo es la siguiente viga de un puente que se está armando y que tiene los dos tipos de refuerzo mencionados:

:



Figura 3-19 Viga postensada de puente en construcción. Fuente: Propia.

En el hormigón armado convencional se proporciona resistencia a la tracción a los elementos estructurales colocando acero de refuerzo (pasivo) en las zonas de los elementos estructurales donde pueden aparecer tracciones. Esta forma de proporcionar resistencia a la tracción puede garantizar una resistencia poco adecuada al elemento y presenta el inconveniente de no impedir el agrietamiento del hormigón para ciertos niveles de carga. Una manera de evitar que aparezcan las fisuras, y por tanto eliminar el peso muerto de hormigón fisurado, es introducir unas fuerzas adicionales que compensen el efecto de las acciones exteriores de manera que, cuando actúan conjuntamente las acciones exteriores y esas fuerzas adicionales, sus efectos se compensen. De esta manera se llega al hormigón pretensado. En la manera más habitualmente utilizada hoy en día, el pretensado se materializa embebiendo en el hormigón unos cables de acero con un trazado adecuado que se ponen en tracción previamente a la puesta en servicio de la estructura.

3.2.2 Clasificación

La clasificación puede ser basados en (Asocreto., 2010):

- El momento del tensionamiento de los torones o barras con respecto al vaciado del concreto. Postensado o pretensado
- La relación entre el concreto y los cables que generan la fuerza de preesfuerzo: adherido o no adherido.
- La localización de los elementos que generan la fuerza de preesforzado: Exterior o interior.

El pretensado se define como: “Tensionando el acero antes de fundir el concreto”. Ideal para elementos prefabricados y tiene el siguiente procedimiento:

- Se tensiona el acero anclándolo en soportes fijos. Se coloca el concreto basado en la configuración necesaria y con la formaleta adecuada. Cuando el concreto haya alcanzado la resistencia requerida, se libera el acero de los anclajes, transfiriendo al concreto la fuerza de compresión por adherencia.
- Se hace en planta o en obra.
- Es económico por la ausencia de anclajes, ductos e inyección.

El postensado es el tensionado después de fundido y endurecido el concreto. Tiene el siguiente procedimiento:

- Se instala el acero en la posición indicada por el diseño (generalmente parábola). En algunos casos se inyecta una lechada en los ductos para mejorar la adherencia y la protección con la corrosión.
- Se funde el concreto
- Cuando haya adquirido la resistencia requerida, se sujeta el acero en sus extremos y tensiona por medio de gatos, transmitiendo el esfuerzo adicionalmente mediante anclajes.

El ADHERIDO es cuando el postensado si se inyecta lechada. Protege cables contra oxidación, incrementa seguridad ante la rotura y reduce ancho de fisuras. Y el no ADHERIDO No hay inyección. Toda la fuerza se concentra en los anclajes. Aumenta ancho de fisuras

El pres forzado completo o total: Propósito de los primeros ingenieros y consiste en eliminar totalmente los esfuerzos de tensión. Las vigas quedan con esfuerzos de solamente a flexo compresión. Produce vigas con mayor camber, lo cual es difícil de controlar.

Presforzado parcial: Es una solución intermedia entre concreto preesforzado y el concreto armado. Consiste en permitir una cantidad controlada de esfuerzos de tensión. Menor preesfuerzo lo que representa menor deflexión en las etapas de construcción.

3.2.3 Concepto básico de preesforzado

Para entender los fundamentos de preesforzado se plantea un ejemplo propuesto por la referencia (Nilson, 1990) y consiste en evaluar el comportamiento de una viga simplemente apoyada desde concreto simple a concreto preesforzado. El primer caso es la viga en concreto simple y con una carga en el centro se tiene:

