



**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**GUÍA TEÓRICA Y PRÁCTICA DEL CURSO DE
CONCRETO PRESFORZADO**

RICARDO VILLATORO DE LA ROSA

Asesorado por Ing. Eduardo Sebastián Aballí Coto

Guatemala, febrero de 2005.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**GUÍA TEÓRICA Y PRÁCTICA DEL CURSO DE
CONCRETO PRESFORZADO**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

RICARDO VILLATORO DE LA ROSA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, FEBRERO DE 2005

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
VOCAL I	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL II	Lic. Amahán Sánchez Alvarez
VOCAL III	Ing. Julio David Galicia Celada
VOCAL IV	Br. Kenneth Issur Estrada Ruiz
VOCAL V	Br. Elisa Yazminda Videz Leiva
SECRETARIO	Ing. Carlos Humberto Pérez Rodríguez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXÁMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
EXAMINADOR	Ing. Erick Rosales Torres
EXAMINADOR	Ing. Clery Uriel Gamarro Cano
EXAMINADOR	Ing. Alfredo Beber Aceituno
SECRETARIO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

Cumpliendo con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

GUÍA TEÓRICA Y PRÁCTICA DEL CURSO DE CONCRETO PRESFORZADO

Tema que me fuera asignado por la Dirección de Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 25 de septiembre de 2003.

Ricardo Villatoro De La Rosa

Guatemala, 18 de octubre de 2004.

Ingeniero
Francisco Ruiz Cruz
Jefe del Departamento de Estructuras
Facultad de Ingeniería

Estimado ingeniero Ruiz:

De manera atenta envío a usted el trabajo de tesis elaborado por el estudiante: RICARDO VILLATORO DE LA ROSA titulado GUÍA TEÓRICA Y PRÁCTICA DEL CURSO DE CONCRETO PRESFORZADO.

En mi calidad de asesor le informo que he revisado el mencionado trabajo y considero que cumple con los objetivos planteados, por lo que recomiendo su impresión.

Por lo tanto, el autor de esta tesis y yo, como su asesor, nos hacemos responsables por el contenido y conclusiones de la misma.

Atentamente,

Eduardo Sebastián Aballí Coto
Ingeniero Civil Administrativo
MA Estructuras y Edificación
Colegiado No. 2,795

Guatemala, 27 de octubre de 2004.

Ingeniero
Carlos Salvador Gordillo García
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería

Estimado ingeniero Gordillo:

Atentamente le informo que he revisado el trabajo de graduación del estudiante RICARDO VILLATORO DE LA ROSA con carné: 1997-12929, titulado: GUÍA TEÓRICA Y PRÁCTICA DEL CURSO DE CONCRETO PRESFORZADO.

Deseo manifestarle que el estudiante mencionado anteriormente cumplió con los requisitos del trabajo de graduación de forma satisfactoria.

Sin otro particular y agradeciendo la atención brindada a la presente.

Atentamente

“Id y enseñad a todos”

Ing. Francisco Ruiz Cruz
Departamento de Estructuras

Revisor

AGRADECIMIENTO

Expreso mi más sincero agradecimiento al Ingeniero Eduardo Sebastián Aballí Coto, por su asesoría y apoyo brindado para la realización de este trabajo de graduación sin el cual jamás hubiera sido posible.

Agradezco la confianza que el Ingeniero Pedro César Augusto Rosito Godoy depositó en mi criterio para la realización de varios proyectos de ingeniería civil desarrollados durante los últimos años.

Agradezco a la compañía de teatro “Contempo Teatro” por todas las experiencias vividas al lado de verdaderos amigos: Jorge, Alba, Sonia, Eddín, y Alejandra.

ACTO QUE DEDICO A

DIOS	Por su infinita bondad y misericordia.
MIS PADRES	Juan Rigoberto Villatoro Castillo y Dinora Clementina De La Rosa Morales por sus amorosas enseñanzas basadas en el ejemplo constante. ¡Gracias Pá! y ¡Gracias Má!
MIS HERMANOS	Néstor, Roderico y Miguel.
MIS ABUELAS	Carlota Morales y Felipa Castillo.
MIS PRIMOS	Luis Felipe y Carina Beatriz.
MIS CUÑADAS	Angélica, Claudia y María José.
MIS SOBRINOS	Angie, Néstor, Ximena y Estéban
MIS AMIGOS	Jaime Chocoy, William Chocoy, Héctor Yoque y Luis Humberto Culajay.
MIS COMPAÑEROS	Sergio Gómez, Elder Vásquez, Manuel Ávila, Gustavo Pacheco, Lenin Carranza, Lesbia Natareno, Gerson Días, Hugo Gálvez, Alexis Aceituno
MI NOVIA	María del Carmen

Al Instituto Técnico Vocacional “Dr. Imrich Fischman”, a la Facultad de Ingeniería y a la Universidad de San Carlos de Guatemala.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	XI
GLOSARIO	XV
RESUMEN	XVII
OBJETIVOS	XIX
INTRODUCCIÓN	XXI
1. GENERALIDADES DEL CONCRETO PRESFORZADO	1
1.1 Definición de concreto presforzado	1
1.2 Historia del concreto presforzado	2
1.3 Comparación del concreto reforzado y el concreto presforzado	6
1.3.1 Ventajas del concreto presforzado	6
1.4 Nociones generales sobre concreto reforzado y concreto presforzado	8
1.5 Técnicas de aplicación de presfuerzo en estructuras de concreto presforzado	16
1.5.1 Estructuras de concreto presforzado circular y lineal	16
1.5.2 Estructuras de concreto presforzado pretensado	17
1.5.3 Estructuras de concreto presforzado postensado	17
1.6 Elementos comunes en una estructura de concreto presforzado	18
1.6.1 Armadura activa	18
1.6.2 Armadura pasiva	19
1.6.3 Conductos longitudinales	19
1.6.4 Anclajes	20

1.6.4.1	Anclajes pasivos	20
1.6.4.2	Anclajes activos	21
1.6.5	Inyección	22
1.7	Didáctica de investigación	24
2.	LOS MATERIALES	25
2.1	Generalidades de los materiales	25
2.2	El concreto de alta resistencia	26
2.2.1	Resistencia a compresión simple	26
2.2.2	Módulo de elasticidad E_c	27
2.2.3	Relación de Poisson	29
2.2.4	Dilatación térmica	29
2.2.5	Deformación por fluencia (flujo plástico) y por retracción (contracción)	30
2.2.5.1	Deformación por fluencia (flujo plástico)	30
2.2.5.2	Deformación por retracción (contracción)	32
2.3	El acero de alta resistencia	35
2.3.1	Resistencia unitaria máxima a tensión	35
2.3.2	Límite elástico	39
2.3.3	Módulo de elasticidad E_p	39
2.3.4	Relajación y fluencia	40
2.3.5	Fatiga	41
2.3.6	Corrosión bajo tensión	42
2.4	Las lechadas	43
2.4.1	Las lechadas para adherencia	43
2.4.2	Los productos de inyección no adherentes	44
2.5	Los conductos longitudinales	44
2.6	Didáctica de investigación	45

3.	CÁLCULO DE LA FUERZA DE PRESFUERZO Y SUS PÉRDIDAS	47
3.1	Fuerza de presfuerzo	47
3.2	Cálculo de las pérdidas instantáneas <i>P_{ins}</i>	50
3.2.1	Pérdidas por fricción (p_1)	50
3.2.2	Pérdidas por penetración de cuñas (p_2)	54
3.2.3	Pérdidas por acortamiento elástico del concreto (p_3)	56
	3.2.3.1 Pérdidas por acortamiento elástico en estructuras pretensadas	56
	3.2.3.2 Pérdidas por acortamiento elástico en estructuras postensadas	57
3.3	Cálculo de las pérdidas diferidas <i>P_{dif}</i>	58
3.3.1	Pérdidas por retracción del concreto (p_4)	58
3.3.2	Pérdidas por fluencia del concreto (p_5)	61
3.3.3	Pérdidas por relajación del acero de presfuerzo (p_6)	62
3.4	Estimaciones globales de las pérdidas	63
3.5	Ejemplo de cálculo	64
3.6	Didáctica de investigación	70
4.	ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO PRESFORZADO	71
4.1	Teoría elástica. Combinación de esfuerzos en una sección	71
4.1.1	Esfuerzo simple	72
4.1.2	Esfuerzo flexionante	72
4.1.3	Combinación de esfuerzos	73
4.2	Esfuerzos en los componentes de una sección presforzada	74
4.2.1	Esfuerzos en el concreto debidos al presfuerzo	74
	4.2.1.1 Esfuerzo concéntrico	74
	4.2.1.2 Esfuerzo excéntrico	74
4.2.2	Esfuerzos en el concreto debidos a las cargas externas	75

4.2.3	Ecuación general de esfuerzos en una sección presforzada	76
4.2.4	Esfuerzos en el acero de presfuerzo	77
4.2.4.1	Esfuerzos en el acero en vigas con adherencia	79
4.2.4.2	Esfuerzos en el acero en vigas sin adherencia	79
4.3	Teoría plástica. Momento nominal de ruptura en una sección	81
4.4	Definición de las principales variables usadas en el análisis y diseño de un elemento de concreto presforzado	87
4.4.1	Sección de estudio	87
4.4.2	Área de la sección de estudio A	87
4.4.2.1	Área grande de concreto A_g	88
4.4.2.2	Área neta de concreto A_n	88
4.4.2.3	Área transformada A_t	88
4.4.3	Centro de gravedad del concreto c.g.c.	89
4.4.4	Centro de gravedad del acero c.g.a.	89
4.4.5	Inercia de la sección de estudio I	90
4.4.5.1	Inercia del área grande de concreto I_g	90
4.4.5.2	Inercia del área neta de concreto I_n	90
4.4.5.3	Inercia del área transformada I_t	90
4.4.6	Momento en la transferencia M_{pp} . Peso propio	91
4.4.7	Momento de la carga de trabajo M_{ct}	91
4.4.8	Momento total M_t	91
4.4.9	Relación de módulos de elasticidad n	92
4.4.10	Núcleo de compresiones	92
4.4.11	Factor de reducción β_I	94
4.4.12	Factor por tipo de tendón de presfuerzo γ_p	94
4.5	Principios generales de diseño	95
4.5.1	Diseño usando la teoría elástica	96
4.5.2	Diseño usando la teoría plástica	102

4.6	Ejemplo 1: análisis de una sección rectangular de concreto presforzado	108
4.7	Ejemplo 2: análisis de una sección I de concreto presforzado	119
4.8	Didáctica de investigación	130
5.	ESTRUCTURAS DE CONCRETO PRESFORZADO EN GUATEMALA	131
5.1	Estructuras de concreto presforzado en la metrópoli	132
5.1.1	Puentes y pasos a desnivel	132
5.1.2	Edificios y centros comerciales	133
5.1.3	Vivienda unifamiliar	134
5.1.4	Bodegas	135
5.1.5	Pasarelas	135
5.2	Estructuras de concreto presforzado en la red vial de Guatemala	136
5.2.1	Estructuras en fase de ejecución	136
5.2.2	Estructuras en servicio	138
5.3	Secciones típicas	139
5.3.1	Formas recomendadas para las secciones de concreto	139
5.3.2	Vigas AASHTO para puentes	143
5.4	Didáctica de investigación	144
6.	ANÁLISIS DE FALLAS DEL CONCRETO PRESFORZADO	145
6.1	Fallas en el concreto presforzado	148
6.1.1	Fisuras por esfuerzos de tensión	149
6.1.2	Fisuras por esfuerzos de compresión	151
6.1.3	Fisuras por esfuerzos de corte	152
6.1.4	Fisuras por esfuerzos de flexión	154
6.1.5	Fisuras por esfuerzos de torsión	155

6.2	Fallas en el acero	156
6.3	Fallas durante la aplicación del presfuerzo	157
6.4	Fallas en el transporte	159
6.4.1	Fallas durante el traslado	159
6.4.2	Fallas durante la erección y colocación en su posición final	160
6.5	Fallas en los métodos constructivos	161
6.5.1	Espacio mínimo entre armaduras activas y pasivas	161
6.5.2	Diseño adecuado de las molduras o cimbras	163
6.5.3	Mantenimiento de la maquinaria de presfuerzo	163
6.5.4	Suministro de agregados	164
6.5.5	Espacio disponible en obra	164
6.6	Didáctica de investigación	165
	CONCLUSIONES	167
	RECOMENDACIONES	169
	BIBLIOGRAFÍA	171
	APÉNDICES	173

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

ILUSTRACIONES

1	Principios de aplicación del presfuerzo	2
2	Primera patente de P.H. Jackson sobre concreto presforzado	3
3	Aparato de Koenen	3
4	Deformación del acero y el concreto al aplicar una carga P	8
5	Diagrama de fuerza cortante y momento flexionante	10
6	Diagrama de deformaciones en una sección rectangular	11
7	Diagrama de esfuerzo con una carga P aplicada en el centroide de la sección	12
8	Presfuerzo aplicado con una excentricidad	13
9	Esfuerzo en una sección cuando P es aplicado a $1/3h$	14
10	Estructura cónica invertida presforzada de 40m de altura	16
11	Efecto Hoyer	20
12	Anclaje pasivo tipo U	21
13	Anclaje activo VSL tipo E	22
14	Máquina de mezclado e inyección de lechada	23
15	Curva esfuerzo-deformación para cilindros de concreto cargados en compresión uniaxial	28
16	Curva típica del flujo plástico en el concreto con esfuerzo axial constante de compresión	31
17	Curva típica de contracción en el concreto	33
18	Curva típica esfuerzo-deformación para aceros de presfuerzo	36
19	Escalón de cedencia de los aceros	39
20	Viga con trazo curvilíneo y elemento diferencial	51
21	Pérdida de presfuerzo por penetración de cuña	55
22	Humedad relativa porcentual para Guatemala. Isohigras medias	60

23	Estructura del ejemplo de la sección 3.4	65
24	Distribución de esfuerzo simple en una sección	72
25	Distribución de esfuerzos flexionantes en una sección	73
26	Combinación de esfuerzos en una sección	76
27	Variación del esfuerzo en el acero con la carga	78
28	Momento interno en una sección de concreto presforzado	82
29	Sección de concreto presforzado cuando se alcanza la resistencia última	83
30	Deformación en el acero y el concreto en la ruptura	85
31	Especificaciones técnicas y curva de esfuerzo-deformación con módulo de elasticidad consignado. Torón diámetro 12.70mm ASTM A416	86
32	Áreas a considerar en una sección de estudio	89
33	Núcleo de compresiones y distribución del esfuerzo en el concreto por la teoría elástica	93
34	Diagrama de esfuerzos en la transferencia	96
35	Diagrama de esfuerzos en la etapa de carga de trabajo	97
36	Sección de estudio y elevación del elemento del ejemplo 1	108
37	Diagrama de esfuerzos en la transferencia del ejemplo 1	114
38	Diagrama de esfuerzos cuando se aplica la carga de trabajo	115
39	Diagrama de esfuerzo en la ruptura del ejemplo 1	117
40	Sección de estudio y elevación del elemento del ejemplo 2	119
41	Diagrama de esfuerzos en la transferencia del ejemplo 2	126
42	Diagrama de esfuerzo cuando se aplica la carga de trabajo	126
43	Diagrama de esfuerzo en la ruptura del ejemplo 2	129
44	Puente El Naranjo. Estructura de dovelas en doble voladizo postensadas	132
45	Paso a desnivel las Charcas sobre anillo periférico	133

46	Torres del Banco Industrial. Estructuras hiperestáticas postansadas	133
47	Losas de entrepiso tipo doble T. Luz 17 metros, edificio Nestlé Roosevelt	134
48	Losa con estructura de vigueta pretensada en vivienda tipo A	134
49	Bodega de almacenamiento DISTUN con cerramientos pretensados	135
50	Pasarela peatonal sobre boulevard liberación	135
51	Estructura del puente Machaquilá, Poptún, Petén	136
52	Puente de vigas AASHTO tipo III, sobre río Colojate, Siquinalá	137
53	Estructura del puente la unión, Escuintla	137
54	Puente con presfuerzo externo	138
55	Estructura del puente Machaquilá, Poptún, Petén	138
56	Formas de las secciones de concreto	139
57	Vigas típicas de la AASHTO (medidas en pulgadas)	143
58	Colapso de la sub-base del puente blanco San Luis, Petén	145
59	Proceso de agrietamiento en un elemento sometido a esfuerzos de tensión	150
60	Falla por compresión en un elemento de concreto, causando desconchamiento, debido a su sección insuficiente	152
61	Grieta inclinada de tensión originada en el alma	153
62	Grieta inclinada de tensión originada por grieta de flexión	153
63	Falla por flexión en una viga presforzada	155
64	Modo de falla por torsión en un elemento estructural	156
65	Aplicación del presfuerzo a una viga isostática	158
66	Accidente de tráfico durante el traslado de una viga	160
67	Erección correcta de una viga isostática	161
68	Vista superior de una cabeza de viga con anclajes vivos	162
69	Patio de maniobras en el proyecto CENTRA	165

TABLAS

I.	Historia del concreto presforzado	4
II.	Resistencia del concreto a compresión simple y su uso más frecuente en la construcción	27
III.	Esfuerzos admisibles en el concreto en elementos presforzados sometidos a flexión	34
IV.	Propiedades de alambres sin revestimiento relevados de esfuerzo (ASTM A421)	37
V.	Propiedades del cable de siete alambres sin revestimiento (ASTM A416)	37
VI.	Propiedades de las barras de acero de aleación (ASTM A722)	38
VII.	Propiedades de las barras de acero para armadura pasiva (COGUANOR NGO 36 011)	38
VIII.	Esfuerzos admisibles en el acero de presfuerzo según el código ACI	49
IX.	Máximos esfuerzos en las armaduras activas (AASHTO)	49
X.	Coeficientes de fricción para cables postensados (ACI)	54
XI.	Coeficientes de fricción para cables postensados (AASHTO)	54
XII.	Pérdidas globales por la AASHTO	64
XIII.	Resultados del análisis de las pérdidas por fricción por tramo del ejemplo de la sección 3.5	66
XIV.	Resumen de pérdidas para el ejemplo de la sección 3.5	70
XV.	Valores del factor de reducción β_1	94
XVI.	Propiedades de sección de viga I y cajón simétrica	140
XVII.	Propiedades de sección de viga T	141
XVIII.	Propiedades de la sección de vigas I asimétricas	142
XIX.	Propiedades de las vigas de puente AASHTO	144

LISTA DE SÍMBOLOS

a	profundidad equivalente al eje neutro (mm)
A	área de concreto (mm ²)
A_g	área grande de concreto (mm ²)
A_n	área neta de concreto (mm ²)
A_t	área transformada de concreto (mm ²)
A_{ps}	área de acero de presfuerzo (mm ²)
b	base (mm)
C	fuerza interna de compresión en la ruptura (N)
c	profundidad real del eje neutro en la ruptura (mm)
c_b, c_b	distancia de la fibra extrema al eje neutro (mm)
$c.g.c.$	centro de gravedad del concreto
$c.g.a.$	centro de gravedad de acero
d_p	distancia del c.g.a. a la fibra extrema en compresión (mm)
e	excentricidad del acero (mm)
E_c	módulo de elasticidad del concreto (MPa)
E_p	módulo de elasticidad del acero de presfuerzo (MPa)
f, f_c	esfuerzo (MPa)
$f'c$	esfuerzo en el concreto a los 28 días (MPa)
$f'ci$	esfuerzo del concreto a los i días (MPa)
f_{cir}	esfuerzo debido al presfuerzo y al peso propio (MPa)
f_{cds}	esfuerzo debido a las cargas sostenidas de trabajo (MPa)
f_{ps}	esfuerzo nominal en el acero de presfuerzo (MPa)
f_{pu}	esfuerzo de ruptura del acero de presfuerzo (MPa)
f_{py}	esfuerzo de fluencia del acero de presfuerzo (MPa)
f_{se}	esfuerzo efectivo en la armadura activa (MPa)
f_{top}, f_{bot}	esfuerzo de las fibras extremas (MPa)

FS	factor de seguridad de la estructura
h	altura (mm)
HR	humedad relativa (%)
I	inercia de la sección de estudio (mm ⁴)
I_g	inercia grande de la sección de estudio (mm ⁴)
I_n	inercia neta de la sección de estudio (mm ⁴)
I_t	inercia transformada de la sección de estudio (mm ⁴)
jd	brazo del momento interno resistente de una sección (mm)
k_t, k_b	fibras extremas del núcleo de compresiones (mm)
K	coeficiente de fricción por curvatura accidental
L	distancia libre entre apoyos (mm)
M, M_{max}	Momento o momento máximo (N-mm)
M_{ct}	Momento de la carga de trabajo (N-mm)
M_N	Momento nominal de ruptura (N-mm)
M_{pp}	Momento por peso propio en la transferencia (N-mm)
M_R	Momento resistente de ruptura (N-mm)
M_t	Momento total (N-mm)
N	número de alambres, torones, barras o cables de un diseño
n	relación de módulos de elasticidad
P	fuerza de presfuerzo (N)
P_{dif}	pérdida diferida (N)
P_e	fuerza efectiva de presfuerzo (N)
P_{gato}	fuerza de presfuerzo en el gato (N)
P_i	fuerza inicial de presfuerzo en la transferencia (N)
P_{ins}	pérdida instantánea (N)
$p_1, p_2, p_3, p_4, p_5, p_6$	pérdidas de fuerza presfuerzo (N)
r	radio de giro (mm)
S	módulo de sección (mm ³)
T	fuerza interna de tensión en el c.g.a. (N)

V	fuerza de corte (N)
W	carga distribuida (N/mm)
W_{pp}	carga distribuida por peso propio (N/mm)
w_c	densidad en masa o fuerza del concreto (kg/m^3 ó N/mm^3)
y	distancia del eje neutro a la fibra y (mm)
β_I	factor de reducción
γ_p	factor de reducción por tipo de tendón de presfuerzo
ε	deformación unitaria
μ	coeficiente de fricción de los conductos
ν	relación de Poison

GLOSARIO

AASHTO	Normativa de la asociación americana de carreteras estatales y trasportes oficiales (American Association of State Highway and Transportation Officials).
ACI	Código del instituto americano del concreto (American Concrete Institute) 318-99.
Aditivo	Compuesto químico que favorece las características físicas de una mezcla de concreto o lechada.
Alambre	Elemento sólido de acero de alta resistencia.
ASTM	Siglas de la sociedad americana para el ensayo e inspección de los materiales (American Society for Testing and Material).
Cable	Idealización del conjunto de elementos de acero de presfuerzo que contiene una estructura con determinado centro de gravedad establecido durante el diseño.
COGUANOR	Comisión Guatemalteca de Normas.
Erección	Proceso mecánico mediante el cual se transporta una estructura prefabricada de un punto a otro.
Esfuerzo	Magnitud de una fuerza sobre determinada área .

Falla	Cualquier comportamiento no esperado para las condiciones de estabilidad en una estructura.
Fraguado	Período en el cual el concreto endurece y alcanza su resistencia.
Fuerza	Magnitud de la aceleración inducida a una masa.
Gato	Mecanismo hidráulico por medio del cual se puede aplicar presfuerzo a una armadura activa.
Hiperestática	Estructura estáticamente indeterminada.
Isostática	Estructura estáticamente determinada.
Lechada	Mezcla adherente a base de cemento Pórtland y agua. Puede incluir arena fina y aditivos químicos si cumple con las especificaciones de diseño.
Momento	Magnitud de la energía que puede absorber una estructura; calculado como una fuerza multiplicada por la distancia de un brazo que funciona como palanca.
Presfuerzo	Magnitud de la fuerza inducida a un elemento estructural que produce esfuerzos internos previos contrarios a los producidos por las cargas externas de trabajo.
Torón	Elemento compuesto de varios alambres de acero de alta resistencia.
Trabe	Elemento de carga.

RESUMEN

El presente trabajo contiene los conocimientos necesarios mínimos que todo ingeniero civil debe tener en relación a estructuras de concreto presforzado. El primer capítulo permite al lector conocer las generalidades y la historia del concreto presforzado así como las diferencias entre éste y su predecesor: el concreto reforzado.

El segundo capítulo se dedica exclusivamente a los materiales y sus características, se hace énfasis en el concreto de alta resistencia y el acero de alta resistencia, pues de estos depende en gran medida el éxito de esta técnica.

El tercero y cuarto capítulo contienen las bases de diseño estructural. Inicialmente se describen los cálculos de las pérdidas que sufre la fuerza de presfuerzo desde la aplicación a través de un gato hidráulico hasta su valor de efectividad en el diseño. Finalmente, se describen dos teorías necesarias para diseñar una estructura presforzada: la teoría elástica y la teoría plástica. Ambos capítulos contienen ejemplos de diseño.

El quinto capítulo muestra una serie de fotografías que evidencian la importancia del presfuerzo en nuestra sociedad. Al finalizar, en el sexto capítulo, se hace una descripción de los tipos de fallas del concreto presforzado.

Todos los capítulos tienen una sección de didáctica investigativa, que permite al estudiante del curso profundizar sobre temas relativos al concreto presforzado.

OBJETIVOS

General

Elaborar una guía teórica que reúna los conocimientos básicos y actualizados de las técnicas de diseño de estructuras de concreto presforzado, de forma didáctica, ilustrada y ejemplificada.

Específicos

1. Incentivar el aprendizaje del diseño de estructuras de concreto presforzado a través de ejemplos comparables con proyectos realizados en el campo de la construcción nacional.
2. Crear una nomenclatura que sea equivalente a la utilizada en los libros de texto de uso común en otros cursos, tales como resistencia de materiales y concreto armado.
3. Aplicar las normas y estándares que exigen los códigos de mayor utilización en el medio de la construcción nacional, tales como AASHTO y ACI.
4. Crear una base teórica y práctica para la creación de futuros documentos que amplíen los conocimientos de esta rama de estudio.

INTRODUCCIÓN

Debido al intenso crecimiento tecnológico que se ha generado en los últimos años en la industria de la construcción, se hace sumamente necesario proporcionar a las bibliotecas material didáctico que facilite la adquisición de dichos conocimientos.

El concreto presforzado ha surgido como una respuesta a la intensa búsqueda de nuevos métodos constructivos que permitan superar los obstáculos que genera el concreto armado y que además cumplan con las más exigentes normas de calidad.