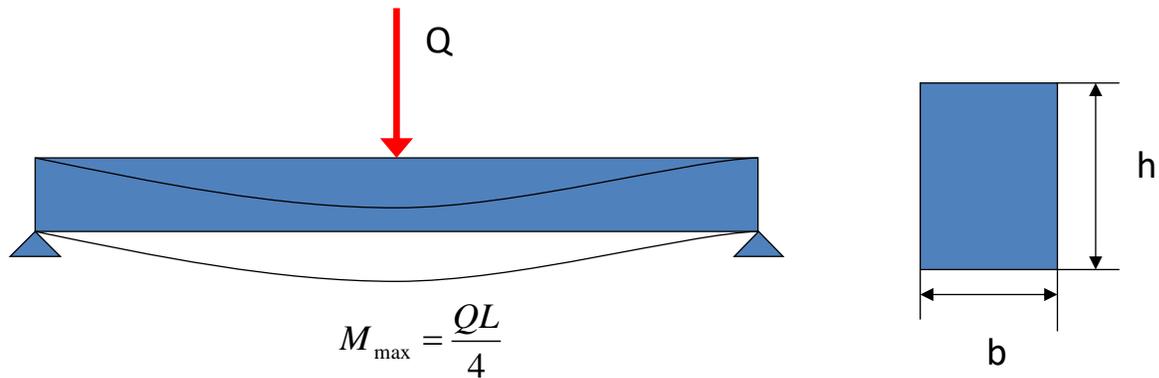


Figura 3-20 Caso1: Viga simplemente apoyada de concreto simple y con una carga en el centro. Fuente: Propia.

Se supone que se esfuerza el concreto hasta el rango elástico y que podrá soportar hasta el módulo de rotura que se presenta en. Y que los esfuerzos actuantes dependen del siguiente módulo de sección de esta viga:

$$S_t = S_b = \frac{I}{Y} = \frac{bh^2}{6} \quad \text{Ec. 3-41}$$

Y los esfuerzos son os siguientes:

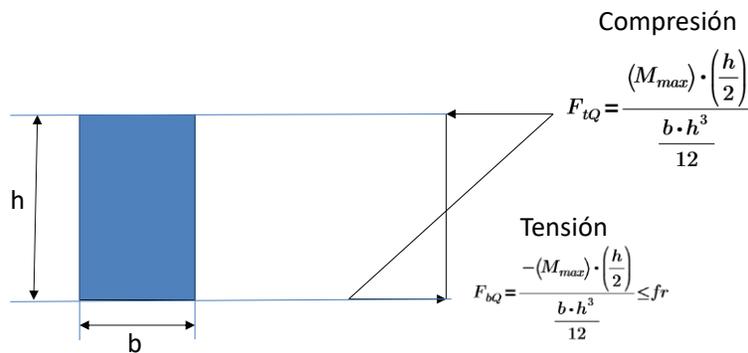


Figura 3-21 Esfuerzo en la viga simple sin pre esfuerzo. Fuente: Propia.

El caos 2 es la misma viga del caso 1, pero con un preefuerzo concéntrico:

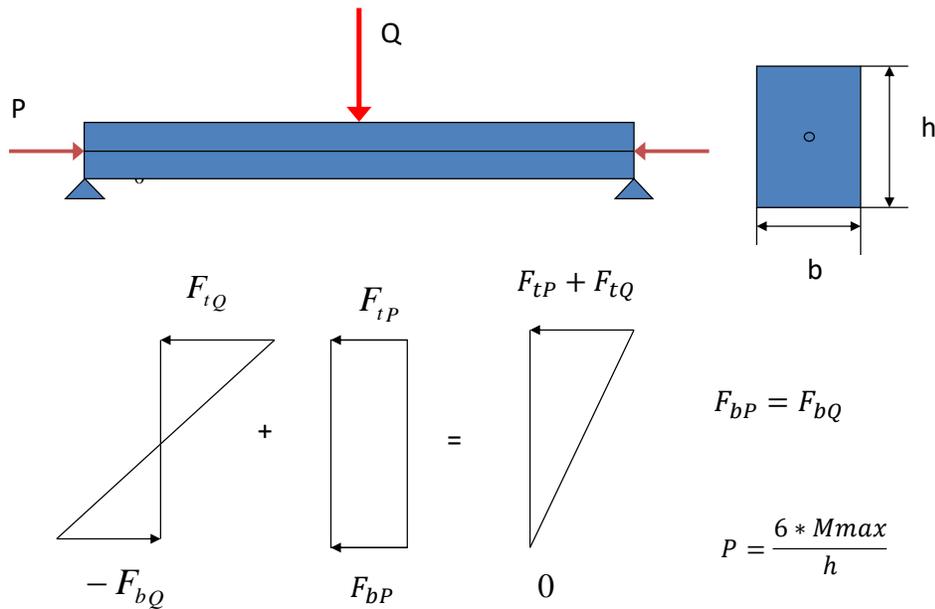


Figura 3-22 Caso 2: Esfuerzo en la viga simple con pre-esfuerzo concéntrico. Fuente: Propia.