Se presentó al inicio de su concepción como una variante incomprendida del concreto armado, hoy en día se considera como uno de los mejores aliados y, algunas veces, sustituto de las antiguas tendencias constructivas del concreto armado y las estructuras metálicas de gran envergadura.

Y no es para menos, los grandes puentes colgantes de acero han sido sustituidos por grandes estructuras de concreto presforzado y los edificios con arquitecturas antes imposibles de realizarse con hormigón, hoy son una realidad gracias a este método constructivo.

En el presente trabajo se encuentran los conocimientos básicos del concreto presforzado que permiten guiar al estudiante de la carrera de ingeniería civil a una nueva manera de concebir al concreto estructural.

1. GENERALIDADES DEL CONCRETO PRESFORZADO

1.1 Definición de concreto presforzado

A lo largo de una investigación bibliográfica, se pueden encontrar diversos nombres dados al concreto presforzado, tales como hormigón pretensado, concreto armado precomprimido, concreto preesforzado, etcétera. Sin embargo, el nombre que le designará en el presente trabajo, será concreto presforzado.

El concreto presforzado, es aquel en el cual se han introducido esfuerzos internos de tal magnitud y distribución que los esfuerzos resultantes de las cargas externas dadas se equilibran hasta un grado deseado (ACI). Esto visto desde un punto de vista más práctico, consiste en aplicar a una estructura una carga que la deforme en sentido contrario al que tendrá cuando se ponga en uso, procurando contrarrestar el efecto de tensión en el concreto, producido por las cargas en servicio.

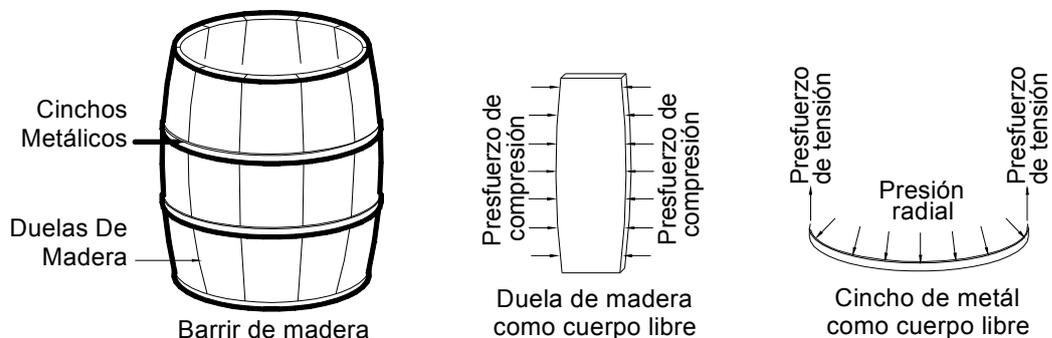
El término presforzado, proviene del prefijo “pre” que significa antes de, y el término esfuerzo, que relaciona la aplicación de una fuerza sobre una determinada área. Así, presforzar al concreto, es el término que designa la aplicación de una fuerza sobre una determinada área de concreto, antes de su puesta en servicio.

1.2 Historia del concreto presforzado

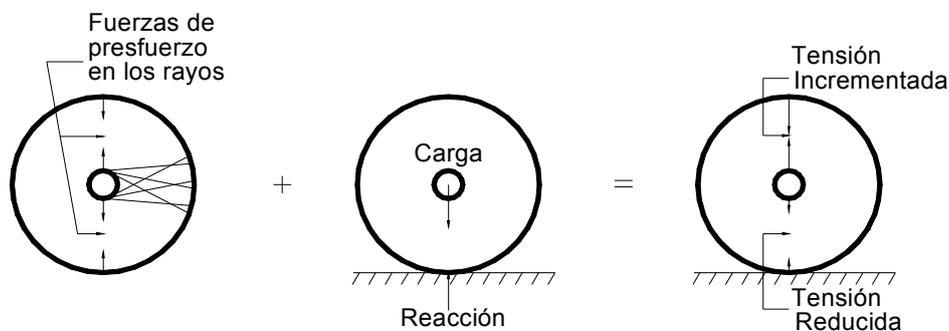
El concreto presforzado ha surgido de la intensa búsqueda de una alternativa que permitiera superar las dificultades encontradas por la técnica del concreto reforzado.

La idea del presfuerzo es muy antigua y puede encontrarse como un claro ejemplo de esta idea la ejecución manual de los toneles, donde al calar los arcos se producen pre-compresiones circunferenciales en las duelas, uniéndolas estrechamente. La rueda de una bicicleta y el aire comprimido de los neumáticos, son muestras distintas de la aplicación del principio de presforzado: someter a un material incapaz de soportar esfuerzos en determinado sentido, a esfuerzos iniciales de sentido contrario (ver figura 1).

Figura 1. Principios de aplicación del presfuerzo



(a) Principio del presfuerzo aplicado a la construcción de un barril.



(b) Principio del presfuerzo aplicado a una rueda de bicicleta.

Esta idea es perfectamente aplicable al concreto, como un material incapaz de soportar esfuerzos de tensión. Bien conocido es el hecho que una de las suposiciones de la teoría del diseño con concreto reforzado, es la que inhibe la tensión aplicada al concreto, limitando a éste, a trabajar en las áreas diseñadas para esfuerzos de compresión.

A finales del siglo XIX surge la inquietud en diversos investigadores de utilizar al concreto como un elemento que soportará mayores cargas de diseño que las permitidas por el concreto reforzado, lo que llevó a una de las innovaciones más grandes en la historia de la Ingeniería Civil. A continuación se presenta una tabla con la descripción de los aportes en la historia del concreto presforzado así como las figuras que revelan tales adelantos.

Figura 2. Primera patente de P.H. Jackson sobre concreto presforzado

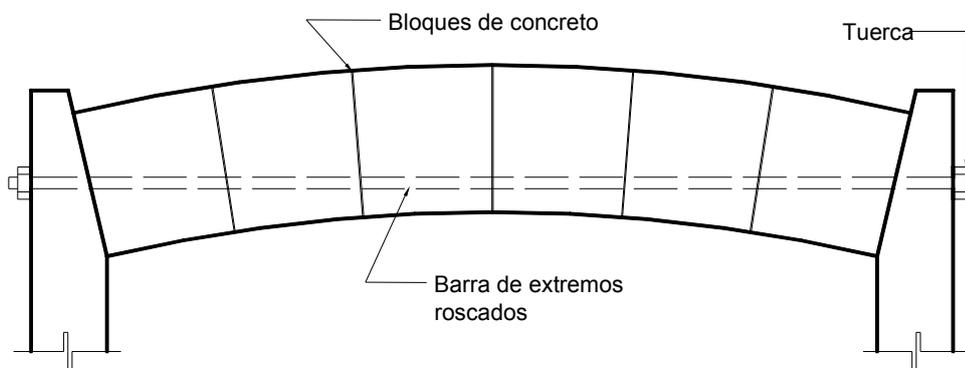


Figura 3. Aparato de Koenen

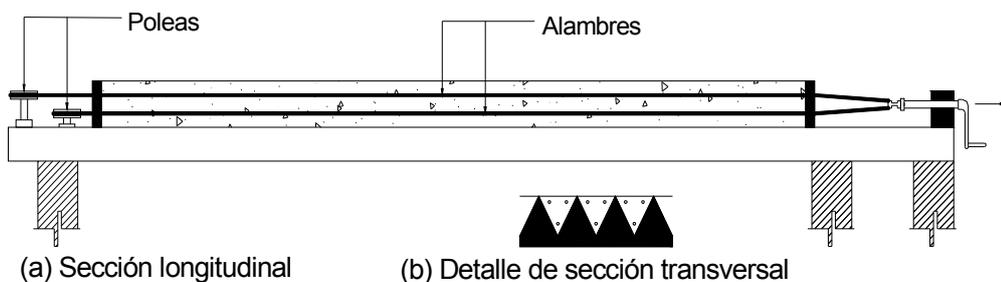


Tabla I. Historia del concreto presforzado (primera parte)

Historia del concreto presforzado		
AÑO / PAÍS	INVESTIGADOR	APORTE
1886 CALIFORNIA	P. H. JACKSON	Registra una patente donde propone el empleo de tirantes pretensados provistos de anclajes (ver figura 2).
1888 ALEMANIA	C. E. W. DOEHRING	Aseguró independientemente una patente para concreto reforzado con metal que tenía esfuerzos de tensión aplicados antes de que se cargara la losa. La referencia es recordada por la prioridad de la idea, mas no por el éxito práctico.
1907 ALEMANIA	KOENEN	Originó su idea de la preocupación de que los esfuerzos de tensión en el concreto de las trabes pudieran con el tiempo resultar dañinos a su buena conservación. Creó un aparato con el cual aplicaba una tensión previa a la armadura, a la par de una carga de trabajo que era entonces inferior a 1000 kp/cm ² que se reducía además con el tiempo hasta casi anularse (ver figura 3).
1908 USA	C. H. STEINER	Sugirió la posibilidad de reajustar las varillas de refuerzo después de que tuviera lugar alguna contracción y escurrimiento en el concreto, a fin de recuperar algo de la pérdida.
1919	K. WETTSTEIN	Con el objeto de alcanzar una resistencia del concreto lo más alta posible, utilizó inicialmente como armadura alambres de cuerda de piano, con una resistencia de 14000 a 20000 kp/cm ² , los cuales posteriormente tensó, hasta un punto próximo a su límite elástico colocándolos próximos a la superficie. Construyó así sus "tablones elásticos de concreto", que tenían la capacidad de deformarse hasta un cuarto de circunferencia, y regresar a su estado inicial al ser descargados.
1925 NEBRASKA	R. E. DILL	Ensayó barras de acero de gran resistencia, pintadas para impedir su adherencia con el concreto. Después de que el concreto había fraguado, las varillas de acero se tensaron y anclaron con tuercas al concreto.

Tabla I. Continuación

AÑO / PAÍS	INVESTIGADOR	APORTE
1928 FRANCIA	EUGENE FREYSSINET	Estudió el comportamiento del concreto presforzado teórica y experimentalmente, con la ayuda de valientes colaboradores poniendo en relieve las características más salientes de la precompresión. Industrializó su proceso para usos prácticos y patentizó la idea en 1928. Su éxito se debe a que en su época ya existían concretos de mejor calidad y aceros de alta resistencia, en los cuales pudo producir elevados esfuerzos previos próximos a la ruptura, con lo que se redujo la deformación lenta hasta un pequeño porcentaje.
ALEMANIA	E. HOYER	Fabricó en gran escala elementos de concreto pretensado con alambres de acero de pequeño diámetro y con anclajes automáticos por adherencia. Este sistema es aún utilizado en la fabricación industrializada de viguetas.
1935 USA	PRELOAD COMPANY	Esta empresa desarrolló un sistema de presfuerzo circular, con máquinas especiales para enrollar alambre, con las que construyó tanques de concreto presforzado.
1938 ITALIA	COLONNETTI	Publicó la técnica de los estados de coacción artificial
1939 FRANCIA	EUGENE FREYSSINET	Creó un sistema de anclaje seguro, a base de cuñas cónicas y gatos de doble acción que tensan los alambres y empujan los conos machos dentro de los conos hembras.
1940 BELGICA	G. MAGNEL	Autor de un sistema de anclaje especial mediante el cual, dos alambres se tensan simultáneamente y se anclan con una simple cuña de metal en cada extremo.
1943 FRANCIA	EUGENE FREYSSINET	Patenta y comercializa su sistema de presfuerzo con anclajes de concreto.
A partir de este momento, inicia la expansión y acreditación a nivel mundial del nuevo sistema de diseño. Guatemala no es la excepción y en la década de los cincuenta, se encuentra el primer punto histórico relacionado con el concreto presforzado.		
1958 GUATEMALA	ING. MAURICIO CASTILLO C.	Construcción del puente "El Trebol", utilizando por primera vez el concreto presforzado en Guatemala.
60 GUATEMALA		Inicia el comercio de elementos prefabricados pretensados en este país, principalmente en la construcción de losas.
1965 GUATEMALA	ING. ENRIQUE GODOY S.	Se construye el puente "Mayuelas" con elementos presforzados.
1973 GUATEMALA	FREYSSINET	Construcción del puente "El Incienso", con elementos presforzados.
1999 GUATEMALA	INTECSA	Construcción del puente "El Naranja", con elementos presforzados.

En la actualidad, los sistemas de aplicación de presfuerzo y las obras de ingeniería civil realizadas con alguno de ellos, son tantas y tan variadas, que sería poco práctico enumerarlas, sin embargo, los adelantos más importantes son abordados posteriormente en el capítulo 5 de este trabajo.

Se puede decir que el concreto presforzado es un material que le permite al ingeniero civil diseñar estructuras que antes difícilmente se llevarían a cabo, teniendo como único límite la imaginación.

1.3 Comparación del concreto reforzado y el concreto presforzado

El concreto reforzado, es un material mixto donde cada uno de sus componentes, concreto y acero, cumplen su función específica.

El concreto presforzado no es un material mixto; en esencia se trata de concreto que, gracias a un tratamiento mecánico inicial (una predisposición del concreto a compresión), podrá resistir un estado de tensiones que de otro modo lo hubiera agotado.

1.3.1 Ventajas del concreto presforzado

El concreto presforzado, posee mayor durabilidad, a consecuencia de la estricta limitación de la aparición y abertura de las fisuras del concreto, factor que redundo en una mejor protección del acero contra la corrosión.

El concreto presforzado está especialmente capacitado para recuperar su forma inicial cuando cesa la carga que lo deforma.

Incluso las fisuras que se producen bajo la actuación de cargas excepcionales pueden llegar a cerrarse, cuando éstas desaparecen.

La resistencia a fatiga del concreto pretensado es muy superior a la que presentan otros materiales constructivos, superando incluso la de las estructuras metálicas en construcción. Esto se debe a que los ciclos de tensión transmitidos a la armadura son muy pequeños, permitiendo a estas estructuras soportar cargas cíclicas y dinámicas como las de los puentes de ferrocarril, por ejemplo.

La deformación en elementos de concreto presforzado es del orden de una cuarta parte de las producidas con concreto reforzado, para estructuras de igual sección bajo la acción de idéntica carga. Estas deformaciones tan pequeñas permiten al proyectista diseñar estructuras de gran esbeltez que dan como resultado pequeñas amplitudes de vibración.

En diversas pruebas de laboratorio, se ha llegado a la conclusión de que el concreto presforzado no produce derrumbamientos inmediatos en el caso de incendio, produciéndose grandes deformaciones antes de desplomarse. Así mismo, si el salto térmico puede atenuarse, y si la superficie del concreto se enfría lentamente, los elementos de concreto presforzado tienden a comportarse de manera semejante a los de concreto reforzado.

De forma mecánica, las estructuras de concreto presforzado eliminan los esfuerzos de tensión en el concreto, debidos a las cargas externas, reduciendo los esfuerzos máximos de compresión y los esfuerzos principales de tensión debidos al esfuerzo cortante.

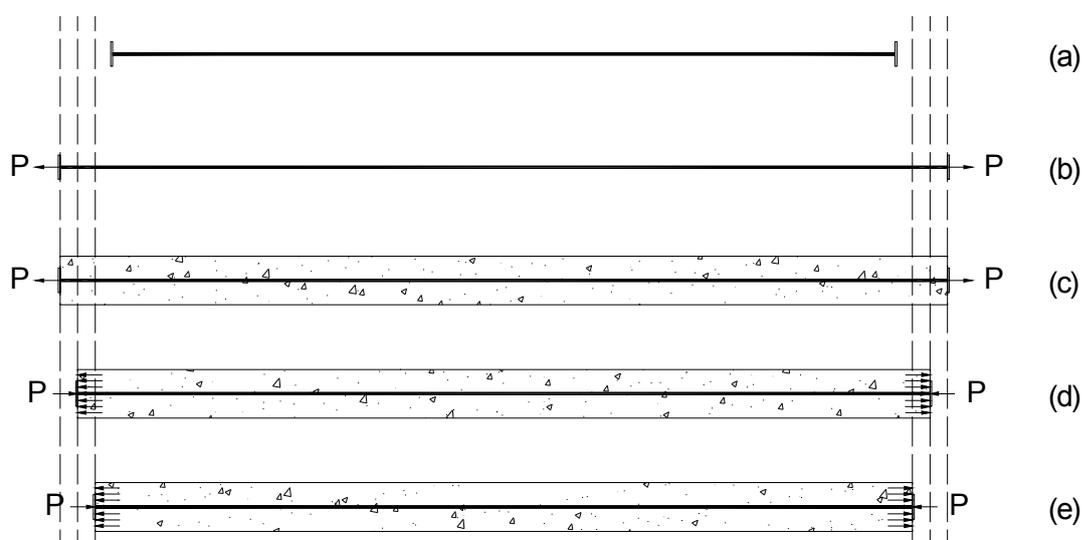
Esta reducción de esfuerzo permite el diseño de peraltes más pequeños que los obtenidos con concreto reforzado, permitiendo una reducción en la carga muerta y una mejor vista arquitectónica de los elementos.

El correcto empleo del concreto presforzado se ahorra del 15 al 30% de concreto, con relación al concreto reforzado, gracias a la cooperación total de la sección. El ahorro en el acero es aún mayor: del 60 al 80%, debido al elevado límite elástico de los aceros de presfuerzo.

1.4 Nociones generales sobre concreto reforzado y concreto presforzado

El presfuerzo es un fenómeno que se puede explicar de mejor forma al observar la figura 4:

Figura 4. Deformación del acero y el concreto al aplicar una carga P



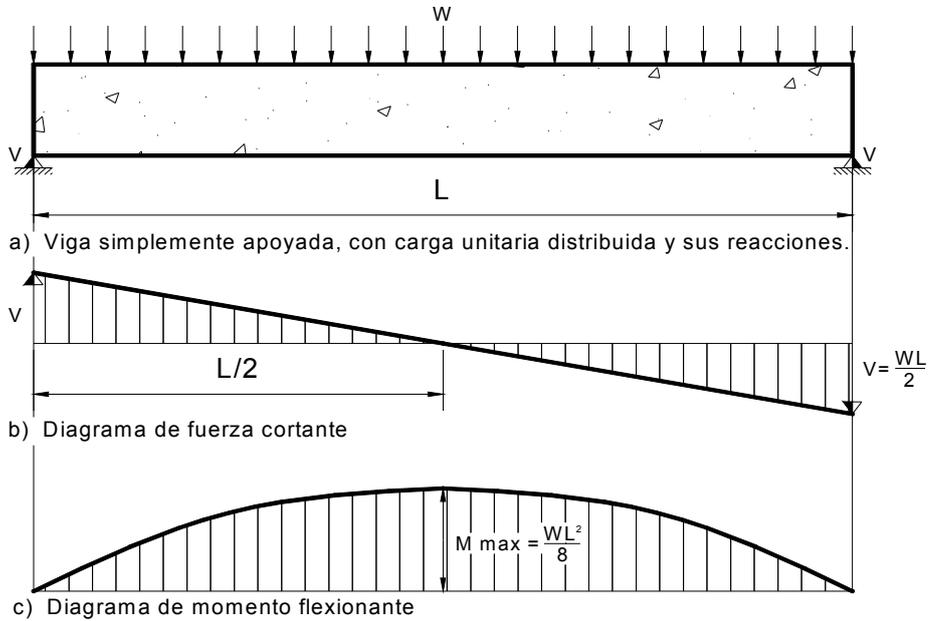
- a) Barra de acero de alta resistencia sin tensión.
- b) Barra tensada hasta una fracción de su límite elástico.
- c) La barra se sujeta mientras se funde concreto sobre ella.
- d) El concreto ha fraguado y la tensión de la barra se libera. Esta busca llegar a su estado inicial. Ahora el concreto está presforzado.
- e) Debido al presfuerzo inducido, el concreto se acorta por fluencia y retracción, dejando un presfuerzo menor al inicial.

Para que el concreto presforzado cumpla la anterior explicación necesita aceros con elevado límite elástico, que permita deformaciones mayores a las producidas por los fenómenos de fluencia y retracción en el concreto. El presfuerzo remanente es el que debe usarse en el diseño de este tipo de estructuras. Ahora un análisis mecánico explica de mejor forma cómo entender el funcionamiento de estas estructuras.

El análisis del funcionamiento del concreto presforzado, necesariamente debe ser basado en la teoría que dio vida a su predecesor, el concreto reforzado. Sin embargo, diversas suposiciones previas deben ser hechas para no caer en errores de interpretación.

El concreto presforzado puede aplicarse de diversas formas como se verá más adelante, así, por efectos didácticos, se tomará el presfuerzo lineal (diferente del presfuerzo circular, ver sección 1.5.1), aplicado a una viga prismática rectangular simplemente apoyada, con carga unitaria distribuida aplicada en la dirección de la gravedad.

Figura 5. Diagrama de fuerza cortante y momento flexionante

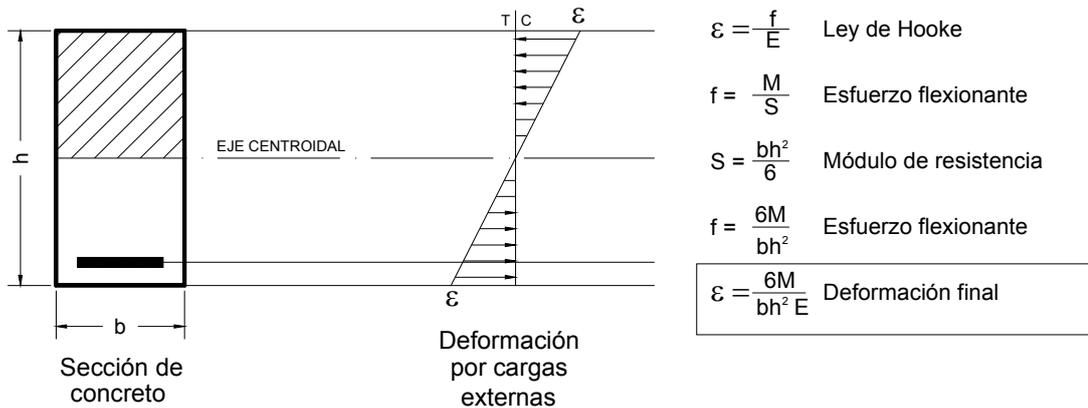


Los diagramas de fuerza cortante y momento flexionante, permiten visualizar estáticamente el lugar de esfuerzo cortante máximo y momento flexionante máximo. La sección sometida al máximo esfuerzo flexionante está en el centro del claro, donde el esfuerzo cortante es cero y el momento flexionante es máximo. El momento máximo está dado por:

$$M_{max} = \frac{wl^2}{8} .$$

Se supone una viga simplemente reforzada de base b y altura h , donde el diagrama de deformaciones debidas al esfuerzo flexionante muestra una compresión sobre el eje neutro absorbida por el concreto y una tensión por debajo del eje neutro, que es absorbida por el acero. En base a la ley de Hooke, se puede determinar los esfuerzos en las fibras extremas como se observa en la figura 6.

Figura 6. Diagrama de deformaciones en una sección rectangular

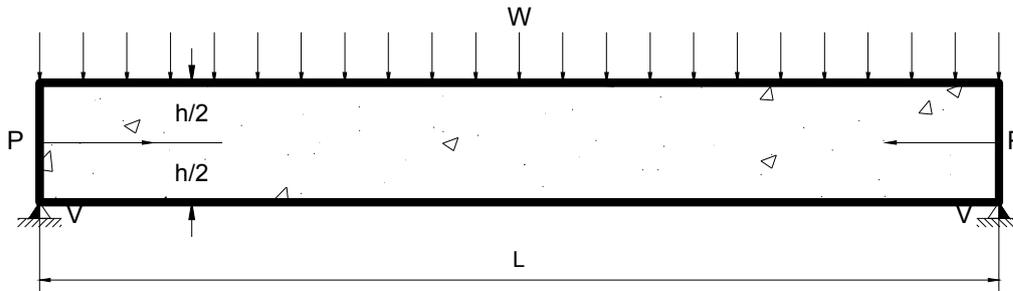


Este análisis considera que los esfuerzos de tensión en el concreto son nulos, y que deben ser absorbidos por una sección de acero que permita una falla balanceada. Se puede ver que la deformación en la fibra a compresión es igual a

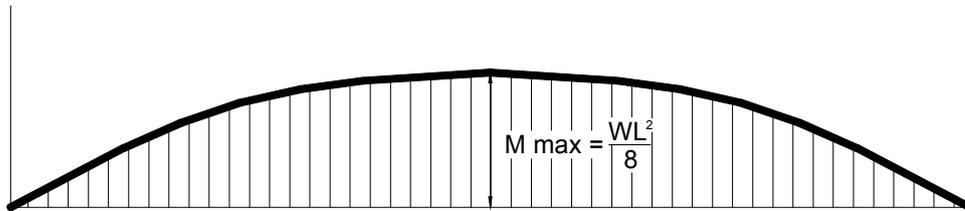
$$\varepsilon = \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2 \cdot E}.$$

El concreto presforzado enfoca el mismo principio utilizando una fuerza aplicada al acero que contrarreste el efecto de tensión en el concreto. Esta fuerza genera un esfuerzo previo de compresión en el concreto que lo convierte en un material homogéneo. Al ser un material homogéneo, el análisis de la sección sometida a esfuerzo flexionante no debe permitir deformaciones en la fibra extrema sometida a tensión por las cargas externas. Esto se visualiza mejor en la figura 7.

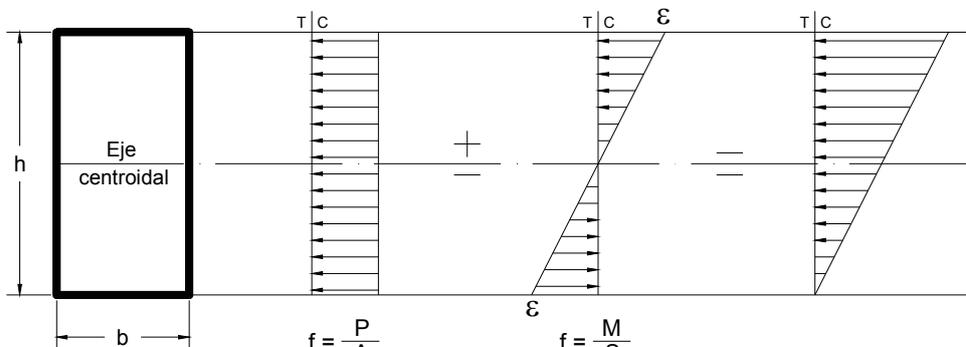
Figura 7. Diagramas de esfuerzo con una carga P aplicada en el centroide de la sección



a) Viga simplemente apoyada, con carga unitaria distribuida, fuerza de presfuerzo P y sus reacciones en los apoyos.



b) Diagrama de momento flexionante.