Para que sea un preesfrozado total, es decir que la tensión sea nula, es necesario una fuerza de preesfuerzo P equivalente a $6 * M_{max} / h$. El caso 3 es la misma viga del caso 1, pero con un preesfuerzo excéntrico y con una carga puntual $2Q$:

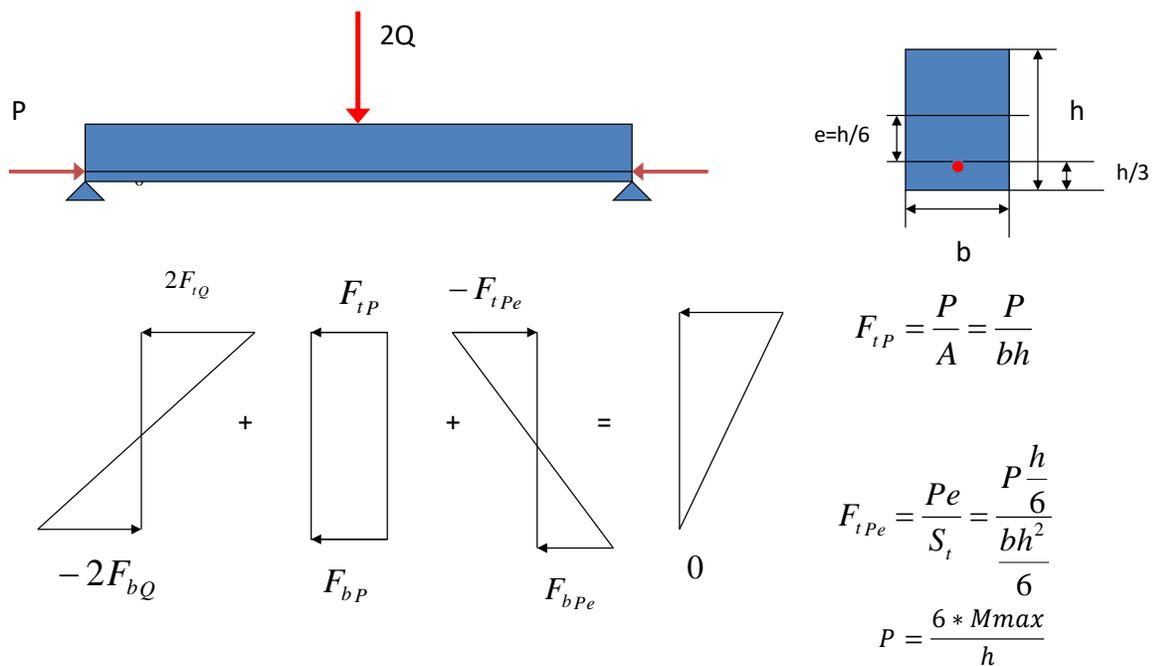


Figura 3-23 Caso 3: Esfuerzo en la viga simple con pre esfuerzo excéntrico, pero con el doble de la carga puntual. Fuente: Propia.

Para que sea un preesfrozado total, es decir que la tracción sea nula en la fibra inferior, es necesario una fuerza de preesfuerzo P equivalente a $6 \cdot M_{max}/h$. Es la misma del caso 2, pero en este caso se resiste el doble de la carga.

3.3 ESPECIFICACIONES PARA ESTRUCTURAS EFORZADAS/PREESFORZADAS

Se presentan algunas de las especificaciones que la norma (AIS, 2014) establece en el diseño de estructuras en concreto reforzado o preesforzado.

3.3.1 Refuerzo máximo

El diseño por el método de la resistencia última se basa en lograr secciones sub-reforzadas, con lo cual se asegura que falla primero el acero y posteriormente el concreto. De esta forma se garantiza una falla dúctil y no súbita (frágil). Es indispensable evitar diseñar secciones sobre-reforzadas, que se producen cuando falla primero el concreto y después el acero, lo cual sería una falla inadecuada, por ser: frágil y súbita. Esto se hace cuando la cuantía de la sección es **menor** a la cuantía balanceada, que se identifica cuando las deformaciones últimas tanto del concreto como la del acero se producen simultáneamente. Basados en lo anterior se deduce a continuación la cuantía balanceada. Para el caso balanceado el diagrama de deformaciones unitarias es el siguiente:

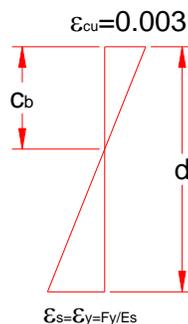


Figura 3-24 Diagrama de deformaciones en el caso balanceado

El eje neutro no sería para este caso “c” si no “cb”. Aplicando relación de triángulos, se tiene.

$$c_b = \frac{d \varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} = \frac{0.003(d)}{0.003 + Fy/Es} \quad \text{Ec. 3-42}$$

De la ecuación (2-7) se deduce:

$$c_b = \frac{m\rho d}{B_1} \quad \text{Ec. 3-43}$$

Igualando las dos ecuaciones anteriores, tenemos la cuantía balanceada:

$$\rho_b = 0.85B_1 \frac{fc}{Fy} \frac{Es * 0.003}{Es * 0.003 + Fy} \quad \text{Ec. 3-44}$$

La NSR-10 recomienda que la cuantía máxima sea el 75% de la cuantía balanceada, con lo cual se asegura que falla este controlada primero por el acero y después el concreto:

$$\rho_{\max} = 0.75 * \rho_b \quad \text{Ec. 3-45}$$

Dicha cuantía balanceada y máxima depende de la resistencia del concreto y el acero, como se observa en la siguiente tabla.