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

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

$$f = \frac{M}{S}$$

$$f = \frac{6M}{bh^2}$$

$$\boxed{\varepsilon = \frac{P}{bhE}} \quad + \quad \boxed{\varepsilon = \frac{6M}{bh^2E}} \quad - \quad \varepsilon_y$$

Sección de concreto Deformación por presfuerzo Deformación por cargas externas Deformación sin esfuerzos de tensión

c) Diagrama de deformaciones de la sección crítica.

Igualando la sumatoria de deformaciones en la fibra inferior a cero, se puede determinar un valor para la fuerza de presfuerzo P de la siguiente manera:

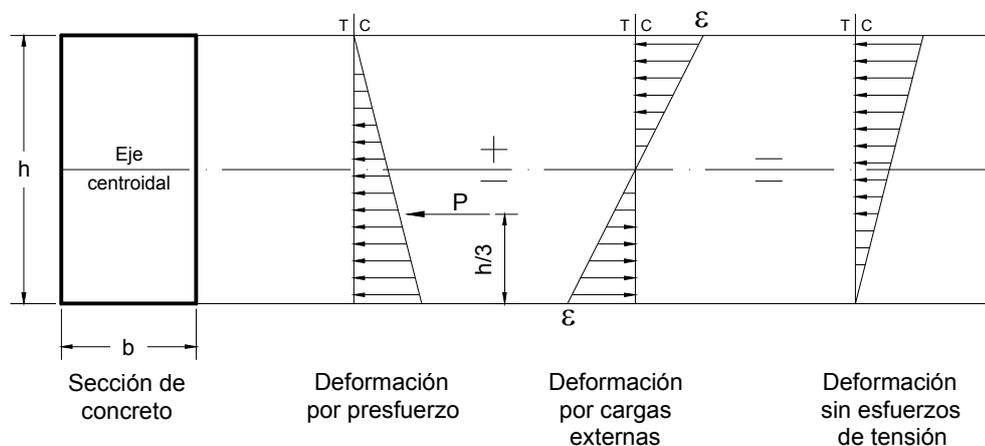
$$\frac{P}{b \cdot h \cdot E} - \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2 \cdot E} = 0 \quad \Rightarrow \quad P = \frac{6 \cdot M}{h}$$

Al sustituir P para encontrar el valor de la deformación en la fibra superior se tiene:

$$\varepsilon = \frac{P}{b \cdot h \cdot E} + \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2 \cdot E} \quad \Rightarrow \quad \varepsilon = \frac{12 \cdot M}{b \cdot h^2 \cdot E}$$

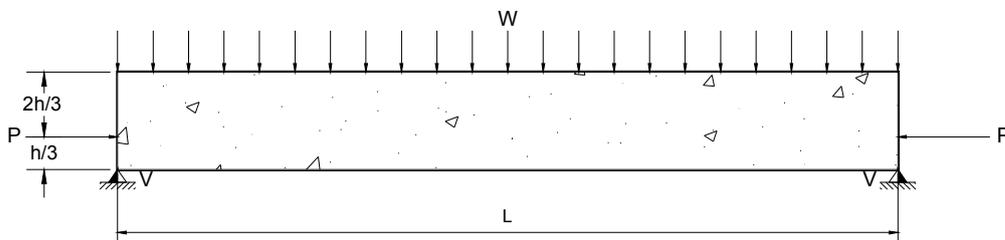
Esta deformación equivale al doble de la producida en una viga de concreto reforzado. Según el análisis anterior una viga presforzada requiere el doble de materiales que una reforzada. Pero es aquí donde se hace la importante aclaración de que el presfuerzo no siempre funciona de forma adecuada aplicándose en el eje centroidal de una sección de concreto. La forma correcta de ver al presfuerzo, es aplicándolo de tal manera que produzca el efecto mostrado en la figura 8.

Figura 8. Presfuerzo aplicado con una excentricidad

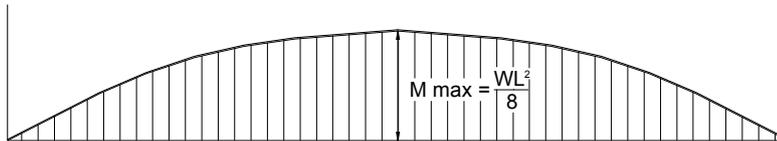


Puede observarse que el diagrama de deformaciones por presfuerzo no es rectangular sino triangular. Este efecto se puede lograr solamente si el punto de aplicación de la fuerza P se cambia a un tercio de la altura de la sección. Esto genera un momento flexionante en sentido contrario al que produce la carga externa dado por: $M = P \cdot e$, donde e es la excentricidad desde el eje centroidal de la sección al eje de aplicación de la fuerza P .

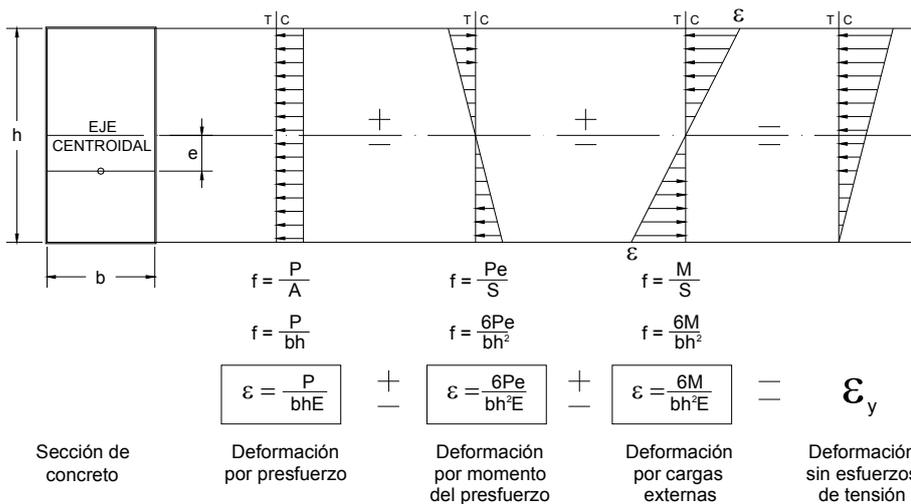
Figura 9. Esfuerzo en una sección cuando P es aplicado a $1/3h$



a) Viga simplemente apoyada, con carga unitaria distribuida, fuerza de presfuerzo P y sus reacciones en los apoyos.



b) Diagrama de momento flexionante.



c) Diagrama de deformaciones de la sección crítica.

Se puede deducir el valor de e en función de la altura h de la siguiente manera:

$$e = \frac{h}{2} - \frac{h}{3} = \frac{h}{6}$$

entonces la deformación debida al momento inducido por el presfuerzo queda así:

$$\varepsilon = \frac{P}{b \cdot h \cdot E}$$

al hacer la sumatoria de deformaciones en la fibra inferior y se obtiene el valor de la fuerza P :

$$\frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2 \cdot E} - \frac{P}{b \cdot h \cdot E} - \frac{P}{b \cdot h \cdot E} = 0 \quad \Rightarrow \quad P = \frac{3 \cdot M}{h}$$

La carga P para el caso donde estaba aplicada al centro era el doble. Ahora se sustituye el valor de P en la sumatoria de deformaciones en la fibra superior y se obtiene:

$$\varepsilon = \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2 \cdot E} + \frac{P}{b \cdot h \cdot E} - \frac{P}{b \cdot h \cdot E} \quad \Rightarrow \quad \varepsilon = \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2 \cdot E}$$

Puede observarse que la deformación que se produce ahora, es igual en magnitud a la producida con el análisis para una viga reforzada. Esto se logró colocando el eje de aplicación de la fuerza P de presfuerzo, a un tercio de la altura de la sección. La resistencia que se obtiene de presforzar el acero, puede ser mejorada aún más si se coloca el eje de presfuerzo a alturas menores que un tercio de h , como se verá en el capítulo 4.

1.5 Técnicas de aplicación de presfuerzo en estructuras de concreto presforzado

1.5.1 Estructuras de concreto presforzado circular y lineal

El presfuerzo circular es el aplicado exclusivamente a estructuras cilíndricas o cónicas de concreto, tales como tanques, silos, tubos, etcétera. Se distinguen de las estructuras lineales más por una idealización geométrica, que por su funcionamiento.

El presfuerzo lineal lo constituyen todas las estructuras que consideran la aplicación del presfuerzo en dos puntos separados entre sí por una distancia que equivale a la longitud del elemento presforzado. El acero de presfuerzo en estructuras lineales no necesariamente debe seguir una línea recta como se verá en los ejemplos de aplicación.

Figura 10. Estructura cónica invertida presforzada de 40m de altura



Fuente: VSL International Ltd. Grand Central Tower-Sudáfrica

1.5.2 Estructuras de concreto presforzado pretensado

Estas estructuras tienen una armadura que se sujeta a tensión antes de hacer el colado; la tensión se obtiene mediante aparatos puestos en los extremos, fijos en el terreno o bien en los mismos moldes. La transmisión de los esfuerzos al concreto, cuando éste ya ha endurecido, se hace por la simple adherencia en sus extremos fenómeno conocido como autoanclaje.

Este tipo de estructuras es el utilizado en la prefabricación industrializada de viguetas, debido a ventajas como rapidez de ejecución, variedad de diseños, variedad de aplicaciones, administración simplificada de pérdidas en materiales, y fácil manejo de elementos terminados.

1.5.3 Estructuras de concreto presforzado postensado

Estas estructuras tienen una armadura que se somete a tensión después de que el concreto ha fraguado. El acero debe ser colocado dentro del elemento antes de ser fundido, y debe protegerse de la adherencia mediante una envoltura que permita un deslizamiento al aplicar la fuerza de presfuerzo.

El presfuerzo se aplica mediante aparatos portátiles después que el concreto ha alcanzado la resistencia especificada para el diseño. Para conservar el presfuerzo, el acero debe ser anclado mediante un sistema mecánico que minimice la pérdida de presfuerzo aplicado. Por último, los anclajes y el acero deben ser rellenados con una solución inyectada, que permita o no la adherencia entre el concreto y el acero; esto dependerá del tipo de diseño con el que se trabaje. Estas estructuras son en su mayoría usadas en la construcción de elementos de grandes luces, donde el mejor ejemplo lo representan los puentes.

1.6 Elementos comunes en una estructura de concreto presforzado

Los elementos que comúnmente deben ser usados en la construcción de estructuras de concreto presforzado son:

- Armadura activa
- Armadura pasiva
- Conductos longitudinales
- Anclajes
- Inyección

1.6.1 Armadura activa

Las armaduras activas son las que soportan la aplicación del presfuerzo y están hechas de acero de alta resistencia. El código del ACI, para efectos de diseño, generaliza el nombre de estas armaduras bajo el concepto de cable que es un elemento de acero en forma de alambre, barra o torón, o paquetes de dichos elementos (ubicados en su centro de gravedad), usados para introducir efectos de presfuerzo al concreto. Tipológicamente, se pueden distinguir los siguientes tipos de armadura activa:

- Alambre: Producto de sección maciza, de pequeño diámetro y de gran longitud, que se suministra en rollos. Debe cumplir con los requisitos de la norma ASTM A 421
- Barra: producto de sección maciza, que se suministra solamente en forma de elementos rectilíneos. Debe cumplir con los requisitos de la norma ASTM A 722.

- Torón: conjunto de dos o más alambres, enrollados conjuntamente en forma helicoidal y con el mismo paso, sobre un eje ideal común. Debe cumplir con los requisitos de la norma ASTM A 416.

1.6.2 Armadura pasiva

Se denomina así a las armaduras no sometidas a presfuerzo. Las armaduras pasivas equivalen a las utilizadas en el diseño de elementos reforzados y no son de acero de alta resistencia, por lo que no serán extensamente tratadas en este trabajo.

1.6.3 Conductos longitudinales

Los conductos longitudinales o vainas, son tuberías que envuelven a los cables y son utilizados solamente en las estructuras de concreto postensado. Estos conductos permiten la libre circulación del cable, de manera que no se quede trabado durante la aplicación del presfuerzo, o adherido durante la fundición.

Los conductos se colocan antes de la fundición del elemento y deben ser sujetados a la armadura pasiva para evitar que deformen la ubicación diseñada del cable. Debe tenerse especial cuidado en la selección de los mismos, puesto que varían en diámetro, flexibilidad, adaptabilidad y resistencia. Es aconsejable además verificar que los conductos posean corrugación pues ésta permite que la inyección envuelva por completo al cable, y da origen a la adherencia por cizallamiento entre la vaina y el concreto.

1.6.4 Anclajes

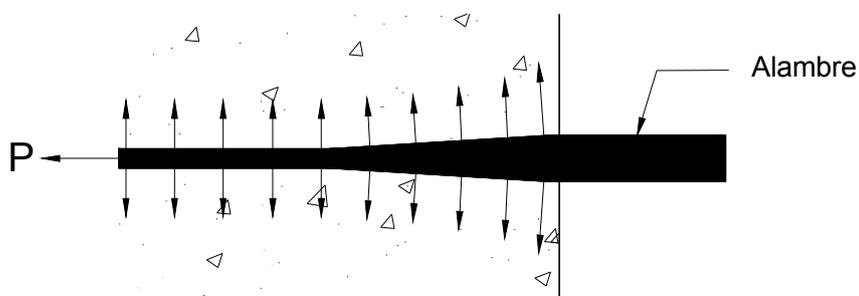
Los anclajes son los elementos que transfieren al concreto la fuerza de presfuerzo y conservan el estado de tensión en la armadura activa. Los anclajes pueden ser pasivos o activos.

1.6.4.1 Anclajes pasivos

Son los que se ubican en el extremo del cable por donde no se aplica el presfuerzo. Estos pueden ser clasificados en tres grupos:

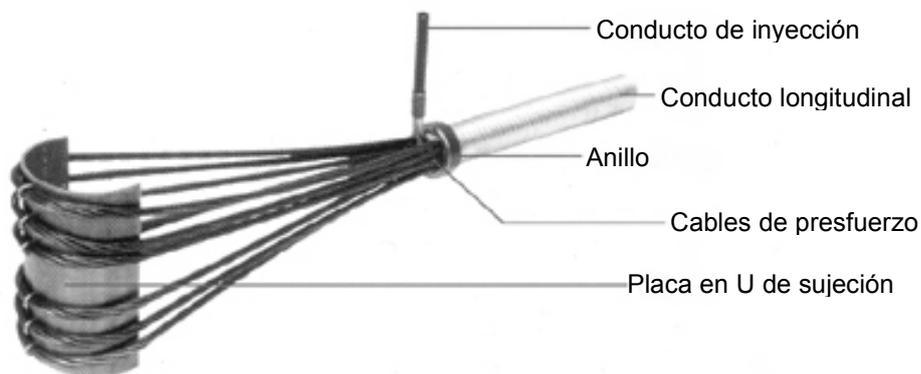
- Anclajes pasivos por adherencia: este tipo de anclaje transmite la fuerza de presfuerzo al hormigón directamente por el fenómeno de adherencia conocido como efecto Hoyer (en honor al primero en señalar dicho fenómeno, ver tabla 1), el cual ocurre al liberar los alambres pretensados del banco de anclaje, donde aumenta su diámetro en los extremos a causa de la desaparición de la constricción transversal. Este tipo de anclaje se mejora con la utilización de alambres corrugados que provocan el fenómeno del cizallamiento.

Figura 11. Efecto Hoyer



- Anclajes pasivos semiadherentes: utilizan tanto el efecto Hoyer de adherencia, como anclajes de apoyo directo sobre el concreto para transmitir la fuerza de presfuerzo.
- Anclajes pasivos no adherentes: transmiten la fuerza de presfuerzo a través de apoyos directos sobre el concreto, igual que en los anclajes activos.

Figura 12. Anclaje pasivo tipo U



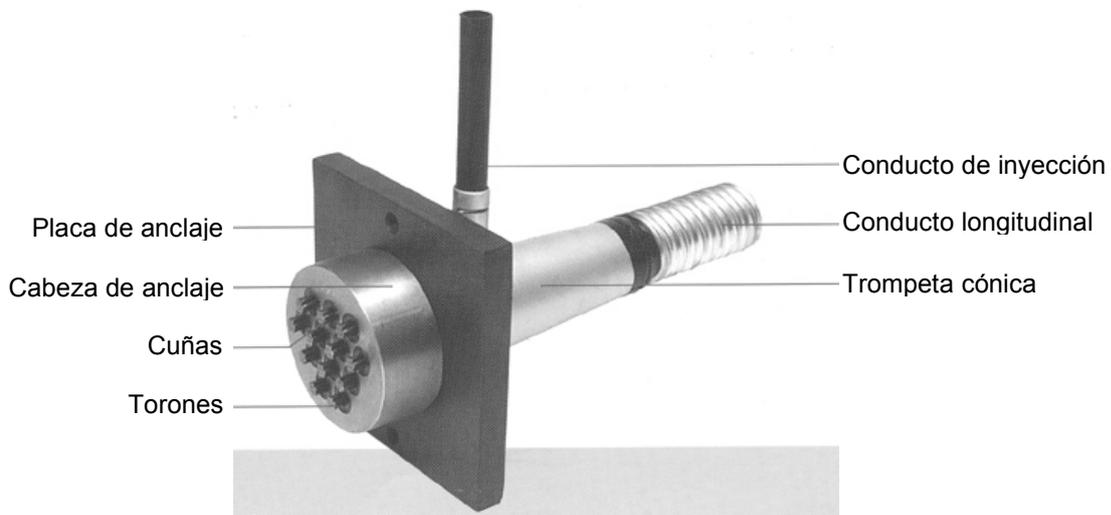
Fuente: VSL International Ltd.

1.6.4.2 Anclajes activos

Son los que se ubican en el extremo del cable por donde se aplica el presfuerzo. Por esta función tan importante, son sistemas que deben poseer una mecánica definida de acción, pues deben cumplir con las demandas de los diseños y a la vez tener una manejabilidad de aplicación para poder ser eficazmente utilizables.

Los tipos de anclajes activos más utilizados en la actualidad son los de cuñas, cabezas recalcadas, rosca, etcétera. Estos pueden estar unidos o no a los cables y pueden ser utilizados en su mayoría como anclajes pasivos.

Figura 13. Anclaje Activo VSL tipo E



Fuente: VSL International Ltd.

1.6.5 Inyección

La inyección es la operación que consiste en rellenar los conductos longitudinales con un producto adecuado (lechada) para proteger las armaduras activas contra la corrosión. La inyección puede ser de dos tipos:

- Inyección adherente. Asegura la adherencia entre la armadura activa y el concreto, según las especificaciones del tipo de diseño.
- Inyección no adherente. Es la que emplea productos cuyo objetivo es solamente la protección contra la corrosión de la armadura activa y no la adherencia.

La inyección se lleva a cabo a través de un bombeo a una presión aproximada de 0.60 MPa , la cual debe iniciarse con una limpieza de la vaina y el cable, aplicando abundante agua y aire comprimido. El material que se inyecte, debe cubrir todos los vacíos interiores del conducto, lo cual se logra hasta que se observa salir suficiente lechada por uno de los respiraderos de inyección.

Figura 14. Máquina de mezclado e inyección de lechada



Fuente: www.mexpresa.com

1.7 Didáctica de Investigación

Los temas sugeridos a investigar en este capítulo son:

- La maquinaria que se emplea para izar un elemento prefabricado.

- La maquinaria que se emplea para tensar la armadura activa: gatos hidráulicos, gatos eléctricos y sistemas electro-químicos.

2. LOS MATERIALES

2.1 Generalidades de los materiales

El concreto presforzado es un derivado del concreto reforzado, al cual debe su existencia. Bajo este concepto se puede decir que los materiales que forman una estructura de uno u otro, son similares a simple vista. Pero como se verá en el presente capítulo, son las variaciones en los materiales usados para concreto reforzado, las que permitieron el éxito del concreto presforzado.

Los materiales que esencialmente componen una estructura de concreto presforzado, son el concreto de alta resistencia y el acero de alta resistencia. Además el acero usado en las armaduras pasivas (longitudinal y transversal), que por ser análogo al usado en el concreto reforzado, no es tratado con amplitud en el presente trabajo.

Se puede mencionar así mismo, otros materiales involucrados en la aplicación del presfuerzo, como las lechadas y los conductos longitudinales. Por último, una parte importante del presfuerzo, la constituyen los anclajes, que se pueden tratar como un material independiente, aunque en su mayoría estén hechos de acero de alta resistencia y que dependen en gran medida de especificaciones del fabricante.

Todos estos materiales deben cumplir con estrictas normas de calidad, por lo que es imprescindible depender de unas pocas empresas a nivel mundial dedicadas a la fabricación bajo patente de dichos productos.

2.2 El concreto de alta resistencia

El concreto que se usa en la fabricación de estructuras presforzadas, generalmente debe tener propiedades superiores a las que se requieren para estructuras de concreto reforzado. Las propiedades mecánicas más importantes del concreto presforzado son la resistencia a compresión simple, módulo de elasticidad y relación de Poisson. Las propiedades físicas más representativas, son la dilatación térmica y la deformación por retracción y por fluencia.

2.2.1 Resistencia a compresión simple

La resistencia a compresión simple se obtiene de cilindros con una relación de altura a diámetro igual a dos. La aplicación de la carga es longitudinal y se lleva a cabo en un período de dos a tres minutos, y permite conocer mediante la geometría del cilindro la resistencia por unidad de área de una muestra de concreto.

La resistencia a los 28 días (período normado en el cual el concreto alcanza una resistencia aproximada a la que tendrá el resto de su vida útil), es regularmente superior en estructuras presforzadas que en estructuras reforzadas. Esto se debe a la necesidad de una alta resistencia en el área de anclaje, que evita grietas producidas por la aplicación del presfuerzo. Una razón no menos importante, es que los concretos de altas resistencias, poseen mejores características mecánicas y físicas, tales como una alta resistencia a la tensión, al corte, a la adherencia y al empuje. También poseen un elevado límite elástico, que evita las deformaciones excesivas en el momento de la aplicación del presfuerzo.

Además, por economía, generalmente no es posible esperar 28 días de fraguado para aplicar la carga de presfuerzo. Es necesario por lo tanto obtener un porcentaje elevado de la resistencia última en los primeros días de vida de un elemento estructural.

Estas razones condicionan el uso de concretos con resistencia a compresión simple no menor de 28MPa (4000psi) para estructuras de concreto presforzado. Estas resistencias pueden ser económicamente alcanzadas hasta un máximo de 35MPa.

Tabla II. Resistencia del concreto a compresión simple y su uso más frecuente en la construcción

Resistencia del concreto a compresión simple			USO MÁS COMÚN
psi	MPa	kp/cm ²	
2500	17.24	172.40	concreto armado y ciclópeo
3000	21.00	210.00	concreto armado
4000	28.00	280.00	concreto armado y presforzado
5000	34.00	344.00	concreto presforzado
6000	41.00	410.00	concreto presforzado
7000	48.00	480.00	concreto presforzado
8000	55.00	550.00	aplicaciones especiales

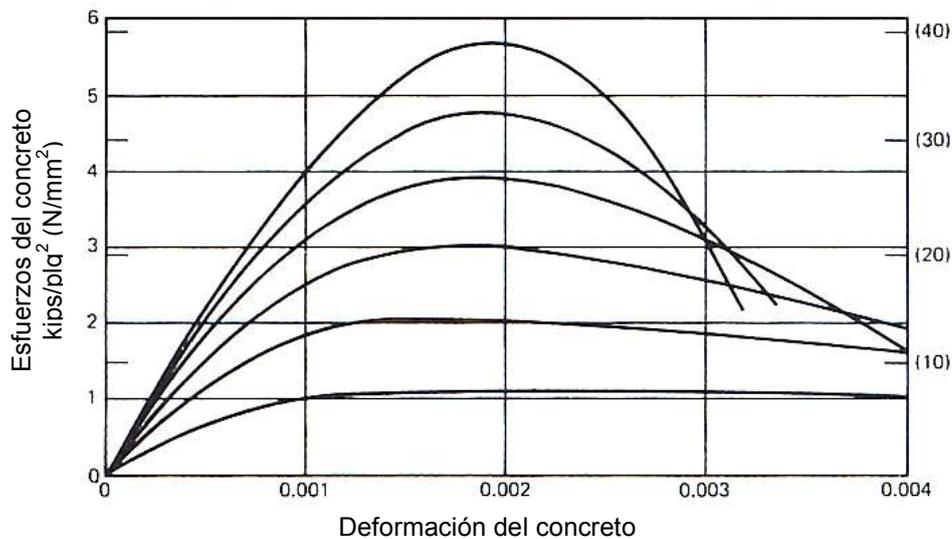
2.2.2 Módulo de elasticidad E_c

Es la pendiente de la gráfica que relaciona al esfuerzo y la deformación de un material, antes de su límite elástico, y se representa mediante la ley de Hooke, expresada según Thomas Young como $E_c = \frac{f}{\varepsilon}$, donde f es el esfuerzo y ε la deformación.

La curva esfuerzo-deformación varía para cada tipo de concreto, y en ninguna de ellas es posible definir con claridad un punto en la gráfica que muestre el límite elástico, por lo que es recomendable usar un límite aparente de proporcionalidad del 2%. La ACI, define el módulo de elasticidad en la pendiente de una línea que une el punto de esfuerzo nulo y el punto con un esfuerzo de $0.45f'_c$ así:

$$E_c = w_c^{1.5} \cdot 0.043 \cdot \sqrt{f'_c} \quad \text{en MPa.}$$

Figura 15. Curva esfuerzo-deformación para cilindros de concreto cargados en compresión uniaxial



Fuente: R. Park y T. Paulay. Estructuras de concreto reforzado. p. 14

Esta ecuación considera que la densidad en masa del concreto, w_c , varía entre 1500kg/m^3 y 2500kg/m^3 . Para concretos con densidad normal de 2400kg/m^3 (en peso la unidad es $2.4 \times 10^{-5} \text{N/mm}^3$), es frecuente usar la ecuación para el módulo de elasticidad: $E_c = 4700 \cdot \sqrt{f'_c}$, en MPa.

2.2.3 Relación de Poisson

La relación de Poisson, es la deformación transversal debida a la aplicación de una fuerza de tensión o compresión. Ésta es constante por debajo del límite elástico y permite relacionar las deformaciones en el eje de la carga (eje x), con las deformaciones sufridas en los otros ejes (y,z), generalizando así la ley de Hooke para esfuerzos biaxiales. Ésta viene dada por la relación

$$\nu = -\frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_x} = -\frac{\varepsilon_z}{\varepsilon_x}$$

donde $\varepsilon_x, \varepsilon_y$ y ε_z , son las deformaciones en el eje indicado. Para el concreto, el valor de ν , oscila entre 0.15 y 0.20. Puede considerarse según la normativa AASHTO, un valor promedio de $\nu=0.20$.

2.2.4 Dilatación térmica

En los ensayos, se ha demostrado que el coeficiente de dilatación térmica α , puede variar en una proporción relativamente elevada (del orden de más o menos 30%). Dicho coeficiente depende de la naturaleza del cemento, de los agregados, de la dosificación, de la higrometría y de las dimensiones de las secciones. Por lo que respecta a los agregados, los valores más bajos se obtienen con agregados calizos y los más elevados con agregados silíceos. El coeficiente de dilatación térmica del concreto α_c se tomará igual a $1 \times 10^{-5} \text{C}^{-1}$.

2.2.5 Deformación por fluencia (flujo plástico) y por retracción (contracción)

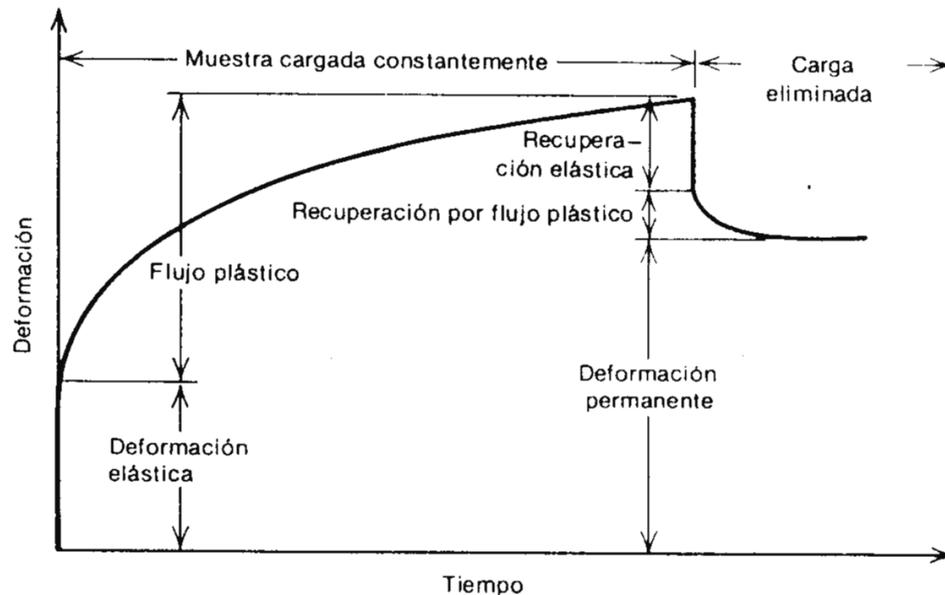
Estos fenómenos físicos que afectan al concreto (en este caso, bajo compresión), son conocidos como deformaciones diferidas, las cuales forman parte importante en el diseño de estructuras de concreto presforzado, y son consideradas como pérdidas de presfuerzo. Es difícil definir una metodología exacta de cálculo debido primero, a que el fenómeno es función del tiempo, por lo que los ensayos toman meses y hasta años llevarse a cabo; segundo, ocurre la retracción de forma paralela a la fluencia, haciendo difícil el reconocimiento individual; y tercero, los fenómenos dependen de factores tan fluctuantes como la humedad relativa, las dimensiones del elemento, el tipo de concreto y sus agregados, y la tasa de aplicación de la carga.

Sin embargo, existen otros métodos empíricos utilizados más extensamente que fueron propuestos por entidades dedicadas a la investigación del concreto así como el comité 209 del ACI, el código modelo CEB-FIP y la AASHTO. Estos métodos permiten calcular las deformaciones que produce cada fenómeno en forma individual sin considerar la resistencia que opone el acero a los esfuerzos inducidos. A continuación, se define brevemente lo relativo a cada uno de estos fenómenos.

2.2.5.1 Deformación por fluencia (flujo plástico)

La fluencia es el aumento en el tiempo de las deformaciones relativas bajo esfuerzo permanente. En la figura 12 se observa una gráfica que muestra el comportamiento típico de las deformaciones plásticas bajo carga constante, que se elimina en determinado momento para evaluar la recuperación elástica.

Figura 16. Curva típica del flujo plástico en el concreto con esfuerzo axial constante de compresión



Fuente: R. Park y T. Paulay. Estructuras de concreto reforzado. p. 33

En diversos ensayos se ha determinado que la fluencia ocurre en forma decreciente con relación al tiempo, registrándose las mayores deformaciones en la primera edad. Esto debe ser considerado a la hora de la aplicación del presfuerzo, pues es en este momento cuando ocurre de forma inmediata.

El escurrimiento plástico aumenta con una proporción agua-cemento más alta y con una proporción agregado cemento más baja. Cuanto más vieja es la muestra al tiempo de cargarla, más completa es la hidratación del cemento y menor el escurrimiento plástico. La deformación es mayor cuando la humedad relativa es menor y se ha detectado que mientras más grande es la estructura bajo carga de compresión, el escurrimiento plástico es menor.

2.2.5.2 Deformación por retracción (contracción)

La retracción es el acortamiento del concreto (descargado) que tiene lugar durante el fraguado. El concreto se contrae cuando pierde humedad por evaporación.

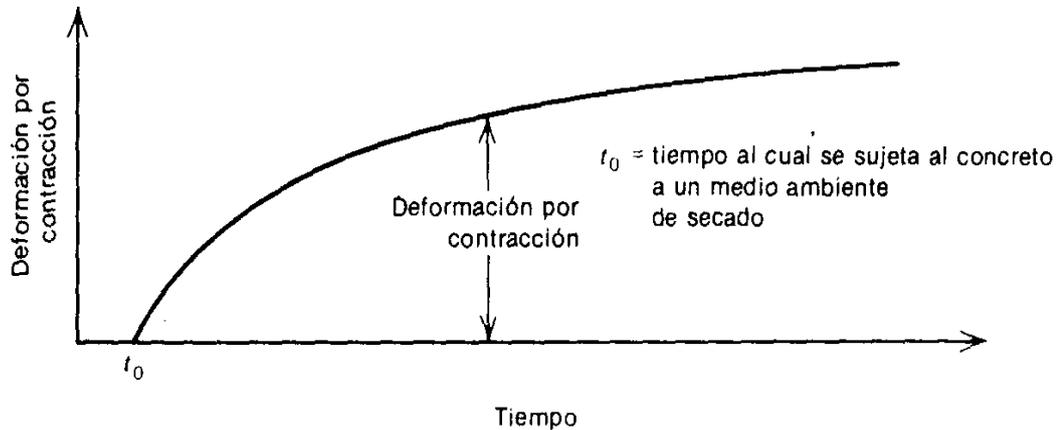
Las deformaciones que surgen por retracción no intervienen en el estado de esfuerzos aplicados al concreto. Este fenómeno se puede observar fácilmente cuando un concreto seco tiene grietas en su superficie.

La retracción puede ser en gran medida un fenómeno reversible, si se utilizan métodos de curado adecuados, por ejemplo, la saturación después de la contracción que dilatará casi a su volumen original a la estructura. Se pueden usar así mismo, aditivos químicos que crean capas impermeables que evitan las pérdidas de humedad.

La retracción es en cierto modo proporcional a la cantidad de agua empleada en la mezcla. Y generalmente un concreto con elevada fluencia, posee también elevada retracción. De forma similar a la fluencia, la retracción ocurre de forma acelerada en la primera edad del concreto, reduciéndose con el tiempo. Afecta de forma significativa la humedad relativa del ambiente y la edad de los agregados así como sus compuestos minerales.

La ACI, recomienda proporcionar un presfuerzo mínimo de 0.70MPa en la sección de losas no estructuradas para resistir momentos, como refuerzo contra las deformaciones por retracción y temperatura.

Figura 17. Curva típica de contracción en el concreto



Fuente: R. Park y T. Paulay. Estructuras de concreto reforzado. p. 14

Ahora que hemos terminado de analizar los fenómenos que afectan al concreto estructural y sus características mecánicas, es necesario hacer mención de las limitaciones que el concreto tiene a la hora de la aplicación de las cargas externas que producen efectos de flexión. Cada código ha propuesto limitaciones tanto para la tensión como para la compresión, pero difieren en muy poco por lo que cualquiera puede estar considerado dentro de límites holgados de seguridad.

Estas limitaciones se utilizan durante la etapa de diseño en el capítulo cuatro de este trabajo y sirven para determinar los esfuerzos máximos y mínimos tanto en la etapa de transferencia como en la etapa de carga de servicio. Para el presente trabajo se usarán las normas de código del ACI, quien limita los esfuerzos de flexión en el concreto a fracciones de su resistencia última dadas como se muestra en la tabla III.

Tabla III. Esfuerzos admisibles en el concreto en elementos presforzados sometidos a flexión.

1. Los esfuerzos en el concreto inmediatamente después de la aplicación del presfuerzo y antes de las pérdidas de pretensado que dependen del tiempo (transferencia), no deben exceder lo siguiente:	
a) Esfuerzo de compresión de la fibra extrema	$0.60 f'ci$
b) Esfuerzo de tensión de la fibra extrema, excepto en lo permitido por (c)	$\frac{\sqrt{f'ci}}{4}$
c) Esfuerzo de tensión de la fibra extrema, en las zonas de apoyo de elementos simplemente apoyados	$\frac{\sqrt{f'ci}}{2}$
d) Cuando los esfuerzos de tensión calculados excedan estos valores, debe colocarse armadura adicional adherida (no pretensada o pretensada) en la zona de tensión, para resistir la fuerza total de tracción en el hormigón, calculada con la suposición de sección no agrietada.	
2. Los esfuerzos en el concreto bajo las cargas de servicio después de que han ocurrido todas las pérdidas de presfuerzo no deben exceder los siguientes valores:	
a) Esfuerzo de compresión de la fibra extrema debida al pretensado y a las cargas mantenidas en el tiempo	$0.45 f'c$
b) Esfuerzo de compresión de la fibra extrema debida a todas las cargas	$0.60 f'c$
c) Esfuerzo de tensión en la fibra extrema, de la zona de tensión precomprimida	$\frac{\sqrt{f'c}}{2}$
d) Esfuerzo de tensión en la fibra extrema, de la zona de tensión precomprimida de elementos (excepto en sistemas de losas de dos direcciones), en los cuales el análisis basado en las secciones transformadas agrietadas y en las relaciones bilineales momento-deformación demuestren que las deformaciones instantáneas y diferidas cumplen con los requisitos establecidos en otra parte del código.	$\sqrt{f'c}$
3. Se pueden exceder los esfuerzos admisibles del concreto indicados, si se demuestra mediante ensayos o análisis que no se perjudica el comportamiento del mismo.	

Fuente: ACI 318-99. Sección 18.4

2.3 El acero de alta resistencia

El acero que se usa en la fabricación de estructuras presforzadas, debe tener diferentes propiedades mecánicas, físicas y químicas, a las que se requiere para estructuras de concreto reforzado. Las propiedades mecánicas más importantes del acero de alta resistencia son la resistencia unitaria máxima a tensión, límite elástico y el módulo de elasticidad. Las propiedades físicas más representativas son la relajación y fluencia, la fatiga y la corrosión bajo tensión.

2.3.1 Resistencia unitaria máxima a tensión

Como se sabe, tipológicamente existen alambres, barras y torones, que pueden ser usados en la aplicación de presfuerzo a elementos estructurales. El tipo de sección de acero que se usa para una u otra estructura, varía dependiendo del tipo de aplicación que se pretenda (losas, vigas, etc) y de las dimensiones geométricas del elemento estructural. De esta forma también varían las secciones en que pueden encontrarse los tipos de aceros en el mercado. Regularmente el diámetro de alambre más usado es el de 7mm, aunque la gama de opciones varía también con las especificaciones del fabricante que provee al constructor.

Por éstas y otras razones, los textos recomiendan al ingeniero diseñador, limitarse a proponer una magnitud de carga de presfuerzo, tomando como unidad de presfuerzo el termino cable, ya sea éste un alambre, un torón, una barra o grupos de estos.

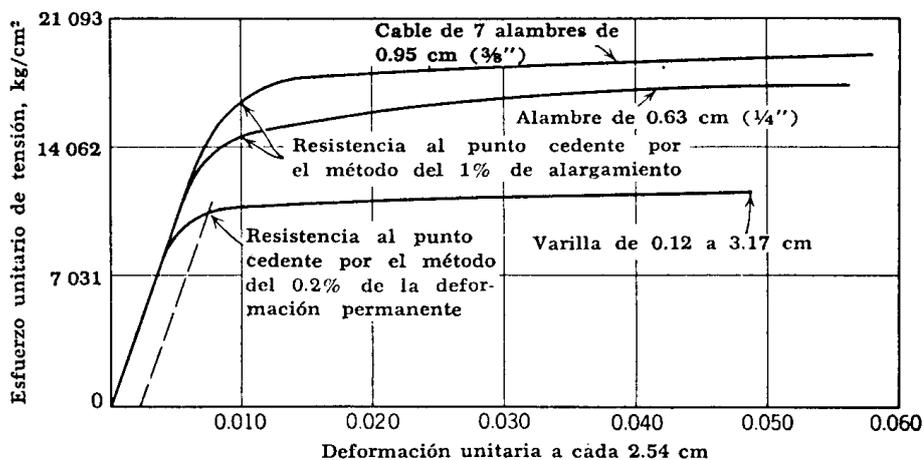
El acero utilizado para las armaduras activas, tiene una composición química diferente a la que poseen los aceros para armaduras pasivas:

Carbón	0.72 – 0.93 %	Azúfre, máximo	0.050 %
Manganeso	0.40 – 1.10 %	Fósforo, máximo	0.040 %
Sílice	0.10 – 0.35 %.	Azufre, máximo	0.050 %

La resistencia requerida, se alcanza mediante aleaciones de estos materiales y tratamientos metalúrgicos tales como templado, patentado, *martempering*, revenido y envejecimiento artificial. Además, tratamientos mecánicos como el calibrado, tratamiento en frío, preestirado y estabilización.

La obtención de un diagrama de esfuerzo-deformación para el acero de alta resistencia, es un proceso muy sencillo, similar al que se utiliza para el acero de armaduras pasivas. El problema, es que el acero de alta resistencia no posee un escalón de cedencia o límite elástico bien definido, por lo que se usa el método del 2% de la deformación permanente.

Figura 18. Curva típica esfuerzo-deformación para aceros de presfuerzo.



Fuente: T.Y., Lin. Diseño de estructuras de concreto presforzado. p. 112

De las normas ASTM A421, A416 y A722 para acero de presfuerzo, se obtienen las características de los aceros empleados en el mercado mundial para estructuras presforzadas. En las tablas IV, V, VI y VII, se presenta el resumen de las resistencias últimas y las resistencias a la fluencia de los diferentes diámetros disponibles.

Tabla IV. Propiedades de alambres sin revestimiento relevados de esfuerzo (ASTM A421)

Diámetro nominal (mm)	Área aproximada (mm ²)	Mínima resistencia de tensión (MPa)		Mínimo esfuerzo para una elongación de 1% (MPa)	
		Tipo BA *	Tipo WA **	Tipo BA *	Tipo WA **
4.88	18.676	a	1,725.00	a	1,380.00
4.98	19.463	1,655.00	1,725.00	1,325.00	1,380.00
6.35	31.668	1,655.00	1,655.00	1,325.00	1,325.00
7.01	38.596	a	1,622.00	a	1,295.00

a Estos tamaños no se suministran comuenmente para el alambre Tipo BA

* Alambre tipo BA usa anclaje de botón.

** Alambre tipo WA usa anclaje de cuña.

Fuente: Arthur H. Nilson. Diseño de estructuras de concreto presforzado. p.53

Tabla V. Propiedades del cable de siete alambres sin revestimiento (ASTM A416)

Diámetro nominal (mm)	Área nominal del cable (mm ²)	Resistencia a la ruptura (kN)	Carga mínima para una elongación de 1% (kN)
GRADO 250			
6.35	23.22	40.00	34.00
7.94	37.42	64.50	54.70
9.53	51.61	89.00	75.60
11.11	69.68	120.10	102.30
12.70	92.90	160.10	136.20
15.24	139.35	240.20	204.20
GRADO 270			
9.53	54.84	102.30	87.00
11.11	74.19	137.90	117.20
12.70	98.71	183.70	156.10
15.24	140.00	260.70	221.50

Fuente: Arthur H. Nilson. Diseño de estructuras de concreto presforzado. p.54

Tabla VI. Propiedades de las barras de acero de aleación (ASTM A722)

Diámetro nominal (mm)	Área nominal de la barra (mm ²)	Resistencia a la ruptura (kN)	Carga mínima para una elongación de 0.70% (kN)
GRADO 145			
12.70	127.00	125.00	111.00
15.88	198.00	200.00	178.00
19.05	285.00	285.00	258.00
22.23	388.00	387.00	347.00
25.40	507.00	507.00	454.00
28.58	642.00	641.00	574.00
31.75	792.00	792.00	712.00
34.93	958.00	957.00	859.00
GRADO 160			
12.70	127.00	138.00	120.00
15.88	198.00	218.00	191.00
19.05	285.00	316.00	276.00
22.23	388.00	427.00	374.00
25.40	507.00	561.00	490.00
28.58	642.00	708.00	619.00
31.75	792.00	872.00	765.00
34.93	958.00	1,059.00	926.00

Fuente: Arthur H. Nilson. Diseño de estructuras de concreto presforzado. p.55

Tabla VII. Propiedades de las barras de acero para armadura pasiva (COGUANOR NGO 36 011)

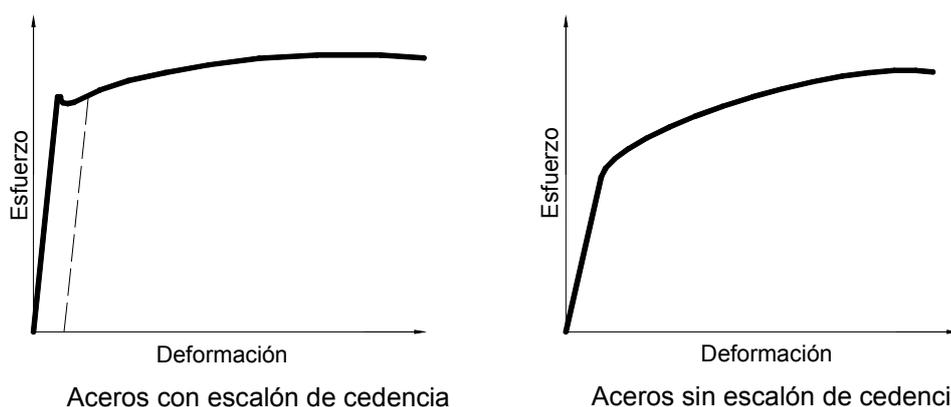
Grado Sistema Inglés	Límite de fluencia sistema inglés	Límite de fluencia Sistema Internacional
GRADO 33	33,000 psi	228 MPa
GRADO 40	40,000 psi	276 MPa
GRADO 50	50,000 psi	345 MPa
GRADO 60	60,000 psi	414 MPa

Fuente: Aceros del Sur, S.A. Norma guatemalteca obligatoria COGUANOR NGO 36 011

2.3.2 Límite elástico

Existen aceros con un límite elástico bien definido, cuya gráfica esfuerzo-deformación, muestra un escalón de cedencia, pero ese no es el caso de los aceros de presfuerzo. Por esto es necesario definir el límite elástico f_{py} como la carga unitaria correspondiente a una deformación remanente de 0.002. Los valores de f_{py} para los distintos aceros de presfuerzo, están expresados en las tablas IV, V, VI y VII de este trabajo.

Figura 19. Escalón de cedencia de los aceros



Fuente: Fernando S. Amillategui y Carlos Pericot. Curso de hormigón pretensado. p. 62

2.3.3 Módulo de elasticidad E_p

De la misma forma que el límite elástico, la pendiente de la curva esfuerzo-deformación, no es un dato fácilmente obtenible. Es por esto que la ACI indica que debe ser un dato proporcionado por el fabricante del producto u obtenido en base a ensayos de laboratorio. Sin embargo, un dato muy utilizado en otros códigos, es el equivalente al usado para armadura pasiva igual a $E_p=200,000MPa$.

2.3.4 Relajación y fluencia

La relajación de los aceros es el fenómeno de pérdida de tensión que sufren las armaduras activas cuando sometidas a un presfuerzo inicial dado, se mantiene constante su deformación; su consecuencia es, por lo tanto, una deformación plástica diferida, que aumentará al mismo tiempo que la tensión disminuye. La fluencia es el fenómeno de las deformaciones que el acero experimenta cuando es sometido a una tensión constante. Así que su estudio se lleva a cabo como un mismo fenómeno con diferentes enfoques.

La relajación se expresa en porcentaje de pérdida de presfuerzo como $R_t = \frac{\sigma_i - \sigma_t}{\sigma_i} \cdot 100$, referida al presfuerzo inicial. De acuerdo a los ensayos más extensos, se permite hoy en día, conocer con gran aproximación el fenómeno hasta 15 años. De la misma forma, se estudiaron los factores que influyen en el fenómeno; estos principalmente son: la tensión inicial, la temperatura y el tratamiento de los aceros.

La relajación es considerable cuando la tensión inicial supera el 50% de la resistencia de rotura y se hace aún más evidente cuando la carga inicial se encuentra cercana al límite de fluencia. La alta velocidad a la hora de aplicar la carga, provoca deformaciones considerables cuando la carga inicial está entre el 80% y el 95% de la resistencia unitaria máxima.

La temperatura es el factor de mayor importancia en el fenómeno de la relajación. Cuando la temperatura se mantiene por debajo de 0°C, las pérdidas por relajación son insignificantes. Cuando la temperatura supera a la temperatura ambiente, las pérdidas por relajación se aceleran.

Los tratamientos como el envejecimiento artificial reducen la relajación para tensiones iniciales bajas, pero la aumentan para tensiones iniciales altas. El tratamiento de la estabilización reduce la relajación considerablemente en su fase inicial. En general, la relajación es un fenómeno que ocurre con mayor importancia en las primeras edades del acero que en el resto de su vida útil, aunque no existe evidencia aún de que se detenga. Para obtener datos de diseño, existen diversas fórmulas, pero regularmente los datos son proporcionados por el fabricante de los aceros. Para un anteproyecto se puede considerar como razonable cuando aún no se conoce el acero que se utilizará, una pérdida por relajación del 8 al 10% de la tensión inicial, para tensiones iniciales menores al 80% de la resistencia última.

2.3.5 Fatiga

La rotura por fatiga de un material es producida por la repetición frecuente de cargas que no alcanzan el valor de su resistencia ante sollicitación estática. Como se mencionó entre las ventajas del concreto presforzado en la sección 1.3.1 de este trabajo, las variaciones de tensión de las armaduras activas son mucho más bajas que las variaciones sufridas por las armaduras del concreto reforzado, lo que las hace más resistentes a las cargas dinámicas. El cálculo de la resistencia a la fatiga, es especialmente importante para el diseño de los sistemas tendón-anclaje, y puede llevarse a cabo de dos maneras:

- Fijar una carga máxima o mínima y un número de ciclos (2×10^6) y exigir que el acero soporte una amplitud mínima de variación de la sollicitación.
- Fijar las cargas máxima y mínima ($\sigma_{\max} - \sigma_{\min} = 200 \text{MPa}$) y exigir que el acero resista un número mínimo de ciclos.

2.3.6 Corrosión bajo tensión

La corrosión es un proceso electrolítico provocado por ciertos productos químicos en presencia de la humedad y del oxígeno. Tales productos químicos, son fácilmente producidos por la naturaleza y fácilmente absorbidos por el acero; así que éste debe ser protegido del hidrógeno, los nitratos, los ácidos (ClH, H₂SO₄, H₃PO₄, etc.), los gases de fermentación (SH₂), el petróleo crudo, humos, etcétera.

La corrosión es el fenómeno más temido por los diseñadores de concreto presforzado y la responsabilidad de evitar sus consecuencias, recae en el constructor que debe mantener una severa supervisión durante el proyecto. La forma de mitigar el fenómeno, es muy sencilla y puede ahorrar cantidades innecesarias de dinero en reparaciones. Basta con colocar un mortero de inyección sobre los cables que los proteja de la acción de los agentes corrosivos.

Los efectos de la corrosión, son drásticos y pueden acelerar la destrucción repentina de una estructura de concreto presforzado. La corrosión afecta principalmente aquellas regiones donde existen bajas concentraciones de carbono o altas exposiciones a la humedad.

Los cables de presfuerzo deben ser almacenados en lugares donde la humedad relativa no supere el 60%. Las estructuras deben ser inyectadas en un período no mayor a 8 días después de realizada la tensión de los cables. El efecto de la corrosión es mucho más acelerado cuando el acero se encuentra bajo efectos de presfuerzo.

2.4 Las lechadas

Con el fin de asegurar la protección de las armaduras activas contra la corrosión, en el caso de cables alojados en conductos dispuestas en el interior de las piezas, deberá procederse al relleno de tales conductos, utilizando un producto de inyección adecuado.

Las lechadas estarán exentas de sustancias tales como cloruros, sulfuros, nitratos, etc., que supongan un peligro para las armaduras, el propio material de inyección o el concreto de la pieza. Los productos de inyección pueden ser adherentes o no adherentes.

2.4.1 Las lechadas para adherencia

La ACI regula los materiales para lechadas de adherencia basadas en cemento Pórtland y agua o cemento Pórtland, agua y cemento. Regularmente las construcciones utilizan lechadas de cemento y agua, aunque en conductos grandes con espacios vacíos, suele ser recomendada la lechada con agregado de arena finamente tamizada.