Fc (Mpa)	B1	Fy (Mpa)	ρ_b	ρ_{\max}
21	0.850	240	0.04540438	0.03405328
28	0.850	240	0.06053917	0.04540438
35	0.800	240	0.07122255	0.05341692
40	0.764	240	0.07776340	0.05832255
21	0.850	420	0.02141869	0.01606402
28	0.850	420	0.02855825	0.02141869
35	0.800	420	0.03359795	0.02519846
40	0.764	420	0.03668347	0.02751260

Ec 203900 Mpa

Tabla 3 - 1 Cuantías balanceada y máxima para diferentes resistencias del acero y el concreto

3.3.2 Refuerzo mínimo

Para asegurar una ductilidad mínima de la sección y evitar problemas de figuración, las normas establecieron cuantía mínima. Según el numeral 5.7.3.3.2 de la norma (AIS, 2014) se debe colocar un refuerzo que sea el menor de las siguientes dos opciones:

- 1.33 veces el momento ultimo mayorado requerido
- O el momento de agrietamiento determinado basado en la siguiente expresión para concreto reforzado:

$$M_{cr} := \gamma_3 \cdot \left(\gamma_1^2 \cdot f_r \cdot S_c - M_{dnc} \cdot \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right) \quad \text{Ec. 3-46}$$

- O el momento de agrietamiento determinado basado en la siguiente expresión para concreto preesforzado

$$M_{cr} := \gamma_3 \cdot \left((\gamma_1 \cdot f_r + \gamma_2 \cdot f_{cpe}) \cdot \gamma_1 \cdot S_c - M_{dnc} \cdot \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right) \quad \text{Ec. 3-47}$$

Donde:

f_r	Módulo de rotura
S_c	Módulo de sección de la viga compuesta
S_{nc}	Módulo de la sección de la viga simple
M_{dnc}	Momento por carga muerta sin mayorar
f_{cpe}	Esfuerzo de compresión debido a las fuerzas efectivas de preesfuerzo en la fibra extrema tracción
γ_1	Tiene un valor de 1.6 para todas las estructuras sin incluir las segmentadas
γ_2	Factor de variación del preesfuerzo. Es de 1.1 para torones adheridos y 1.0 para torones adheridos
γ_3	Tiene un valor de 0.75 cuando el acero de refuerzo cumple con la norma ASTM 706

3.3.3 Retracción y temperatura

3.3.4 Control de fisuración

El control de agrietamiento se controla con la separación(s) de las barras en la zona de tracción, para lo cual según el numeral 5.7.34 se debe cumplir:

$$s \leq \frac{123000 \cdot \gamma_e}{\beta_s \cdot f_{ss}} - 2 \text{ de} \quad \text{Ec. 3-48}$$

Donde:

$$\beta_s = 1 + \frac{dc}{0.7 \cdot (h - dc)}$$

Ec.
3-49

Y:

γ_e	Factor de exposición. 1 para exposición clase 1 y 0.75 para exposición clase 2.
dc	Espesor del recubrimiento medido de la fibra extrema a tracción hasta el eje de la primera fila de barras.
f_{ss}	Esfuerzo de tracción en el acero de refuerzo en el estado límite de servicio.
h	Espesor total del elemento