El código permite el uso de aditivos y expansores de aluminio que provoquen una expansión confinada del 5% al 10%. Y no permite el uso de ningún otro material que contenga materiales corrosivos.

El contenido de agua debe ser el mínimo necesario para el bombeo adecuado de la lechada; sin embargo, la relación agua cemento no debe exceder de 0.45 en peso. No se permite agregar agua a las lechadas que por exceso de tiempo en el uso sufrieron pérdidas de humedad.

2.4.2 Los productos de inyección no adherentes

Estos productos están constituidos por betunes, mástiques bituminosos, grasas solubles o, en general, cualquier material adecuado para proporcionar a las armaduras activas la necesaria protección sin que se produzca adherencia entre éstas y los conductos. Los productos de inyección no adherentes se utilizan en estructuras con presfuerzo exterior, en los casos de protección temporal de las armaduras activas cuando haya que re-tensar, en el caso de tener que realizar un control continuo de tensiones, y en otras circunstancias análogas.

2.5 Los conductos longitudinales

Los materiales que forman los conductos longitudinales pueden variar dependiendo de las necesidades del diseño constructivo y del proveedor. Así, se puede encontrar conductos metálicos y conductos plásticos (entre otros). Las características exigibles a los conductos son:

- Rigidez durante la colocación del concreto y la lechada
- Flexibilidad que permita determinados radios de curvatura
- Posibilidad de hacer empalmes para longitudes variables y tener corrugaciones helicoidales
- Resistencia al aplastamiento e impermeabilidad
- No poseer reactivos corrosivamente

2.6 Didáctica de Investigación

Los temas sugeridos para la investigación por parte del estudiante al finalizar este capítulo son:

- Métodos de tratamiento metalúrgico de aceros de alta resistencia: templado, patentado, *martempering*, revenido y envejecimiento artificial.
- Métodos de tratamiento mecánico de aceros de alta resistencia: calibrado, tratamiento en frío, pre-estirado y estabilización.
- Aditivos para el concreto existentes en el mercado nacional: fluidificantes, acelerantes, retardantes, reductores de agua, etcétera.
- Aditivos para evitar la corrosión del acero durante el almacenaje.

3. CÁLCULO DE LA FUERZA DE PRESFUERZO Y SUS PÉRDIDAS

3.1 Fuerza de presfuerzo

La fuerza de presfuerzo P_e , es la fuerza efectiva aplicada a las armaduras activas de un elemento estructural de concreto presforzado. El método de aplicación de esta fuerza varía dependiendo del tipo de estructura (pretensada o postensada), y del sistema de aplicación usado (mecánico, eléctrico o químico). El sistema más utilizado es el sistema mecánico mediante gatos hidráulicos que transmiten una tensión a la armadura activa, a la vez que producen algún tipo de anclaje.

Todos estos sistemas producen pérdidas de presfuerzo, como producto de fenómenos tan naturales como la fricción, la fluencia, la retracción, etcétera. Se dedicará este capítulo al estudio de las pérdidas en los sistemas mecánicos accionados hidráulicamente, por ser estos los más comunes en el mercado mundial.

El cálculo de la fuerza de presfuerzo de los cables, consideradas todas las pérdidas, debe hacerse en dos etapas. En la primera etapa se determina la tensión inicial en cualquier punto del cable, en función de la fuerza en el anclaje, deduciendo así todas las pérdidas instantáneas P_{ins} y en la segunda etapa, se cuantifican las pérdidas diferidas P_{dif} , en función del tiempo, las que consideran los fenómenos de fluencia y retracción en el concreto y de relajación en el acero de alta resistencia. Se tiene entonces la ecuación general de fuerza de presfuerzo: $P_e = P_{gato} - P_{ins} - P_{dif}$. Donde P_{gato} es el presfuerzo inicial leído en el manómetro del equipo hidráulico utilizado.

Vale la pena hacer referencia a la importancia de las lecturas en el manómetro del equipo hidráulico, pues aunque el diseño esté bien realizado, si las lecturas no son correctas, pueden provocarse daños severos a la estructura, tal como se verá en el sexto capítulo. Por esta razón debe llevarse un control estricto del presfuerzo aplicado en campo, mediante tablas que registren las lecturas de fuerzas aplicadas a cada cable y las lecturas de las elongaciones de cada alambre, torón o barra. En base a estos datos, se puede hacer una evaluación del comportamiento real de la estructura y corregir cualquier desperfecto en proyectos futuros.

Cuando una viga posee varios cables que deben tensarse de forma sucesiva, es necesario hacer una observación al valor de fuerza de presfuerzo inicial en el gato, pues las pérdidas sufridas por el primer cable son diferentes de las sufridas por el segundo, el tercero, etcétera. Esto se debe a que la deformación instantánea del concreto aumenta con cada cable que se tensa mientras el esfuerzo del primer cable se pierde, en función de la cantidad N de cables que tenga el elemento estructural.

En la práctica real, se someten todos los cables al mismo valor de presfuerzo inicial del gato, por facilidad de interpretación en campo, y se toma como valor de diseño, el promedio de las pérdidas obtenidas para todos los cables del elemento estructural. También es común utilizar un presfuerzo inicial superior al promedio, tomando en cuenta que al diseñar el elemento, la pérdida debida al acortamiento elástico del concreto, ya no se considerará nuevamente.

La fuerza de presfuerzo inicial, tiene ciertas limitaciones por razones de seguridad. Así, según la ACI, los esfuerzos de tensión en los cables de presfuerzo no deben exceder los valores de la tabla VIII.

Tabla VIII. Esfuerzos admisibles en el acero de presfuerzo según el código ACI

1.	Debido a la fuerza del gato de pretensado pero no mayor que el mínimo entre $0.80 f_{pu}$ y el máximo valor recomendado por el fabricante de cables de presfuerzo o dispositivos de anclaje.	$0.94 f_{py}$
2.	Inmediatamente después de la transmisión del pretensado pero no mayor que $0.74 f_{pu}$	$0.82 f_{py}$
3.	Cables de postensado, en anclajes y acoplamientos, inmediatamente después el anclaje de los cables	$0.70 f_{pu}$

Fuente: ACI 318-99. Sección 18.5

Donde f_{py} es la resistencia especificada a la fluencia de los cables de presfuerzo y f_{pu} es la resistencia última especificada de los cables de presfuerzo. La AASHTO, también tiene límites para esta fuerza:

Tabla IX. Máximos esfuerzos en las armaduras activas (AASHTO)

Miembros pretensados	
Esfuerzo inmediatamente antes de la transferencia	
Acero de bajo relajamiento	$0.75 f_{pu}$
Acero aliviado de esfuerzo	$0.70 f_{pu}$
Miembros postensados	
Esfuerzo inmediatamente después de la transferencia	
En el anclaje	$0.70 f_{pu}$
Al final de la zona de pérdidas por acentamiento	$0.83 f_y$
Esfuerzo para cargas de servicio después de ocurridas las pérdidas	$0.80 f_y$

Fuente: AASHTO Especificaciones estándar para puentes de autopistas. Sección 9.15.1

La relación de esfuerzos varía con respecto al tipo de sección del cable y al tratamiento dado al acero, de la siguiente manera: para alambre o torón de bajo relajamiento, $f_{py} = 0.90f_{pu}$, para alambre o torón aliviado de esfuerzos y barras de alta resistencia lisas, $f_{py} = 0.85 f_{pu}$ y para barras de alta resistencia corrugadas, $f_{py} = 0.80 f_{pu}$.

3.2 Cálculo de las pérdidas instantáneas *P_{ins}*

El término *P_{ins}* que aparece en la ecuación para el cálculo de la fuerza de presfuerzo efectiva, está formado por tres tipos de pérdidas que ocurren en el instante de la aplicación de la carga y que varían en función de la distancia x que hay desde la sección en estudio hasta el anclaje activo más próximo. Estas pérdidas son:

- Pérdidas por fricción (p_1)
- Pérdidas por penetración de cuñas (p_2)
- Pérdidas por acortamiento elástico del concreto (p_3)

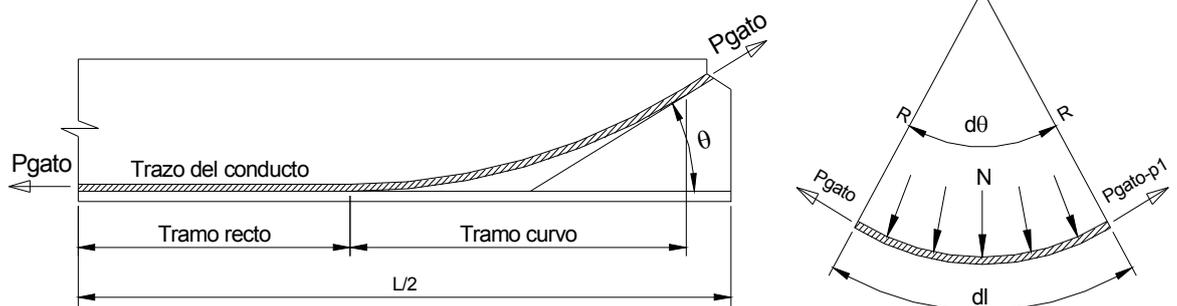
3.2.1 Pérdidas por fricción (p_1)

Las pérdidas de fricción se presentan únicamente en estructuras presforzadas postensadas, pues es aquí donde interviene el rozamiento entre el cable y el conducto longitudinal. La fricción es el fenómeno físico, que provoca una reacción contraria al movimiento de un cuerpo deslizándose sobre otro. En este caso, una pérdida en la fuerza de presfuerzo efectivo, que es causada por el deslizamiento entre el cable y el conducto longitudinal.

Las pérdidas de fricción han sido ampliamente estudiadas, por lo que cada proveedor posee tabulaciones estrictas de los coeficientes de fricción de sus productos. El fenómeno se presenta debido al trazado teóricamente curvilíneo, pues cada pequeña desviación del conducto (ya sea accidental o adrede), aprieta el cable contra el conducto provocando una fuerza contraria a la de presfuerzo causándole pérdidas de tensión. Y puede presentarse también por desviaciones accidentales a lo largo del trazado, aún si éste es de forma lineal.

De aquí surgen los dos coeficientes de fricción que producen pérdidas: μ que es el coeficiente de rozamiento y K el coeficiente por efecto oscilante o de longitud. Estos coeficientes varían en función del tipo de acero utilizado, de la naturaleza de los conductos y del estado superficial de ambos materiales, así como de la calidad del trazado de los conductos longitudinales. Para el cálculo de estas pérdidas, se considera el elemento diferencial de armadura activa de la figura 20.

Figura 20. Viga con trazo curvilíneo y elemento diferencial



La fuerza normal que se produce cuando el cable roza sobre el conducto, considerando la fuerza P_{gato} como una constante a lo largo de la longitud infinitesimal dl , es $N = P_{gato} \cdot d\theta$. Se sabe del concepto físico, que la fuerza de fricción en función de la fuerza normal es $dP_{gato} = \mu \cdot N$ que representa la pérdida p_1 que es la que nos interesa. Sustituyendo N en la segunda ecuación se tiene:

$$dP_{gato} = \mu \cdot P_{gato} \cdot d\theta$$

Al trasladar el término P_{gato} e integrar ambos lados de la ecuación, se tiene:

$$\int_{P_o}^{P_{gato}} \frac{dP_{gato}}{P_{gato}} = \int_0^\theta \mu \cdot d\theta \quad \Rightarrow \quad \log_e P_{gato} - \log_e P_o = \mu \cdot \theta$$

ahora se eliminan los logaritmos naturales, utilizando la constante logarítmica e :

$$e^{\log_e P_{gato} - \log_e P_o} = e^{\mu \cdot \theta}$$

El resultado da la fórmula de rozamiento de Coulomb, que se emplea para relacionar la fuerza aplicada a un cable circular, con la fuerza real que existe en el cable, a través de un coeficiente de fricción:

$$\frac{P_{gato}}{P_o} = e^{\mu \cdot \theta} \quad \Rightarrow \quad P_{gato} = P_o e^{\mu \cdot \theta}$$

En forma análoga, la pérdida por fricción en un cable debido al efecto oscilante o de longitud, puede calcularse sustituyendo el término $\mu\theta$ por el término KL , de la siguiente forma:

$$P_{gato} = P_o e^{K \cdot L}$$

Combinando ambas pérdidas por fricción, se obtiene la fórmula que debe utilizarse en el cálculo de estructuras presforzadas postensadas:

$$P_{gato} = P_o e^{\mu \cdot \theta + K \cdot L} \quad \text{donde} \quad p_l = P_{gato} - P_o$$

Tanto la ACI, como la AASHTO, permiten que dicha fórmula se simplifique tomando en cuenta la longitud total de la curvatura, para una tensión inicial, y proponen la siguiente fórmula para el cálculo de las pérdidas por fricción:

$$P_{gato} = P_o \cdot (1 + \mu \cdot \theta + KL)$$

Esta fórmula puede usarse siempre y cuando el término $(\mu\theta+KL)$, no sea mayor que 0.3. Los coeficientes de fricción por rozamiento y por efecto oscilante, pueden encontrarse tabulados en diversas tablas, aunque lo recomendable es consultar al proveedor las características de sus productos.

A continuación se muestran los valores que la ACI y la AASHTO recomiendan usar cuando no se dispone de datos experimentales:

Tabla X. Coeficientes de fricción para cables postensados (ACI)

		Coeficiente de curvatura accidental, K/m	Coeficiente de curvatura μ
	Cables de alambre	0.0033 - 0.0049	0.15 - 0.25
	Barras de alta resistencia	0.0003 - 0.0020	0.08 - 0.30
	Torones de 7 alambres	0.0016 - 0.0060	0.15 - 0.25
Cable no adherido cubierto con mastic	Cables de alambre	0.0033 - 0.0066	0.05 - 0.15
	Torones de 7 alambres	0.0033 - 0.0066	0.05 - 0.15
Cable no adherido pre-engrasado	Cables de alambre	0.0010 - 0.0066	0.05 - 0.15
	Torones de 7 alambres	0.0010 - 0.0066	0.05 - 0.15

Fuente: ACI 318-99. Tabla C18.6.2

Tabla XI. Coeficientes de fricción para cables postensados (AASHTO)

Tipo de acero	Tipo de conducto longitudinal	K/pie	μ
Alambre o torón no galvanizado	Hojas de metal pulido	0.0020	0.30
	Hojas de metal galvanizado	0.0015	0.25
	Engrasado y entorchado	0.0020	0.30
	Galvanizado rígido	0.0002	0.25
Barras de alta resistencia	Hojas de metal pulido	0.0003	0.20
	Hojas de metal galvanizado	0.0002	0.15

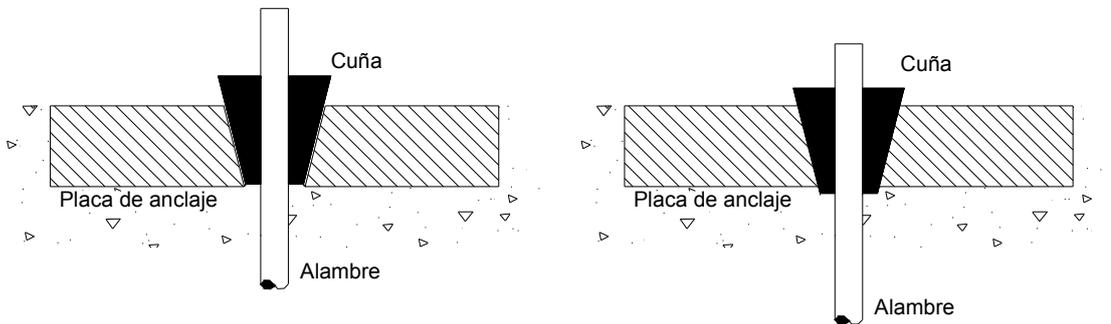
Fuente: AASHTO Especificaciones estándar para puentes de autopistas. Sección 9.16.1

3.2.2 Pérdidas por penetración de cuñas (p_2)

En los sistemas presforzados anclados por cuñas, los cables sufren un pequeño deslizamiento antes de quedar acuñaados. Esto ocurre tanto con armaduras pretensadas como con armaduras postensadas.

Se define la penetración de cuña como el movimiento solidario del cono macho y las armaduras activas hacia el interior del cono hembra, durante el anclaje, por efecto de la tensión de dichas armaduras (ver figura 17).

Figura 21. Pérdida de presfuerzo por penetración de cuña



La pérdida por penetración de cuña, es característica de cada sistema de pretensado y es función de la distancia longitudinal que el cable se desliza dentro de las cuñas antes de quedar anclado. Varía además para sistemas pretensados o postensados y según la longitud del mismo. En general, para cables rectos pretensados o postensados de corta longitud, la pérdida de fuerza por penetración de cuñas p_2 puede deducirse mediante la expresión:

$$p_2 = \frac{a \cdot E_p \cdot A_{ps}}{L}$$

Donde a es la penetración de la cuña y es un dato suministrado por el proveedor del anclaje. Un valor promedio para a puede ser de 2.5mm, aunque existen sistemas donde puede alcanzar hasta 5mm. Dado que este valor es fijo, los elementos de cortas distancias, sufren una pérdida porcentual mayor que la sufrida por elementos largos.

En los casos donde los cables tienen trazados muy largos o curvilíneos, la valoración de la pérdida de tensión por penetración de cuñas se hará teniendo en cuenta los rozamientos en los conductos. Para ello podrán considerarse las posibles variaciones de μ y K al destensar el cable, respecto a los valores que aparecen al tensar.

3.2.3 Pérdidas por acortamiento elástico del concreto (p_3)

Para determinar la pérdida de presfuerzo por acortamiento elástico, es necesario aclarar que ocurren diferentes fenómenos si se trata de estructuras de concreto pretensado o postensado.

3.2.3.1 Pérdidas por acortamiento elástico en estructuras pretensadas

Al recibir el concreto el presfuerzo de compresión que le transfiere el pretensado en el instante de liberar los anclajes de la base, sufre un acortamiento instantáneo. Como consecuencia, la armadura se acorta, produciéndose una pérdida de tensión en la misma.

Se puede valorar la pérdida por acortamiento elástico del concreto, teniendo en cuenta la deformación instantánea que se produce en el mismo al nivel del centro de gravedad de las armaduras activas, mediante el siguiente análisis: se sabe que el acortamiento elástico sufrido por el concreto, es el mismo que el sufrido por el acero:

$$\varepsilon_c = \varepsilon_s \quad \Rightarrow \quad \frac{f'_c}{E_c} = \frac{f_{ps}}{E_p}$$

$$\frac{p_3}{A_{ps}} = \frac{E_p \cdot P'}{E_c \cdot A_g} \quad \Rightarrow \quad p_3 = \frac{n \cdot A_{ps} \cdot P'}{A_g}$$

Donde n es la relación entre el módulo de elasticidad del acero y el módulo de elasticidad del concreto (ver la sección 4.4.9) y $P' = P_{gato} - p_1 - p_2$. Ciertamente la ecuación anterior no toma en cuenta el área transformada de concreto, pero según la observación de varios diseños, los resultados difieren en un porcentaje despreciable.

3.2.3.2 Pérdidas por acortamiento elástico en estructuras postensadas

En estructuras postensadas la pérdida por acortamiento elástico, no se toma en cuenta si se realiza solamente una operación de tensado, es decir si el gato presfuerza al elemento una sola vez. Pero regularmente los elementos postensados poseen más de un cable, por lo que es necesaria la aplicación de presfuerzo en varias etapas. Esto provoca un nuevo acortamiento elástico del concreto que destensa, en la parte proporcional correspondiente a este acortamiento, a los anteriormente anclados.

El valor promedio de esta pérdida suele ser muy aproximado al valor real y según el código modelo CEB-FIB para estructuras de concreto postensado en N operaciones, la pérdida por acortamiento elástico es igual a:

$$p_3 = \left(\frac{N-1}{2N} \right) \cdot \left(\frac{n \cdot A_{ps} \cdot P'}{A_g} \right)$$

3.3 Cálculo de las pérdidas diferidas P_{dif}

El término P_{dif} que aparece en la ecuación para el cálculo de la fuerza de presfuerzo efectiva, está formado por tres tipos de pérdidas que ocurren a lo largo de la vida de una estructura, y son función del tiempo t , que transcurre inmediatamente después de que ésta ha sido anclada e inyectada. Estas pérdidas son:

- Pérdidas por retracción del concreto (p_4)
- Pérdidas por fluencia del concreto (p_5)
- Pérdidas por relajación del acero de presfuerzo (p_6)

El cálculo exacto de cada una de estas variables conlleva un proceso donde intervienen muchas variables. Sin embargo, la AASHTO propone una metodología simplificada para calcular de forma aproximada las condiciones de pérdida diferida en una estructura. El presente trabajo está basado en las especificaciones de este código para proporcionar una herramienta didáctica sencilla que proporcione datos con una exactitud considerable.

3.3.1 Pérdidas por retracción del concreto (p_4)

La pérdida por retracción se debe a una pérdida de la humedad contenida en la mezcla del concreto durante el fraguado. El fenómeno se explica de mejor forma en la sección 2.2.5.2 de este trabajo; aquí se limita la explicación al método de cálculo de la pérdida que se produce en el presfuerzo aplicado a una estructura.

La ecuación de cálculo según la AASHTO, está basada en el porcentaje de humedad relativa promedio, que es un dato proporcionado en la figura 22, donde se puede ver las isohigras medias de humedad relativa para Guatemala según el INSIVUMEH. La ecuación de cálculo de esta pérdida es la siguiente:

- Para estructuras pretensadas: $\Delta f_{ps} = 117.21 - 1.034(HR)$ de donde se obtiene la pérdida por retracción en newtons (N):

$$p_4 = (117.21 - 1.034(HR)) * A_{ps}$$

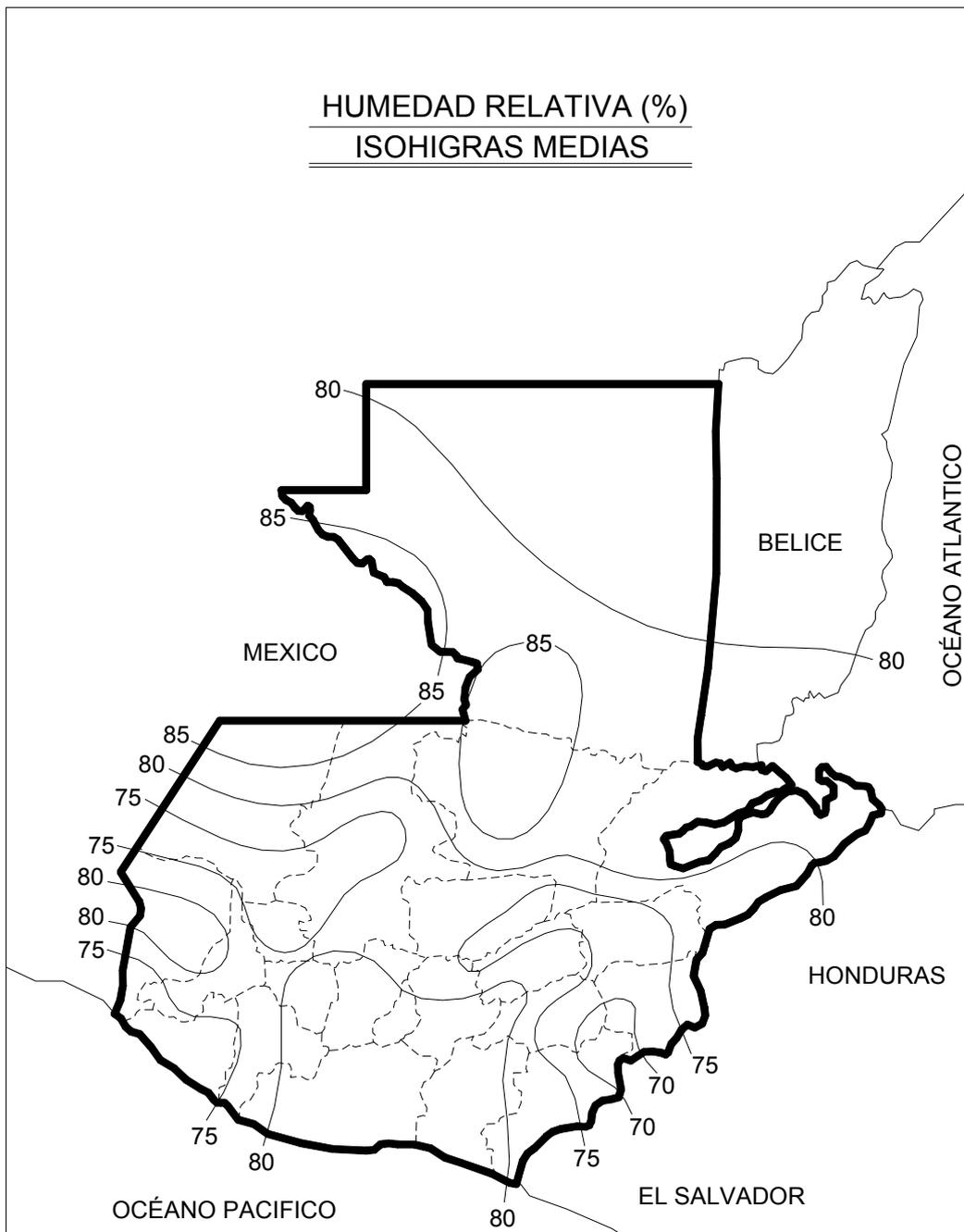
- Para estructuras postensadas: $\Delta f_{ps} = 0.80 * (117.21 - 1.034(HR))$ de donde se obtiene la pérdida por retracción en newtons (N):

$$p_4 = 0.80 * (117.21 - 1.034(HR)) * A_{ps}$$

En las ecuaciones anteriores, HR es la humedad relativa en porcentaje, y el área de acero de presfuerzo, A_{ps} esta en mm^2 . Este método de cálculo está basado en las características del concreto de peso normal y acero grado 250 ó 270, de siete alambres aliviados de esfuerzo o de baja relajación, o en acero de grado 240 en forma de alambres aliviados de esfuerzo, o barras de acero de alta resistencia de grado 145 a 160, lisas o troqueladas.

Para cálculos más precisos, es necesario un estudio profundo de los materiales a utilizar y de los factores climáticos relativos a la zona de trabajo. Aunque esta fórmula no es exacta, proporciona datos muy aproximados a los observados en el campo.

Figura 22. Humedad relativa porcentual para Guatemala. Isohigras medias



Fuente: Instituto de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMHE)

3.3.2 Pérdidas por fluencia del concreto (p_5)

De igual forma que la pérdida por retracción, la fluencia es un fenómeno que ocurre a lo largo del tiempo de vida de una estructura y provoca un aumento de las deformaciones relativas bajo un presfuerzo permanente. Esto provoca un acortamiento en los cables de presfuerzo, y por consiguiente una pérdida de presfuerzo p_5 .

El método propuesto por AASHTO, toma en cuenta el esfuerzo en el concreto, f_{cir} , aplicado en el centro de gravedad del acero de presfuerzo, debido a la fuerza de presfuerzo efectiva y al peso propio del elemento inmediatamente después de la transferencia y el esfuerzo en el concreto, f_{cds} aplicado en el centro de gravedad del acero de presfuerzo, debido a todas las cargas muertas, excepto la carga por peso propio del elemento en el momento de la aplicación de la fuerza de presfuerzo.

La fuerza para obtener el esfuerzo f_{cir} es la fuerza calculada después de las pérdidas instantáneas P_i y la forma de cálculo del esfuerzo f_{cds} es mediante la observación de la distribución de carga donde el momento o momentos sean máximos.

$$f_{cir} = -\frac{P_i}{A_g} \cdot \left[1 + \frac{e^2}{r^2} \right] + \frac{M_{pp} \cdot e}{I_g}$$

$$f_{cds} = \frac{M_D \cdot e}{I_g}$$

El momento M_D debe ser aproximado si el dato no se conoce. Regularmente es una fracción del momento por peso propio.

Se tiene así la siguiente ecuación de pérdida por presfuerzo para elementos tanto pretensados como postensados:

$$\Delta f_{ps} = 12 f_{cir} - 7 f_{cds}$$

y finalmente la ecuación de cálculo

$$p_5 = A_{ps} * (12 f_{cir} - 7 f_{cds})$$

3.3.3 Pérdidas por relajación del acero de presfuerzo (p_6)

La relajación del acero de presfuerzo, es la pérdida de sus esfuerzos cuando es presforzado y mantenido en esa deformación constante por un período considerable de tiempo. Esto provoca una pérdida de presfuerzo p_6 , que depende directamente de las características químicas y mecánicas de cada tipo de acero. Los proveedores de acero deben proporcionar una medida de la relajación en el tiempo de sus productos. Sin embargo, la AASHTO propone en su método de cálculo de pérdidas, las siguientes ecuaciones para el cálculo de pérdidas de presfuerzo en mega newtons (MN):

Estructuras pretensadas: Torón grado 250 a 270

$$p_6 = (137.9 \cdot A_{ps}) - 0.4 \cdot (p_3) - 0.2 \cdot (p_4 + p_5) \quad \text{Acero aliviado de esfuerzo.}$$

$$p_6 = (34.5 \cdot A_{ps}) - 0.10 \cdot (p_3) - 0.05 \cdot (p_4 + p_5) \quad \text{Acero de baja relajación.}$$

Estructuras postensadas: Torón grado 250 a 270

$$p_6 = (137.9 \cdot A_{ps}) - 0.3 \cdot (p_1) - 0.4 \cdot (p_3) - 0.2 \cdot (p_4 + p_5) \quad \text{Acero aliviado de esfuerzo.}$$

$$p_6 = (34.5 \cdot A_{ps}) - 0.07 \cdot (p_1) - 0.1 \cdot (p_3) - 0.05 \cdot (p_4 + p_5) \quad \text{Acero de baja relajación.}$$

Alambre grado 240 ksi

$$p_6 = (124.10 \cdot A_{ps}) - 0.3 \cdot (p_1) - 0.4 \cdot (p_3) - 0.2 \cdot (p_4 + p_5)$$

Barras grado 145 a 160 ksi

$$p_6 = 20.68 \cdot A_{ps}$$

3.4 Estimaciones globales de las pérdidas

Utilizando la metodología de la AASHTO para el cálculo de las pérdidas de presfuerzo en las armaduras activas, se puede asignar pérdidas globales a problemas relacionados con estructuras para puentes para carreteras. Estas pérdidas globales, han tenido un buen resultado en observaciones hechas a miles de estructuras que actualmente funcionan satisfactoriamente y que han sido diseñadas usando estos valores globales.

Estos valores de pérdidas se basan en el empleo de concreto de peso normal, con niveles de presfuerzo normales, y con condiciones de exposición promedio. No se incluye en estos valores la pérdida por fricción. Para diseños más refinados de estructuras poco comunes, se recomienda hacer el cálculo por separado de cada una de las pérdidas.

Tabla XII. Pérdidas globales por la AASHTO

Tipo del acero de presfuerzo	Pérdida total	
	f'c=28MPa	f'c=34MPa
Pretensado torón		310.26MPa
Postensado (a) alambre o torón	220.63MPa	227.53MPa
Varillas	151.68MPa	158.58MPa

(a) No se incluyen las pérdidas por fricción. Las pérdidas por fricción deben de calcularse de acuerdo con la sección 3.2.1 de este trabajo

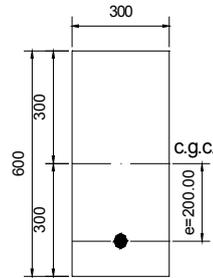
Fuente: Arthur H. Nilson. Diseño de estructuras de concreto presforzado. p. 266

3.5 Ejemplo de cálculo

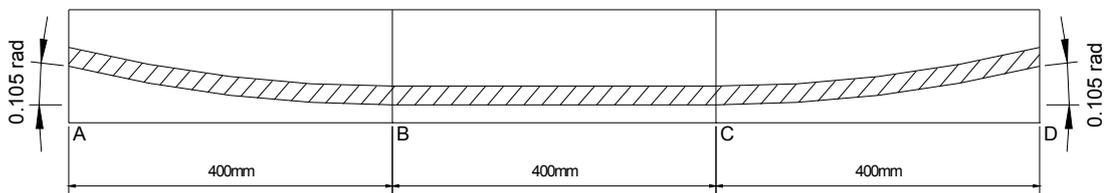
Determinar las pérdidas instantáneas y diferidas en porcentaje (%), que sufre una estructura como la mostrada en la figura 23, si es sometida a un esfuerzo inicial de $f_s=1316.61\text{MPa}$, aplicado a un área de 790.24mm^2 (8 torones de 12.70mm de diámetro).

El esfuerzo se hace en una sola aplicación y se considera que el sistema sufre una penetración de cuña de 2.5mm. La estructura se ejecutará en el perímetro del departamento de Chiquimula con una humedad relativa del 70%. El módulo de elasticidad del acero es de 200,000MPa. El coeficiente de fricción y de curvatura accidental son $\mu=0.25$ y $K=0.00340$. El concreto tiene una densidad en peso de $w_c=2.4 \times 10^{-5}\text{N/mm}^3$ y se considera una excentricidad mínima de 200mm.

Figura 23. Estructura del ejemplo de la sección 3.4



(a) Sección de estudio



(b) Elevación y trazo del cable

a) Cálculos preliminares:

Fuerza del gato $P_{gato} = f_s \cdot A_{ps} = 1316.61 \text{ MPa} \cdot 790.24 \text{ mm}^2 = 1,040,437.89 \text{ N}$

Área: $A_g = b \cdot h = (300 \text{ mm}) \cdot (600 \text{ mm}) = 180,000.00 \text{ mm}^2$

Inercia: $I_g = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{(300 \text{ mm}) \cdot (600 \text{ mm})^3}{12} = 5.4 \times 10^9 \text{ mm}^4$

Radio de giro $r^2 = \frac{I_g}{A_g} = \frac{5.4 \times 10^9 \text{ mm}^4}{180,000 \text{ mm}^2} = 30,000 \text{ mm}^2$

Peso unitario $W_{pp} = w_c \cdot A_g = (2.4 \times 10^{-5} \text{ N/mm}^3) \cdot (180,000.00 \text{ mm}^2) = 4.32 \text{ N/mm}$

Momento por peso propio:

$$M_{pp} = \frac{W_{pp} \cdot L^2}{8} = \frac{(4.32 \text{ N/mm}) \cdot (12 \times 10^3 \text{ mm})^2}{8} = 77,760,000.00 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

b) Cálculo de las pérdidas

1. Pérdidas por fricción p_1

Los resultados obtenidos para el cálculo de la fricción se presentan tabulados a continuación considerando los valores de $\mu=0.25$ y $K=0.00340$.

Tabla XIII. Resultados del análisis de las pérdidas por fricción por tramo del ejemplo de la sección 3.5

Segmento	L (m)	K*L	θ (rad)	$\mu*\theta$	K*L+ $\mu\theta$
A-B	4.0070	0.0136238	0.105	0.02625	0.0398738
B-C	4.0000	0.0136000	0.000	0.00000	0.0136000
C-D	4.0070	0.0136238	0.105	0.02625	0.0398738
	12.0140				0.0933476

Como se puede observar, la suma de los valores (KL+ $\mu\theta$) son menores que 0.30, por lo que puede usarse la ecuación siguiente para el cálculo de P_o :

$$P_{gato} = P_o \cdot (1 + \mu \cdot \theta + KL)$$

$$P_o = \frac{P_{gato}}{(1 + \mu \cdot \theta + KL)} = \frac{1,040,437.89N}{(1 + 0.0933476)} = 951,607.60N$$

$$p_1 = P_{gato} - P_o = 1,040,437.89N - 951,607.60N$$

$$p_1 = 88,830.29N$$

$$\%p_1 = \left[\frac{88,830.29N}{1,040,437.89N} \right] \cdot 100 = 8.54\%$$

2. Pérdidas por penetración de cuñas p_2

Usando los datos del problema se aplica la siguiente ecuación:

$$p_2 = \frac{a \cdot E_p \cdot A_{ps}}{L} = \frac{(2.5mm) \cdot (200,000MPa) \cdot (790.24mm^2)}{12 \times 10^3 mm} = 32,926.66N$$

$$\%p_2 = \left[\frac{32,926.66N}{951,607.60N} \right] \cdot 100 = 3.46\%$$

3. Pérdidas por acortamiento elástico del concreto p_3

Con los 8 torones tensados simultáneamente con un solo gato, el acortamiento elástico del concreto ocurrirá durante la operación del tensado y se compensará totalmente mediante una extensión adicional del gato, como consecuencia de esto, la pérdida por acortamiento elástico es cero.

$$p_3 = 0.00$$

$$\%p_3 = 0\%$$

La fuerza inicial en la transferencia, después de ocurridas todas las pérdidas instantáneas es:

$$P_i = P_{gato} - p_1 - p_2 - p_3$$

$$P_i = 1,040,437.89N - 88,830.29N - 32,926.66N - 0.00N$$

$$P_i = 918,680.94N$$

4. Pérdidas por retracción del concreto p_4

De las isohigras de la figura 22 se obtiene la humedad relativa porcentual para el departamento de Chiquimula que es de 70%. En base a este dato se aplica la ecuación siguiente para obtener la pérdida por retracción del concreto:

$$p_4 = 0.80 \cdot (117.21 - 1.034(HR)) \cdot A_{ps}$$

$$p_4 = 0.80 \cdot (117.21 - 1.034(70)) \cdot 790.24 \text{mm}^2 = 28,341.17 \text{ N}$$

$$\%p_4 = \left[\frac{28,341.17 \text{ N}}{918,680.94 \text{ N}} \right] \cdot 100 = 3.08\%$$

5. Pérdidas por fluencia del concreto p_5

$$f_{cir} = -\frac{P_i}{A_g} \cdot \left[1 + \frac{e^2}{r^2} \right] + \frac{M_{pp} \cdot e}{I_g}$$

$$f_{cir} = -\frac{918,680.94}{180,000} \cdot \left[1 + \frac{(200)^2}{30,000} \right] + \frac{77,760,000 \cdot (200)}{5.4 \times 10^9} = 9.03 \text{MPa}$$

Para el cálculo de f_{cds} se asumirá un momento por carga muerta adicional equivalente a un 60% del momento por peso propio, quedando $M_D = 46,656,000 \text{ N-mm}$.

$$f_{cds} = \frac{M_D \cdot e}{I_g} = \frac{46,656,000 \cdot (200)}{5.4 \times 10^9} = 1.73 \text{MPa}$$

$$p_5 = A_{ps} \cdot (12 f_{cir} - 7 f_{cds}) = 790.24 \cdot (12 \cdot 9.03 - 7 \cdot 1.73) = 76,060.54 N$$

$$\%p_5 = \left[\frac{76,060.54 N}{918,680.94 N - 28,341.17 N} \right] \cdot 100 = 8.55\%$$

6. Pérdidas por relajación del acero de presfuerzo p_6

Para el cálculo de esta pérdida, se tomará la ecuación para estructuras postensadas, donde se usa torón grado 270 aliviado de esfuerzo:

$$p_6 = (137.9 \cdot A_{ps}) - 0.3 \cdot (p_1) - 0.4 \cdot (p_3) - 0.2 \cdot (p_4 + p_5)$$

$$p_6 = (137.9 \cdot 790.24) - 0.3 \cdot (88,830.29) - 0.4 \cdot (0.00) - 0.2 \cdot (28,341.17 + 76,060.54)$$

$$p_6 = 61,444.67 N$$

$$\%p_6 = \left[\frac{61,444.67 N}{918,680.94 N - 28,341.17 N - 76,060.54 N} \right] \cdot 100 = 7.55\%$$

La fuerza efectiva de presfuerzo después de ocurridas todas las pérdidas, es de:

$$P_e = P_{gato} - p_1 - p_2 - p_3 - p_4 - p_5 - p_6$$

$$P_e = 1,040,437.89 N - 88,830.29 N - 32,926.66 N - 0.00 N - 28,341.17 N - 76,060.54 N - 61,444.67 N$$

$$P_e = 752,834.56 N$$

c) Cuadro del resumen de los porcentajes de pérdidas

Tabla XIV. Resumen de pérdidas para el ejemplo de la sección 3.5

Fuente de pérdida	Pérdida (N)	Porcentaje de pérdida
Pérdidas instantaneas		
1. Pérdida por fricción (p1)	88,830.29	8.54%
2. Pérdida por penetración de cuñas (p2)	32,926.66	3.46%
3. Pérdida por acortamiento elástico de concreto (p3)	0.00	0.00%
Sumatoria de pérdidas instantaneas	121,756.95	12.00%
Perdidas diferidas		
4. Pérdida por retracción del concreto (p4)	28,341.17	3.08%
5. Pérdida por fluencia del concreto (p5)	76,060.54	8.55%
6. Pérdida por relajación del acero de presfuerzo (p6)	61,444.67	7.55%
Sumatoria de pérdidas diferidas	165,846.38	19.18%

3.6 Didáctica de investigación

Los temas sugeridos para la investigación por parte del estudiante al finalizar el capítulo son:

- Investigar la metodología de cálculo de pérdidas diferidas propuesta por el comité ACI 209 y ACI 435.
- Método de reducción de pérdidas por fricción utilizando el sobretensado de cables.

4. ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO PRESFORZADO

Para comprender mejor el comportamiento de una estructura de concreto presforzado, es indispensable tener la capacidad de estudiar cada uno de sus componentes (concreto y acero) por separado tanto antes como después de su puesta en servicio. Por esta razón se divide el estudio de una estructura en dos fases: el análisis y el diseño.

Se entiende por análisis, la determinación de los esfuerzos en el acero y concreto cuando la forma y tamaño de una sección ya se conocen. Se entiende por diseño, a la elección de una sección adecuada dentro de muchas formas y dimensiones posibles para solucionar un problema de forma óptima. A continuación se exponen las teorías y variables que intervienen en el análisis de estructuras presforzadas y al finalizar una metodología de diseño basada en dicho análisis.

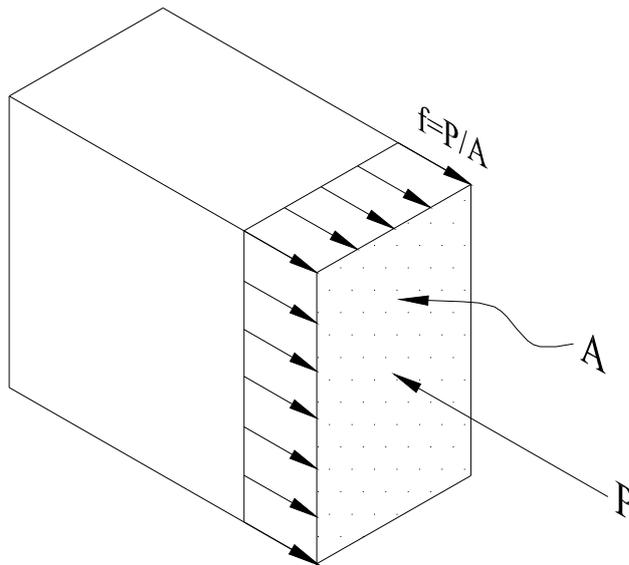
4.1 Teoría elástica. Combinación de esfuerzos en una sección

La teoría elástica está basada en las propiedades mecánicas de los materiales, las cuales según su diagrama esfuerzo-deformación no deben sobrepasarse del límite de proporcionalidad, dentro del cual se cumple la ley de Robert Hooke que dice: “según la deformación, así es la fuerza”. Esta ley se aplica al diseño de estructuras de concreto presforzado, para determinar el diagrama de esfuerzos en una sección de estudio. Los esfuerzos que se consideran por los efectos de la carga de presfuerzo y el momento flexionante externo son los esfuerzos simples y los esfuerzos flexionantes.

4.1.1 Esfuerzo simple

La fuerza por unidad de área que soporta un material se suele llamar esfuerzo simple en el material, y se expresa matemáticamente en la forma: $f = \frac{P}{A}$. En el caso del concreto presforzado, P es la fuerza de presfuerzo aplicada al acero y transferida a un área A de concreto o acero en la sección de estudio.

Figura 24. Distribución de esfuerzo simple en una sección

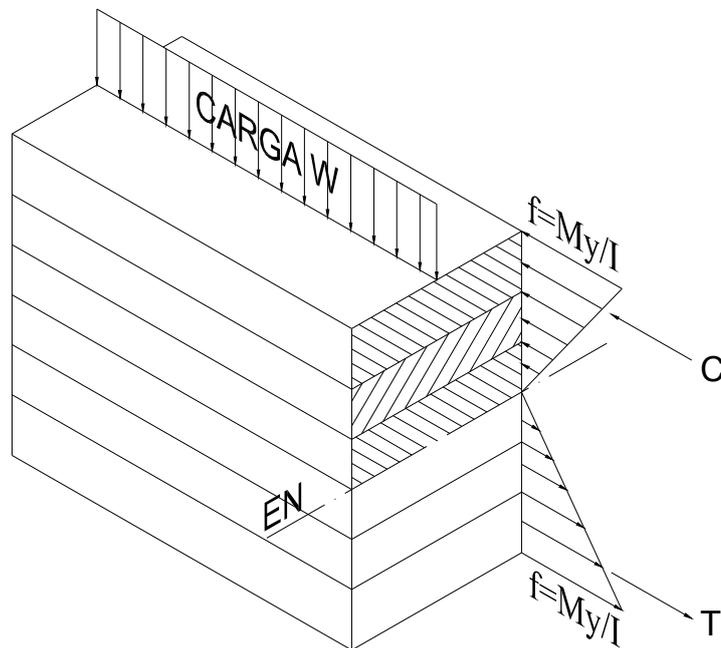


4.1.2 Esfuerzo flexionante

La fuerza aplicada perpendicularmente al eje longitudinal de un elemento, genera un momento flexionante en las secciones transversales a dicho eje, este momento flexionante, produce a su vez esfuerzos tanto de tensión como de compresión en la sección transversal de estudio. Estos esfuerzos son directamente proporcionales a la distancia entre la fibra considerada sobre la sección y el eje neutro de la misma, es decir, varían de forma lineal.

El esfuerzo flexionante se calcula por la bien conocida fórmula de la flexión $f = \frac{M \cdot y}{I}$, donde M es el momento flexionante, y es la distancia del eje neutro a la fibra de estudio e I es la inercia de la sección de estudio.

Figura 25. Distribución de esfuerzos flexionantes en una sección



4.1.3 Combinación de esfuerzos

El esfuerzo resultante en una sección de estudio, es representado por un diagrama lineal que expresa la superposición del esfuerzo simple (regularmente de compresión) y el esfuerzo flexionante (ya sea de tensión o de compresión). Matemáticamente es la sumatoria de esfuerzos considerando el signo, según el tipo de carga que lo produce, así es positivo (+) para tensión y negativo (-) para compresión:

$$f = \pm \frac{P}{A} \pm \frac{M \cdot y}{I} \quad (\text{Ver figura 7-c}).$$

4.2 Esfuerzos en los componentes de una sección presforzada

En base a los tipos de cargas que intervienen en el análisis de una sección de concreto presforzado, se puede observar que, además de los efectos de la flexión, es necesario considerar los efectos de la carga de presfuerzo. Esta es una característica esencial que diferencia al diseño en concreto reforzado del presforzado. Además, es necesario analizarlo de forma independiente para el concreto y para el acero.

4.2.1 Esfuerzos en el concreto debidos al presfuerzo

Los esfuerzos en el concreto debidos al presfuerzo se calculan en base a la teoría elástica. La carga de presfuerzo, puede producir esfuerzo simple y esfuerzo flexionante, dependiendo de su posición con respecto al centroide de la sección de estudio. Así se tiene esfuerzo concéntrico y esfuerzo excéntrico.

4.2.1.1 Esfuerzo concéntrico

El esfuerzo concéntrico, considerado en una sección suficientemente alejada del punto de aplicación de la fuerza de presfuerzo, produce un esfuerzo simple $f = -\frac{P}{A}$. Este esfuerzo es constante a lo largo de dicha sección y regularmente es de compresión como se observa en la figura 24.

4.2.1.2 Esfuerzo excéntrico

Si se supone que la fuerza de presfuerzo P es aplicada a una distancia e del centroide de la sección de estudio, entonces es posible descomponer al presfuerzo en dos componentes.

Una fuerza concéntrica P y un momento flexionante $P \cdot e$. Por los principios anteriormente expuestos, la excentricidad de una fuerza de presfuerzo produce entonces una combinación de esfuerzo simple y esfuerzo flexionante

$f = -\frac{P}{A} \pm \frac{M \cdot y}{I}$, donde, $M = P \cdot e$; se tiene entonces:

$$f = -\frac{P}{A} \pm \frac{(P \cdot e) \cdot y}{I}$$

4.2.2 Esfuerzos en el concreto debidos a las cargas externas

Las cargas que un elemento estructural presforzado recibe, pueden ser: cargas vivas, cargas muertas, cargas por viento o sismo, cargas de presión hidrostática, etcétera. Sin embargo, todas estas cargas, generalmente producen un momento flexionante que produce un esfuerzo flexionante en la sección de estudio.

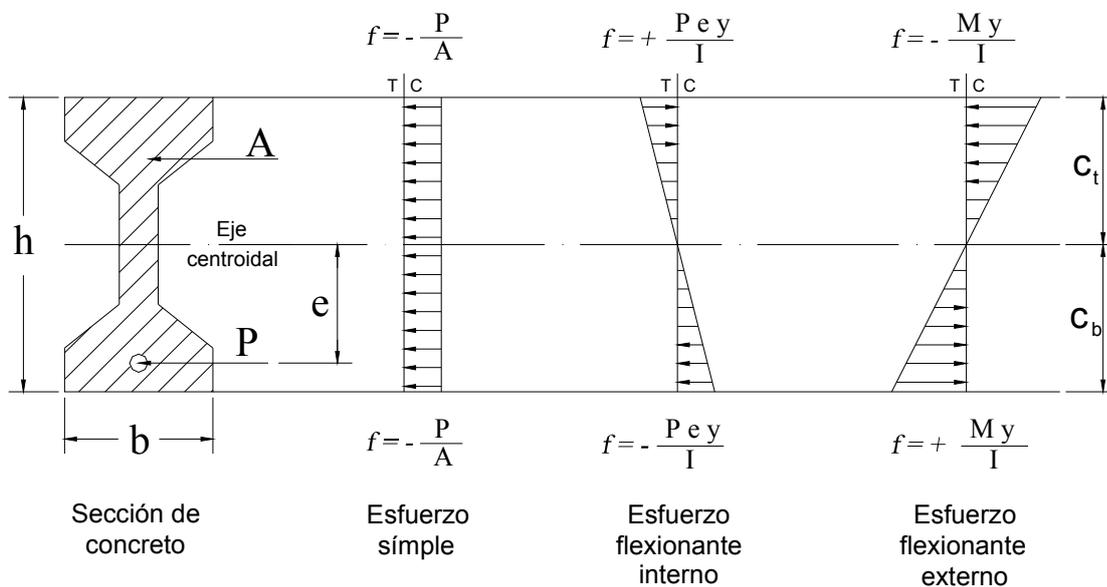
Este esfuerzo flexionante se calcula por la fórmula del esfuerzo flexionante anteriormente mencionada: $f = \pm \frac{M \cdot y}{I}$, donde M toma el valor del momento flexionante externo. Este esfuerzo suele calcularse por etapas, pues regularmente la primer carga que interviene en la transferencia del presfuerzo, es el peso propio del elemento, después de la aplicación del presfuerzo y de presentadas todas las pérdidas diferidas, se aplican las cargas de trabajo y por último, se aplican las sobrecargas. De esta manera, es necesario calcular por separado los momentos por peso propio del elemento en la transferencia, los momentos por carga de trabajo y el momento resistente a la ruptura (por sobrecargas inesperadas).

4.2.3 Ecuación general de esfuerzos en una sección presforzada

Ya se han visto separadamente los esfuerzos que intervienen en una sección de concreto presforzado, ahora por la superposición de resultados, se puede obtener el esfuerzo total en cualquier fibra de dicha sección en cualquier etapa de diseño, ya sea en la transferencia o en la puesta en servicio de la estructura. De esta manera se tiene la ecuación general de esfuerzos en una sección de concreto presforzado:

$$f_c = -\frac{P}{A} \pm \frac{(P \cdot e) \cdot y}{I} \pm \frac{M \cdot y}{I}$$

Figura 26. Combinación de esfuerzos en una sección



Es importante hacer notar que los valores que se introducen en cada variable, pueden variar sustancialmente dependiendo de la etapa de diseño en que se aplique la fórmula, así P puede estar o no reducida por las pérdidas, I puede ser la inercia de la sección neta o de la sección transformada si la viga está o no adherida, y puede ser medida desde el centroide de la sección neta o de la sección transformada y M puede ser el momento por peso propio únicamente o por la combinación de determinadas cargas externas.