3.4 REFERENCIAS

- AASHTO. (2017). *AASHTO-LRFD Bridge Design Specifications, 8th Edition*.
- AASHTO. (2018). *AASHTO – LRFD. The manual for bridge evaluation*. Estados Unidos.
- AIS. (2014). *Norma Colombiana de Diseño Sismo Resistente de Puentes*. Bogotá, Colombia:: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS), Instituto Nacional de Vías (INVIAS).
- AIS. (2019). *Guía para la evaluación de la capacidad de carga de puentes existentes*. Bogotá, Colombia: Comité AIS-200, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS).
- Asocreto. (2010). *Concreto preesforzado, Diseño y construcción*. . Bogotá, Colombia, .
- Bao, Erber, T., Guralnick, S. A., & Jin, W. L. (2011). Fatigue, Magnetic and Mechanical Hysteresis. *Strain*, 47(4), 372-381.
- Bhaduri, A. (2018). *Mechanical Properties and Working of Metals and Alloys*. Springer.
- Boyle, R. W., Sullivan, A. M., & Krafft, J. M. (1962). *Determination of Plane Strain Fracture Toughness with Sharply Notched Sheets*.
- Briaud, J. L., Chen, H., Li, Y., Nurtjahyo, P., & Wang, J. (2005). SRICOS-EFA method for contraction scour in fine-grained soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(10), 1283-1294.
- Doungzhou, H., & Bo, H. (2020). *Concrete segmental bridges*.
- Erber, T., Guralnick, S. A., Segre, C. U., & Ton, W. (2012). Correlation between the piezo-Barkhausen effect and the fatigue limit of steel. *J. Phys. D. Appl. Phys.*, 45(46), 465002.
- Fisher, J. W. (1977). *Bridge fatigue guide design and details*.
- Gay Alanís, L. F. (2016). Infraestructura resiliente: desempeño sostenido en un mundo siempre cambiante. *Revista entre-textos*, 75-84.
- González, J. R., & Vaca, L. F. (2017). Sistemas inteligentes de transporte y nuevas tecnologías en el control y administración del transporte. *Puente*, 9(1), 53-62.

- Guralnick, S. A., Nunez, F., & Erber, T. (2015). Piezo-Barkhausen Emission as an Indicator of the Fatigue Limit of Steel. *J. Eng. Mater. Technol.*, 137(4), 41-54.
- Haldar, A. (2013). *Health assessment of engineered structures: Bridges, buildings, and other infrastructures*. World Scientific Publishing Co.
- Hamill, L. (1999). *Bridge hydraulics*. London: E& FN Spon.
- Hertzberg, R. W., Vinci, R. P., & Hertzberg, J. L. (2012). *Deformation and fracture mechanics of engineering materials*.
- Hunt, B. (2009). *Monitoring scour critical bridges*. Transportation Research Board, Vol. 396.
- Kashefi, K., Zandi, A. P., & Zeinoddini, M. (2010). Fatigue life evaluation through field measurements and laboratory tests. *Procedia Engineering*, 2(1), 573-582.
- Maddison, B. (2012). Scour failure of bridges. *Proceedings of the ICE-Forensic Engineering*, 165(1), 39-52.
- Martínez, J. (2016). *Sistemas de gestión de puentes: Optimización de estrategias de mantenimiento, implementación en redes locales de carreteras*. Tesis doctoral.
- McCormac, J., & Brown, R. (2009). *Diseño de Concreto Reforzado*. Estados Unidos.: Editorial Alfaomega, Universidad de Clemson,.
- Melville B.W., C. S. (2000). *Bridge scour*. Highlands Ranch, USA: Water Resources Publications.
- Muñoz, E. (2011). *Ingeniería de Puentes. Tomo 1 y 2*. Bogotá, Colombia: Departamento de Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Javeriana.
- Nawy, E. (1998). *Concreto Reforzado. Un enfoque básico*. Estados Unidos.: Editorial PHH Prentice Hall, Rutgers University.
- Nielsony, A. (2016). A critical analysis of the Mises stress criterion used in frequency domain fatigue life prediction. *Frat. ed Integrita Strutt.*, 10(38), 177–183.
- Nilson, A. (1990). “*Diseño de estructuras de concreto presforzado*”, . Estados Unidos: Noriega Editores, .
- Nunez, T., Guralnick, S., & Erber, T. (2015). Una metodología novedosa para identificar el origen y evolución del crecimiento de grietas de fatiga en acero. *Rev. Ing. construcción*, 30(2), 135-146.
- Park, R., & Paulay, T. (1975). *Reinforced Concrete Structures*. John Wiley & Sons. Christchurch, Nueva Zelanda,.
- Paulay, T., & Priestley. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Building*. John Wiley,.
- Priestley, M., Seible, F., & Calvi, G. (1996). *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. John Wiley & Sons, Inc.
- Sagar, S., Parida, N., Das, S., Dobmann, G., & Bhattacharya, D. (2005). Magnetic Barkhausen emission to evaluate fatigue damage in a low carbon structural steel. *Int. J. Fatigue*, 27(3), 317-322.
- Vallecilla, C. R. (Marzo, 2018.). *Fundamentos de diseño de puentes – ejemplos resueltos Puentes*.
- Vencino, F., & Collins, M. (1986). The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear. *ACI Structural Journal*.
- Wei, S. R., & Wei, R. P. (2012). Experimental Determination of Fracture Toughness. *Fracture Mechanics, Cambridge University Press*, 50-71.