Los valores que se apliquen a cada variable, pueden ser fácilmente determinados en base a la experiencia del diseñador y a la aplicación del buen sentido común, usando la metodología expuesta en este capítulo.

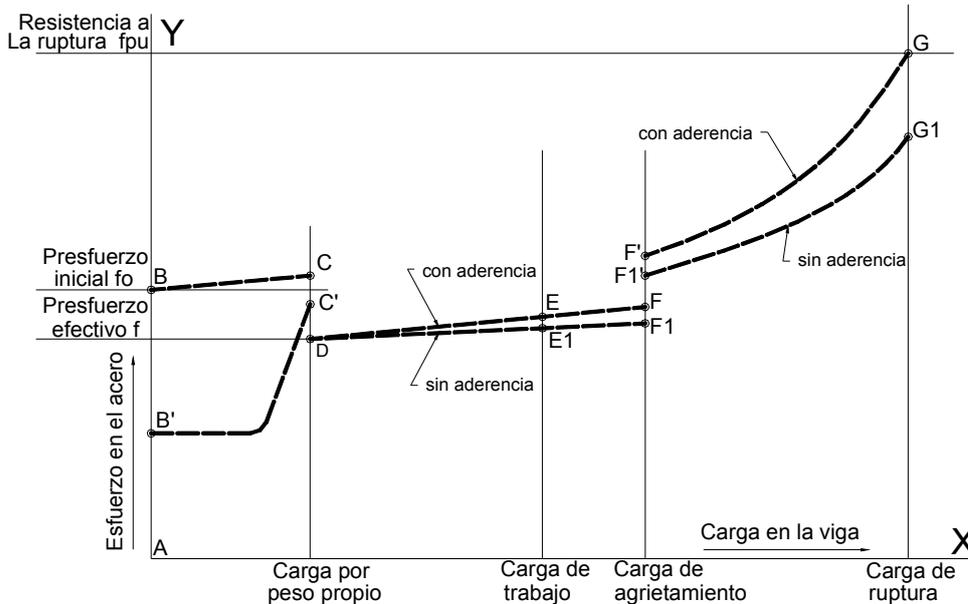
4.2.4 Esfuerzos en el acero de presfuerzo

El esfuerzo en el acero de las armaduras activas, está dado por la aplicación de la fuerza de presfuerzo dividido por el área de acero del cable. Esto es un esfuerzo simple en el acero dado por la fórmula

$$f_{ps} = \frac{P}{A_{ps}} \cdot$$

Sin embargo, este esfuerzo medido con manómetro en el momento de la aplicación de la fuerza de presfuerzo, sufre algunas variaciones durante la aplicación de las cargas de trabajo, las cuales se exponen en la siguiente gráfica:

Figura 27. Variación del esfuerzo en el acero con la carga



Fuente: T. Y., Lin. **Diseño de estructuras de concreto presforzado. p. 155**

- De A-B, el esfuerzo inicial es aplicado con el gato hidráulico y es medido con un manómetro. Las pérdidas instantáneas han tenido lugar.
- De B-C, el esfuerzo en el acero aumenta debido a que el acero inicia a soportar el peso propio del elemento presforzado.
- De C-D, ocurren las pérdidas diferidas, y se obtiene el presfuerzo efectivo de diseño en el acero.
- De D-E, se aplican las cargas externas hasta obtener la carga de trabajo o carga de diseño. Aquí el cálculo del presfuerzo efectivo puede variar, si la viga está o no adherida, debido a la distribución de esfuerzos a lo largo del cable de acero de presfuerzo.

- De E-F, la carga de trabajo se aumenta hasta la carga de agrietamiento, y la tendencia sigue siendo lineal, pues el elemento estructural aún responde a la teoría elástica.
- De F-G, la teoría elástica no se aplica y el esfuerzo en el acero se ve incrementado de forma repentina debido a la falla. Esto continúa hasta el punto de ruptura de la estructura.

4.2.4.1 Esfuerzos en el acero en vigas con adherencia

Las vigas con adherencia, siguen un patrón de distribución de esfuerzos que responde a la teoría elástica. Esto simplifica los cálculos, pues se considera que las deformaciones en el concreto son las mismas (por adherencia) que en el acero, y por relación de esfuerzos, se puede determinar que el esfuerzo en el acero es proporcional al esfuerzo en el concreto así:

$$\Delta f_s = n \cdot f_c = \frac{n \cdot P}{A_t} .$$

Donde n es la relación de módulos de elasticidad, P es la fuerza o carga de presfuerzo que se aplica en determinada etapa de diseño a la altura del c.g.a. y A_t es el área transformada de la sección de estudio.

4.2.4.2 Esfuerzos en el acero en vigas sin adherencia

Las vigas sin adherencia son diferentes a las adheridas, debido a que la distribución de esfuerzos en el acero aumenta más lentamente pues cualquier deformación se distribuye a lo largo de toda la longitud del cable de presfuerzo.

Esto es provocado por un deslizamiento del cable dentro del conducto. Para calcular el esfuerzo en el acero, se deben calcular entonces las deformaciones en el mismo debido al momento de la carga de trabajo. Sea M el momento en cualquier punto de una viga sin adherencia; la deformación unitaria en el concreto en cualquier punto está dada por:

$$\delta = \frac{f}{E_c} = \frac{M \cdot y}{E_c \cdot I}$$

La deformación total a lo largo del cable es entonces

$$\Delta = \int \delta \, dx = \int \frac{M \cdot y}{E_c \cdot I} \cdot dx$$

La deformación promedio es

$$\frac{\Delta}{L} = \int \frac{M \cdot y}{L \cdot E_c \cdot I} \cdot dx$$

El esfuerzo promedio es

$$f_s = E_s \cdot \frac{\Delta}{L} = \int \frac{M \cdot y \cdot E_s}{L \cdot E_c \cdot I} \cdot dx$$

$$f_s = \frac{n}{L} \cdot \int \frac{M \cdot y}{I} \cdot dx$$

Si y e I son constantes, y M es una forma integrable de x , la solución es simple, si no debe emplearse una integración gráfica o aproximada.

4.3 Teoría plástica. Momento nominal de ruptura en una sección

La teoría plástica está basada en las características que desarrollan los materiales cuando son esforzados más allá de su límite de proporcionalidad, el cual limita la zona elástica de la zona plástica en el diagrama esfuerzo-deformación. En esta zona no se cumple la ley de Hooke y por lo tanto, las ecuaciones desarrolladas para la zona elástica, que determinan el fenómeno de la flexión, no se pueden aplicar.

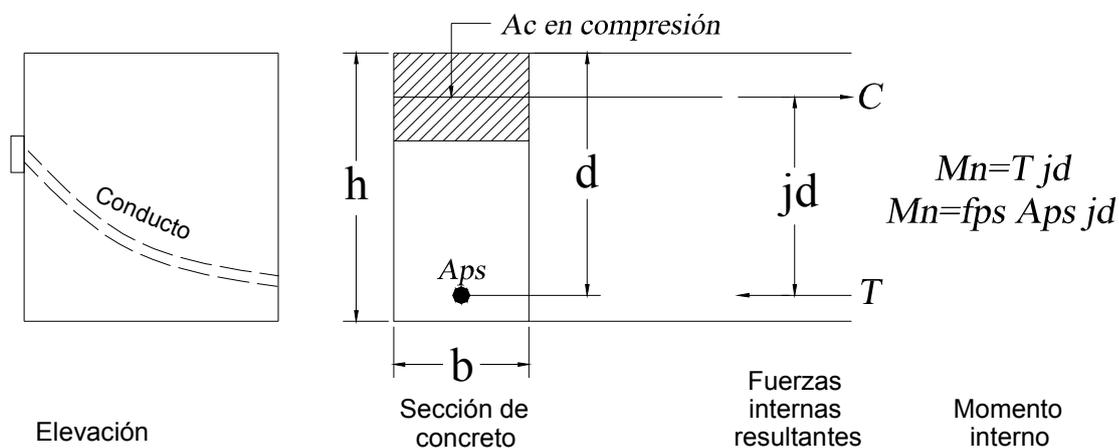
Básicamente, esta teoría es la utilizada por la ACI para el diseño de estructuras tanto reforzadas como presforzadas y está directamente relacionada con las normas de la AASHTO para diseño de puentes. Por esta razón, se considera imprescindible que el estudiante y el profesional, conozcan las bases de análisis mediante el cual se puede predecir el comportamiento de una estructura presforzada cuando se le esfuerza más allá de su límite proporcional hasta el momento nominal de ruptura.

El momento nominal de ruptura se consigue esforzando una estructura hasta su esfuerzo último, ya sea de tensión (en el acero) o de compresión (en el concreto), en el cual se produce la falla. Este es un límite al cual nunca debe llegar una estructura en servicio y para evitar tal situación, los códigos consideran una serie de parámetros de seguridad que ayudan al diseñador a crear estructuras altamente seguras y altamente deformables antes de la ocurrencia de la falla.

Por efectos didácticos, únicamente se considera en el presente trabajo el análisis de estructuras estáticamente determinadas, con armaduras activas adheridas, en las cuales la falla es primeramente una falla por flexión. Esto se hace, pues otras consideraciones son necesarias para los casos especiales.

La teoría está basada en el principio de un momento resistente interno en una estructura presforzada, como el de cualquier otra estructura en flexión, el cual soporta los momentos externos. En la carga de ruptura, el momento par se forma de dos fuerzas T y C , actuando con un brazo de palanca jd . El acero proporciona la fuerza de tensión T y el concreto la fuerza de compresión C .

Figura 28. Momento interno en una sección de concreto presforzado



Si se considera que el acero está esforzado a su resistencia nominal f_{ps} , entonces $T = A_{ps} \cdot f_{ps}$, y basados en la figura 28, por estática, la fuerza de tensión T debe ser igual a la fuerza de compresión C , se tiene entonces que

$$C = T = A_{ps} \cdot f_{ps} .$$

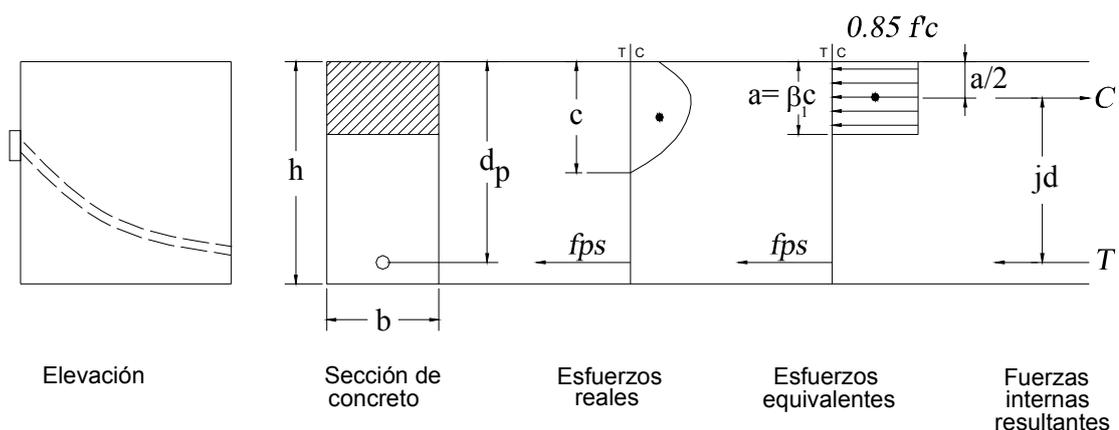
Sea jd el brazo de palanca entre las fuerzas C y T , entonces el momento nominal de ruptura interno resistente es:

$$M_N = T \cdot jd = A_{ps} \cdot f_{ps} \cdot jd$$

El problema ahora consiste en definir la distancia jd a la cual está actuando la fuerza de compresión C , que debe localizarse en el centro de presiones del área de concreto a compresión. La teoría plástica para la distribución del esfuerzo compresivo en el concreto que acepta como correcta el código de la ACI, es la que propone un bloque rectangular de esfuerzos, donde el esfuerzo promedio de compresión es igual a $0.85 \cdot f'_c$ y la profundidad equivalente al eje neutro es la distancia $a = \beta_1 \cdot c$, donde c es la distancia al eje neutro real de la sección medida desde la fibra de deformación unitaria máxima y β_1 es el factor de reducción equivalente que se define en la sección 4.4.11 de este trabajo. En base al bloque de esfuerzos propuesto, se define la fuerza de compresión C así: $C = 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b$, de donde se obtiene el valor de a :

$$a = \frac{C}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{A_{ps} \cdot f_{ps}}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$$

Figura 29. Sección de concreto presforzado cuando se alcanza la resistencia última



Esta ecuación es aplicable directamente a secciones donde el ancho b del área de compresión considerada sea constante. Si la sección es de tipo T o I, y la profundidad del eje neutro es mayor que el espesor del patín, la fórmula no se aplica directamente sino por partes.

Se localiza C en el centro de presiones del bloque rectangular equivalente de donde se obtiene el brazo de palanca jd :

$$jd = d - \frac{a}{2}$$

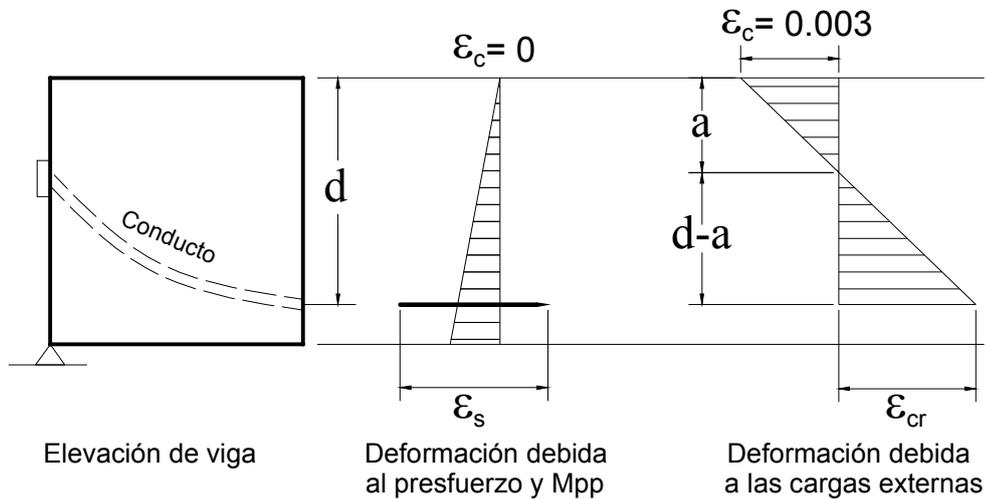
El momento nominal de ruptura queda entonces definido por

$$M_N = A_{ps} \cdot f_{ps} \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Esta ecuación supone que el acero alcanza la resistencia última antes que el concreto. A este tipo de estructuras se les denomina sub-reforzadas. Pero existe la posibilidad que en una estructura falle primero el concreto y en este caso, el acero no ha alcanzado aún la resistencia última; estas estructuras son conocidas como estructuras sobre-reforzadas.

Para el estudio de estructuras sobre-reforzadas, es necesario tomar en cuenta la deformación máxima del concreto en la falla y su relación con la deformación del acero. La máxima deformación utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del hormigón se supone igual a 0.003.

Figura 30. Deformación en el acero y el concreto en la ruptura



De acuerdo con la figura 30, la deformación del acero de presfuerzo en la ruptura está dada por:

$$\frac{0.003}{a} = \frac{\epsilon_{cr}}{(d-a)} \quad \Rightarrow \quad \epsilon_{cr} = \frac{0.003 \cdot (d-a)}{a}$$

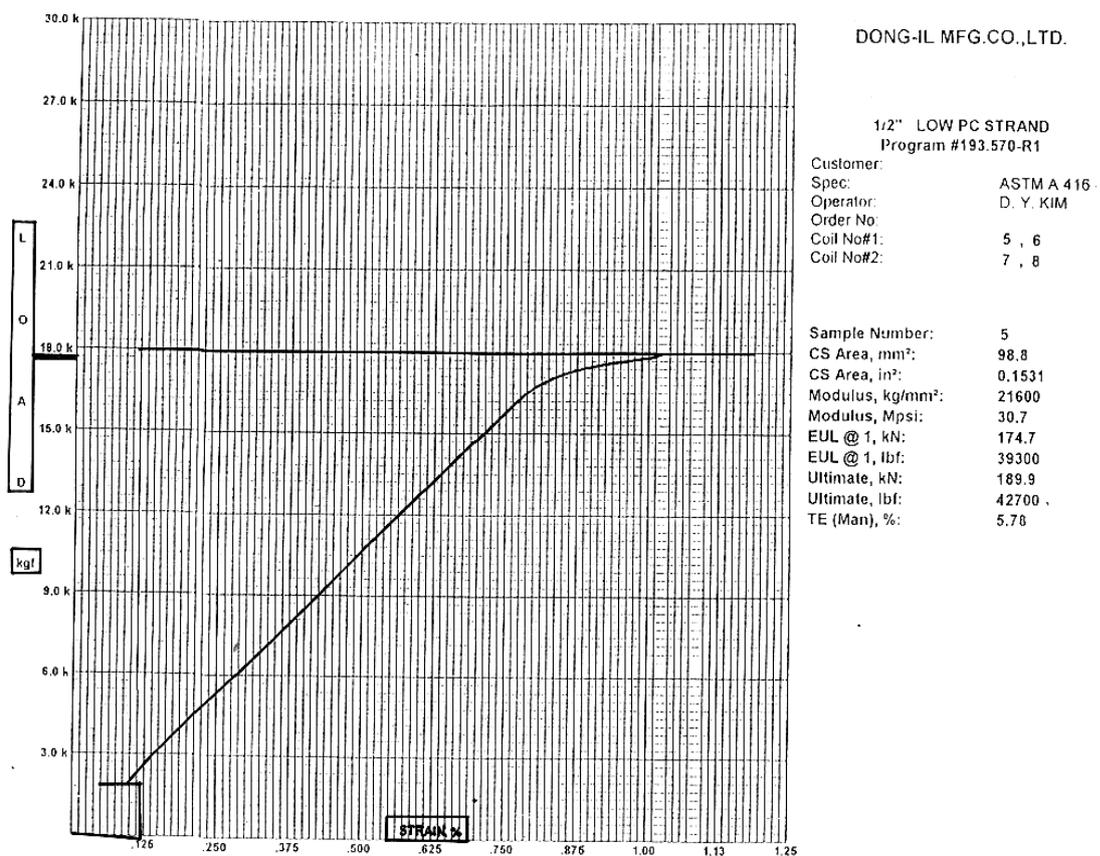
Esta deformación debe ser incrementada por la deformación que el acero sufre debido a la fuerza de presfuerzo efectiva, la cual toma en cuenta las pérdidas diferidas y que equivale a

$$\epsilon_s = \frac{Pe}{E_p \cdot A_s}$$

La deformación total está dada por la suma de $\epsilon_{cr} + \epsilon_s = \epsilon_{total}$. Como se ha visto, esta deformación corresponde a la zona plástica del diagrama esfuerzo-deformación del acero de presfuerzo, y en base a este diagrama, se puede obtener el esfuerzo correspondiente para esa deformación.

Es necesario contar con un diagrama de esfuerzo-deformación como el mostrado en la figura 31 para este tipo de análisis, pues conforme a éste, se determina el esfuerzo real que está sufriendo una armadura activa. Es la única forma pues la ley de Hooke no se cumple. Usando este valor, se determina la profundidad del bloque de esfuerzos equivalente a y por último el momento nominal de ruptura según la ecuación anterior para M_N .

Figura 31. Especificaciones técnicas y curva de esfuerzo-deformación con módulo de elasticidad consignado. Torón diámetro 12.70mm ASTM A416



Fuente: Ingeniería Técnica S.A.

4.4 Definición de las principales variables usadas en el análisis y diseño de un elemento de concreto presforzado

Habiendo conocido como se calculan los esfuerzos en cualquier parte de una sección de estudio, tanto en el concreto como en el acero, se hace necesario conocer una terminología que permita generalizar conceptos usados en el análisis y diseño del concreto presforzado

4.4.1 Sección de estudio

La sección de estudio es la sección transversal de un elemento de concreto presforzado donde se considera crítico el momento producido tanto por las fuerzas externas, como por las fuerzas internas. Así, por ejemplo, en una viga isostática, con carga distribuida y presfuerzo no lineal aplicado, la sección de estudio donde el momento es máximo es al centro del claro entre los apoyos (ver figura 5).

4.4.2 Área de la sección de estudio *A*

El área que se usa para diseñar una estructura de concreto presforzado, es una variable que depende de la etapa de diseño en que se encuentre una estructura. Así, se tiene tres tipos de áreas a considerar: área grande de concreto, área neta de concreto y el área transformada. La primera, es la que suele usarse para todas las etapas de diseño, cuando el margen de error en el diseño es amplio. Sin embargo, para diseños que requieren de una extrema exactitud, es necesario usar en su debido momento el área neta y el área transformada. El margen de error que produce usar la primera o la combinación de las otras dos, es pequeño, por lo que muchos autores y diseñadores recomiendan el uso del área grande en todos los cálculos.

4.4.2.1 Área grande de concreto A_g

El área grande de concreto, es el área total de la sección, sin considerar la existencia del área de los conductos para armaduras activas ni el área de las armaduras pasivas. Así por ejemplo, el área grande de una viga rectangular es simplemente $A_g=bh$, donde b es la base y h la altura total del rectángulo. Suele usarse en estructuras que no requieren una extrema exactitud o para fines didácticos.

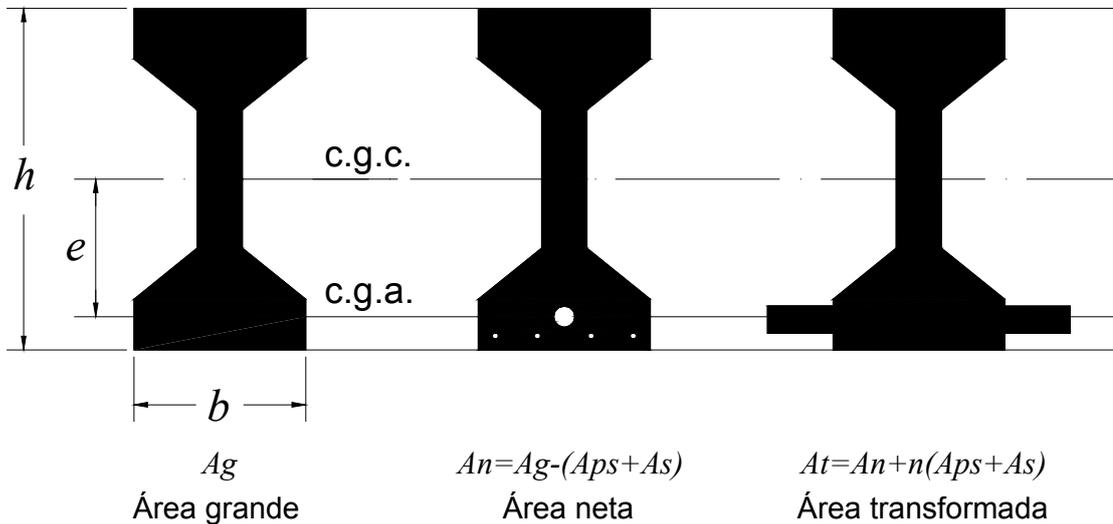
4.4.2.2 Área neta de concreto A_n

El área neta de concreto es la diferencia entre el área grande de concreto y el área que ocupan los conductos de armaduras activas y el área de las armaduras pasivas. Así se tiene: $A_n=A_g-(A_{ps}+A_s)$. Esta área se usa en la etapa de la transferencia, cuando el cable aún no ha sido adherido.

4.4.2.3 Área transformada A_t

El área transformada es una idealización de la sección de estudio, que considera la equivalencia del área de acero a un área imaginaria de concreto. Esto se logra gracias a la relación de módulos de elasticidad de los dos materiales a considerar, multiplicados por su respectiva área. Ahora se puede definir el área transformada de concreto como $A_t=A_n+n_1A_{ps}+n_2A_s$, donde n_1 es la relación de módulos con armadura activa y n_2 es la relación de módulos con armadura pasiva. El área transformada suele usarse en la etapa de aplicación de las diferentes cargas de trabajo, después que el cable ha sido adherido. Para efectos didácticos, $n_1 = n_2$.

Figura 32. Áreas a considerar en una sección de estudio



4.4.3 Centro de gravedad del concreto c.g.c.

El centro de gravedad del concreto o centroide de la sección, es una propiedad geométrica, que se obtiene de la relación del primer momento de área y el área considerada, que puede ser cualquiera de las anteriormente definidas. El primer momento de área, regularmente se calcula únicamente para el eje Y, cuando el elemento está sometido a flexión concéntrica, pues se supone que la distribución de momentos no provoca torsión.

4.4.4 Centro de gravedad del acero c.g.a.

El centro de gravedad del acero está localizado a una distancia que va desde el centroide de los conductos de presfuerzo hasta el centro de gravedad del concreto, c.g.a. La deducción de esta variable depende del tipo de estructura a usar, pues tiene mucho que ver con la geometría de la sección y la excentricidad de diseño.

4.4.5 Inercia de la sección de estudio I

La inercia de la sección de estudio o segundo momento de área, es el valor geométrico que se da a la sumatoria de las áreas multiplicadas por el cuadrado de las distancias desde un eje dado, hasta su centroide. En realidad, la inercia es un valor de frecuente uso en el diseño de estructuras, así que la discusión aquí está enfocada a qué áreas deben considerarse para el cálculo de dicha inercia.

4.4.5.1 Inercia del área grande de concreto I_g

Es la inercia de la sección sin considerar el área de los conductos y armaduras pasivas dentro de la sección. De igual forma, suele usarse para diseños que no requieren una extrema exactitud, aunque regularmente se recomienda su uso en la mayoría de los diseños.

4.4.5.2 Inercia del área neta de concreto I_n

Esta inercia considera el área y la forma de los conductos (si se conoce), y la resta de la inercia del área grande de concreto. Debe usarse en la transferencia, cuando el cable no ha sido adherido. Regularmente es despreciable la diferencia entre I_g e I_n , pero en estructuras donde el área de los conductos es representativa, debe ser considerada.

4.4.5.3 Inercia del área transformada I_t

La inercia del área transformada, toma en cuenta el área y la forma de los conductos (si se conoce), y los suma a la inercia del área neta de concreto. Suele usarse en la sección después que el cable ha sido adherido.

4.4.6 Momento en la transferencia M_{pp} . Peso propio

El momento en la transferencia es un momento flexionante producido por el peso propio del elemento de carga, el cual actúa en el momento del “despegue” de la estructura. El “despegue” es el término que describe la deformación por contraflecha que producen los presfuerzos excéntricos aplicados en la armadura activa.

Durante la transferencia, es necesario tomar en cuenta el momento producido por el peso propio del elemento, que viene a equilibrar los esfuerzos producidos por la aplicación del presfuerzo. Es diferente el peso propio del elemento de la carga muerta pues en las estructuras presforzadas regularmente se agrega la carga muerta (de losas, entrepisos, muros, etc.) después de tensado el elemento de carga. Esto ocurre por ejemplo, cuando sobre una viga se agrega una losa fundida que no forma parte de la sección de estudio en la transferencia.

4.4.7 Momento de la carga de trabajo M_{ct}

Es el momento que actúa sobre el elemento presforzado, después de la transferencia. La carga de trabajo puede ser producida por cargas muertas adicionales, cargas vivas, sismo, presión hidrostática, por viento, por presiones de suelos, etcétera. Estos momentos se calculan con métodos de análisis estructural.

4.4.8 Momento total M_t

Es la sumatoria de momentos antes de la transferencia y después de ésta, incluyendo las cargas de trabajo para las que ha sido diseñada una estructura:

$$M_t = M_{pp} + M_{ct}$$

4.4.9 Relación de módulos de elasticidad n

Es la relación entre el módulo de elasticidad del acero y el módulo de elasticidad del concreto ya sea para armaduras activas o pasivas. La determinación exacta se logra únicamente a través de ensayos de laboratorio. La ACI recomienda el uso de $E_s = 200,000\text{MPa}$ para acero de refuerzo y un valor dado por el fabricante del acero de presfuerzo para E_p . Para efectos didácticos, puede usarse el mismo valor para E_s y E_p igual a $200,000\text{MPa}$, y un valor promedio de $n = 7$ para armaduras activas y pasivas. Los valores de E_c se definen en la sección 2.2.2, de este trabajo.

$$n_1 = \frac{E_p}{E_c} = 7 \qquad n_2 = \frac{E_s}{E_c} = 7$$

4.4.10 Núcleo de compresiones

El núcleo de compresiones, es el área que limita la actuación de la fuerza de compresión en una sección de estudio, para que no exista tensión en las fibras extremas. El núcleo de compresiones está limitado por las variables k_t y k_b , que son las distancias hacia la fibra superior e inferior respectivamente del núcleo de compresiones, definidas como sigue:

$$k_t = \frac{r^2}{c_b} \qquad \text{y} \qquad k_b = \frac{r^2}{c_t},$$

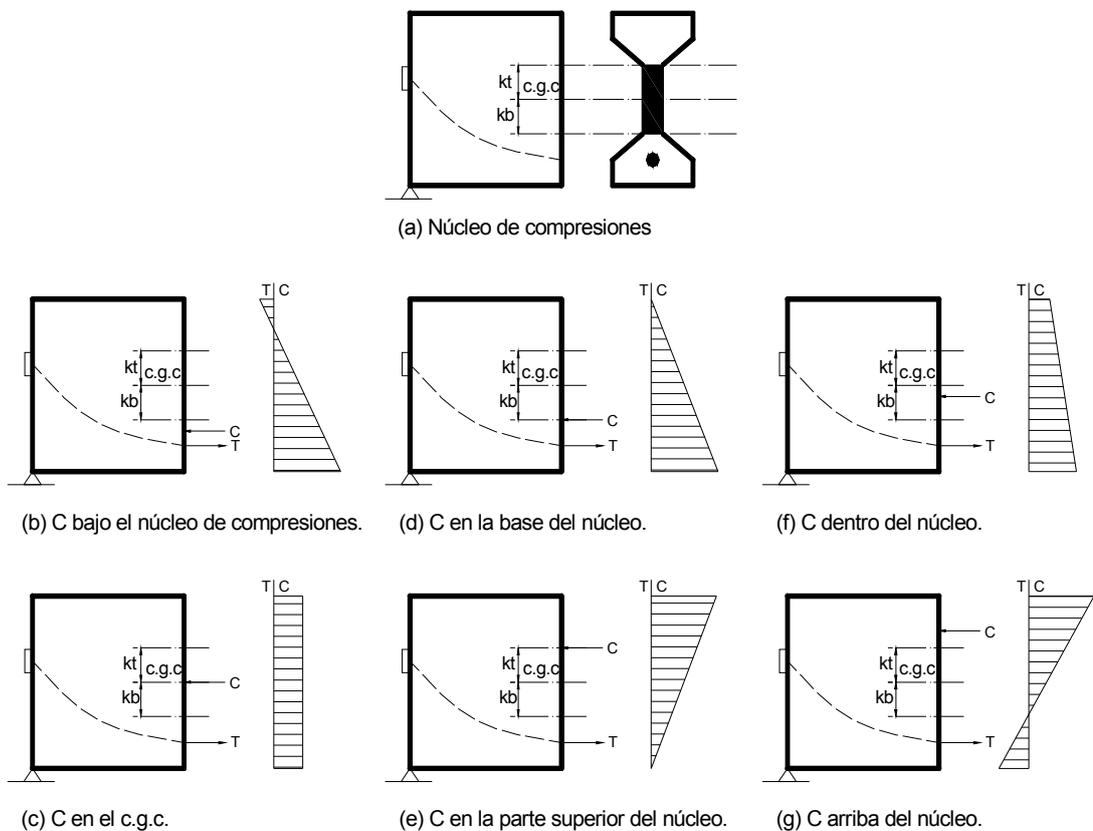
donde c_t y c_b son las distancias del c.g.c. hacia la fibra extrema superior e inferior respectivamente y r es el radio de giro definido por la expresión :

$$r^2 = \frac{I_g}{A_g}.$$

El conocimiento de los límites del núcleo de compresiones, proporciona una manera sencilla de determinar si una estructura está o no en tensión tanto en el momento de la transferencia como en el de las cargas de servicio.

Es necesario apuntar que el núcleo de compresiones funciona solamente para el rango elástico de la curva esfuerzo-deformación de una estructura. Las relaciones probables entre la distribución del esfuerzo y la localización de C en una sección con respecto al núcleo de compresiones son las mostradas en la figura 33.

Figura 33. Núcleo de compresiones y distribución del esfuerzo en el concreto por la teoría elástica



4.4.11 Factor de reducción β_1

El factor de reducción β_1 ha sido determinado de forma experimental, para establecer una relación entre la profundidad real del eje neutro y la equivalente según el bloque rectangular de esfuerzos equivalente. Esta relación es igual a:

$\beta_1 = \frac{a}{c}$ y varía según la resistencia del concreto utilizado. Se tiene así, que el

factor β_1 deberá tomarse como 0.85 para resistencias del concreto f'_c hasta 30MPa. Para resistencias superiores a 30MPa, β_1 se disminuirá en forma lineal en 0.008 por cada MPa de aumento sobre 30MPa, sin embargo, β_1 no debe ser menor que 0.65. A continuación se presenta una tabla de los valores recomendados para el diseño:

Tabla XV. Valores del factor de reducción β_1

Valores del factor de reducción β_1							
Resistencia f'_c	MPa	21	28	34	41	48	55
Resistencia f'_c	PSI	3000	4000	5000	6000	7000	8000
$\beta_1 = a/c$		0.85	0.85	0.80	0.75	0.70	0.65

4.4.12 Factor por tipo de tendón de presfuerzo γ_p

Este factor es definido por la relación de esfuerzos de fluencia y ruptura de un acero así:

Para $\frac{f_{py}}{f_{pu}} \geq 0.80$ aplicar un factor $\gamma_p = 0.55$.

Para $\frac{f_{py}}{f_{pu}} \geq 0.85$ aplicar un factor $\gamma_p = 0.40$.

Para $\frac{f_{py}}{f_{pu}} \geq 0.90$ aplicar un factor $\gamma_p = 0.28$.

4.5 Principios generales de diseño

Se han visto hasta el momento dos teorías de análisis de estructuras de concreto presforzado, basadas en el diagrama de esfuerzo-deformación de los materiales: la teoría elástica y la teoría plástica. Ambas tienen beneficios y perjuicios que deben ser considerados por los diseñadores, pero la tendencia usual es hacer el diseño final usando un método y comparar resultados usando el otro. El diseñador debe tomar en cuenta para cualquier diseño, las siguientes etapas de transmisión de esfuerzos:

- Aplicación del presfuerzo inicial, inmediatamente después de la transferencia. Aquí ocurren las pérdidas instantáneas. Y actúa el peso propio del elemento.
- Aplicación del esfuerzo por cargas de trabajo esperadas después de ocurridas las pérdidas diferidas. Estas cargas pueden ser adicionadas por etapas en tal caso deberán ser consideradas de esta forma en el diseño.
- Aplicación del esfuerzo último producido por el momento de ruptura, antes de la falla.

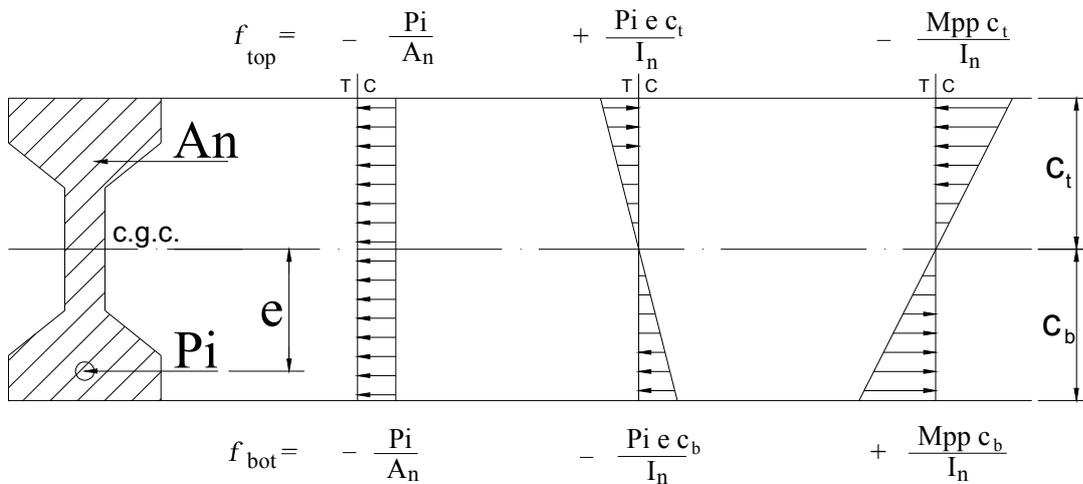
Es necesario que el diseñador cuente con un mínimo de experiencia antes de lograr un diseño óptimo. La metodología de diseño requiere siempre de un tanteo previo, que permita iniciar un proceso de cálculo. El proceso de cálculo de una estructura requiere de muchos datos conocidos con anterioridad, tales como peraltes, recubrimientos, esfuerzos máximos y mínimos, tipos de materiales a usar etc. La obtención correcta de estos datos requiere de la experiencia del diseñador misma que sólo se obtiene con la práctica.

4.5.1 Diseño usando la teoría elástica

El diseño usando la teoría elástica permite visualizar los esfuerzos en una sección de estudio a medida que se aplican las cargas. Esto se logra gracias a la superposición de esfuerzos en cada etapa de transmisión.

La primera etapa de transmisión involucra los esfuerzos debidos a la carga de presfuerzo inicial y los esfuerzos debidos al momento por peso propio. Aquí se usan las propiedades de la sección neta de estudio. El diagrama de esfuerzos en esta etapa se puede visualizar de esta forma:

Figura 34. Diagrama de esfuerzos en la transferencia



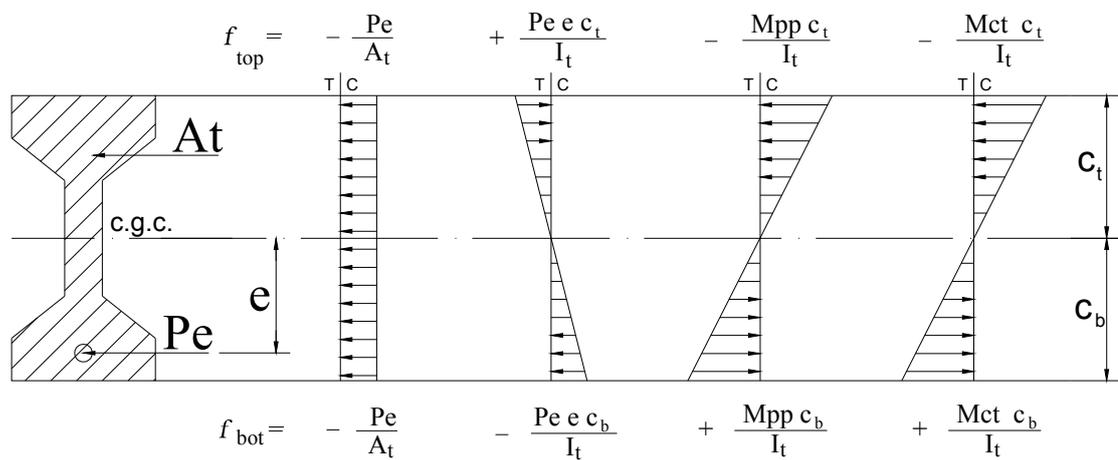
De la figura anterior, se obtiene las ecuaciones para los esfuerzos en las fibras extremas durante la transferencia:

$$f_{top} = -\frac{P_i}{A_n} + \frac{P_i \cdot e \cdot c_t}{I_n} - \frac{M_{pp} \cdot c_t}{I_n} \quad \text{Ecuación 1}$$

$$f_{bot} = -\frac{P_i}{A_n} - \frac{P_i \cdot e \cdot c_b}{I_n} + \frac{M_{pp} \cdot c_b}{I_n} \quad \text{Ecuación 2}$$

La segunda etapa de transmisión agrega los esfuerzos externos causados por cargas muertas, vivas, sismo, etcétera, que producen momentos flexionantes externos. Aquí debe usarse la fuerza de presfuerzo efectiva, reducida por las pérdidas diferidas. El cálculo de las propiedades de la sección debe hacerse usando la sección transformada de estudio. El diagrama en esta etapa se puede visualizar de esta forma:

Figura 35. Diagrama de esfuerzos en la etapa de carga de trabajo



De la figura anterior, se obtiene las ecuaciones para los esfuerzos en las fibras extremas durante la aplicación de las cargas de trabajo:

$$f_{top} = -\frac{Pe}{A_t} + \frac{Pe \cdot e \cdot c_t}{I_t} - \frac{M_{pp} \cdot c_t}{I_t} - \frac{(M_{ct}) \cdot c_t}{I_t} \quad \text{Ecuación 3}$$

$$f_{bot} = -\frac{Pe}{A_t} - \frac{Pe \cdot e \cdot c_b}{I_t} + \frac{M_{pp} \cdot c_b}{I_t} + \frac{(M_{ct}) \cdot c_b}{I_t} \quad \text{Ecuación 4}$$

La tercera etapa de transmisión, cuando actúa el momento de ruptura, no se puede calcular usando la teoría elástica y es necesario recurrir a la teoría plástica que se verá más adelante.

De las anteriores ecuaciones puede obtenerse un sistema de ecuaciones simultáneas que permite resolver dos de sus incógnitas. Para un diseño preliminar, es conveniente usar las propiedades de la sección grande de estudio, es decir sin considerar el área neta o transformada pues esto facilita los cálculos. El procedimiento de diseño usado en este trabajo, está enfocado a la comprensión didáctica de las etapas de transmisión de esfuerzos. El procedimiento se limita a los siguientes pasos:

- a) Se debe proponer una sección de estudio en base a las condiciones del proyecto, que debe incluir:
 - altura máxima h
 - espesor máximo b
 - geometría de la sección: rectangular, sección T o sección I
 - Si la geometría es T o I, el espesor del patín y del alma
 - Luz libre entre apoyos

- b) Cálculo de las propiedades de la sección de estudio:
 - Área de la sección de estudio (grande por efectos didácticos)
 - Centro de gravedad del concreto c.g.c.
 - Inercia de la sección de estudio (grande)
 - Distancias de las fibras extremas c_t y c_b
 - Radio de giro al cuadrado r^2
 - Núcleo de compresiones k_t y k_b

c) Determinación de las propiedades mecánicas de los materiales:

- Densidad del concreto w_c
- Peso unitario del elemento W_{pp}
- Momento en la transferencia M_{pp}
- f'_c resistencia del concreto a los 28 días
- f'_{ci} resistencia del concreto en el momento de la transferencia
- f_{pu} resistencia del acero a la ruptura
- f_{py} resistencia del acero a la fluencia
- $A_{n_{ps}}$ Área nominal de la sección de alambre o torón a usar

d) Cálculo de las limitaciones mecánicas según la ACI:

- Esfuerzos en la transferencia:

Arriba	Tensión	$f_{top} = +\frac{\sqrt{f'_{ci}}}{4}$	ó $f_{top}=0$ (criterio)
--------	---------	---------------------------------------	--------------------------

Abajo	Compresión	$f_{bot} = -0.60f'_{ci}$	
-------	------------	--------------------------	--

- Esfuerzos inmediatamente después de la transferencia:

Arriba	Compresión	$f_{top} = -0.45f'_c$	
--------	------------	-----------------------	--

Abajo	Tensión	$f_{bot} = +\frac{\sqrt{f'_c}}{2}$	ó $f_{bot}=0$ (criterio)
-------	---------	------------------------------------	--------------------------

e) Determinación de pérdidas instantáneas y diferidas en porcentaje:

$\%P_{ins}$ y $\%P_{dif}$

- f) Calcular dos de las variables del sistema de ecuaciones simultaneas para la etapa de transferencia, la fuerza de presfuerzo inicial P_i y la excentricidad e . Verificar si la excentricidad e ubica el c.g.a. dentro de la sección y dentro de los parámetros mínimos de recubrimiento.

$$\left. \begin{aligned} -\frac{1}{A_n} \cdot (P_i) + \frac{c_t}{I_n} \cdot (P_i \cdot e) &= \frac{M_{pp} \cdot c_t}{I_n} + f_{top} \\ -\frac{1}{A_n} \cdot (P_i) - \frac{c_b}{I_n} \cdot (P_i \cdot e) &= f_{bot} - \frac{M_{pp} \cdot c_b}{I_n} \end{aligned} \right\} \text{Obtenemos } P_i \text{ y } P_i \cdot e$$

Se obtiene e de la sustitución del valor de P_i en la ecuación 1 ó 2.

- g) Calcular la fuerza de presfuerzo en el gato y la fuerza de presfuerzo efectiva en base a las pérdidas instantáneas y diferidas:

$$P_{gato} = \frac{P_i}{\left(1 - \frac{\%P_{ins}}{100}\right)} \quad \text{y} \quad P_e = P_i \cdot \left(1 - \frac{\%P_{dif}}{100}\right)$$

- h) Calcular el número de alambres o torones a colocar, en base a la fuerza de presfuerzo en el gato y la fuerza de presfuerzo inicial. Primero se calcula el esfuerzo máximo que debe soportar la armadura activa.

- Esfuerzo debido a la fuerza del gato: $f_{s1} < 0.80f_{pu}$, $f_{s1} < 0.94f_{py}$ y no mayor que el máximo valor recomendado por el fabricante. Se escoge el f_{s1} más bajo de las tres opciones.

- Esfuerzo debido a la fuerza de presfuerzo inicial: $f_{s2} < 0.74f_{pu}$ y $f_{s2} < 0.82f_{py}$ se escoge el f_{s2} más bajo de las dos opciones.
- El área de acero de presfuerzo A_{ps} necesaria se obtiene del mayor valor entre:

$$A_{ps} = \frac{Pgato}{f_{s1}} \quad \text{ó} \quad A_{ps} = \frac{Pi}{f_{s2}}$$

- Y el número de alambres o torones a colocar es:

$$N = \frac{A_{ps}}{An_{ps}}$$

donde el número N de alambres o torones debe ser aproximado al número entero superior y determinar su viabilidad en la construcción, dependiendo del sistema a utilizar.

- i) En base al presfuerzo efectivo que se determinó con anterioridad, se procede a calcular el momento de la carga de trabajo M_{ct} . Éste se obtiene del menor resultado entre las dos ecuaciones siguientes para los esfuerzos en las fibras extremas durante la aplicación de las cargas de trabajo.

$$M_{ct} = \left(-\frac{Pe}{A_t} + \frac{Pe \cdot e \cdot c_t}{I_t} - \frac{M_{pp} \cdot c_t}{I_t} - f_{top} \right) \cdot \frac{I_t}{c_t}$$

$$M_{ct} = \left(-\frac{Pe}{A_t} - \frac{Pe \cdot e \cdot c_b}{I_t} + \frac{M_{pp} \cdot c_b}{I_t} - f_{bot} \right) \cdot \frac{-I_t}{c_b}$$

Si bien es cierto, este procedimiento de diseño no toma en cuenta varias de las necesidades finales de una estructura, tales como la utilización de varios conductos y si el cable posee excentricidad constante o no, sí permite guiar al estudiante durante el proceso de aplicación de esfuerzos en una sección de concreto presforzado ya sea pretensado o postensado y el catedrático podrá usar este método para explicar de forma didáctica los procedimientos de cálculo que involucran diseños más refinados.

Las ecuaciones anteriores que determinan los esfuerzos en las fibras extremas de la sección, tanto superior como inferior, deben ser limitadas según los requerimientos de los códigos usados. Para este caso, el código ACI limita los efectos de tensión y compresión en el concreto tal como se puede observar en la tabla III y los efectos del presfuerzo en el acero tal como se ve en la tabla VIII. Estas limitaciones permiten diferenciar dos tipos de estructuras, las que permiten tensión en el concreto y las que no permiten tensión en el concreto.

El cálculo de los esfuerzos en una estructura de concreto presforzado sin tensión en el concreto, se logra igualando las ecuaciones de esfuerzo para las fibras extremas en tensión a cero. Las estructuras que permiten tensión en el concreto deben limitarse a los esfuerzos permitidos por la ACI según la etapa de transmisión de esfuerzos en que se encuentre el diseño.

4.5.2 Diseño usando la teoría plástica

El objetivo principal de la teoría plástica, es determinar la resistencia a la ruptura de un elemento de concreto presforzado. Esto se logra determinando el momento de ruptura, que involucra las cargas y sobrecargas de trabajo.

Si el diseño inicialmente se hace usando la teoría elástica, es necesario conocer el momento de ruptura para determinar si la sección tiene suficiente resistencia en reserva para soportar las sobrecargas. Si el diseño inicialmente se hace usando la teoría plástica, debe aplicarse la teoría elástica para determinar si la sección está sobre-reforzada bajo ciertas condiciones de carga y si las deflexiones son excesivas. Así que puede concluirse que ambas teorías están interrelacionadas y son necesarias para producir estructuras seguras y eficientes.

Como se indicó con anterioridad, la tercera etapa de transmisión, cuando actúa el momento de ruptura, no se puede calcular usando la teoría elástica pues los materiales están esforzados más allá de su límite de proporcionalidad y es necesario recurrir a la teoría plástica, usando un análisis de compatibilidad de deformaciones.

La metodología utilizada en este trabajo, pretende proporcionar al catedrático y al estudiante una manera sencilla de determinar el momento resistente de una estructura después de un análisis elástico de la misma. La metodología es compatible con los requisitos de la ACI, bajo ciertas condiciones previas de análisis. El procedimiento a seguir en el cálculo del momento resistente último de una estructura es el siguiente:

- a) Se deben conocer las propiedades mecánicas de los materiales para determinar los factores de reducción. En base a la resistencia del concreto y el acero, se determinan los factores β_1 y γ_p , definidos en la sección 4.4.11 y 4.4.12 respectivamente de este trabajo.

b) Se debe conocer la fuerza de presfuerzo efectiva y el área de acero de presfuerzo, determinadas mediante un análisis elástico:

- Pe = fuerza de presfuerzo efectiva
- A_{ps} = área de acero de presfuerzo

Y en base a estos datos se determina el esfuerzo efectivo f_{se} en la armadura activa:

$$f_{se} = \frac{Pe}{A_{ps}}$$

c) Se comprueba la condición que relaciona el esfuerzo efectivo f_{se} con el esfuerzo último f_{pu} así:

$$\frac{f_{se}}{f_{pu}} \geq 0.50$$

d) Se calcula la cuantía de armadura activa así:

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{A_{ps}}{b \cdot (e + c_t)}$$

donde b y d_p son distancias definidas por la geometría de la sección mostrada en la figura 29.

e) Se calcula el esfuerzo de tensión en la armadura presforzada a la resistencia nominal. De acuerdo con la ACI, la ecuación para el cálculo del esfuerzo de tensión, toma en cuenta el área de acero de armaduras no presforzadas, tanto en tensión como en compresión así:

$$f_{ps} = f_{pu} \cdot \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \cdot \left[\rho_p \cdot \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \cdot (\omega - \omega') \right] \right)$$

Por efectos didácticos, no se toma en cuenta la resistencia del acero de armaduras pasivas ω y ω' , en los cálculos, lo que convierte la ecuación anterior en la ecuación del esfuerzo de tensión únicamente por efectos del presfuerzo:

$$f_{ps} = f_{pu} \cdot \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \cdot \left[\rho_p \cdot \frac{f_{pu}}{f'_c} \right] \right)$$

- f) Se debe comprobar la condición de la cuantía de armadura presforzada usada para calcular la resistencia a flexión de un elemento así:

$$\frac{f_{ps} \cdot \rho_p}{f'_c} \leq 0.36 \cdot \beta_1$$

- g) Si f_{ps} cumple con las anteriores condiciones, se dice que la estructura está sub-reforzada y pueden aplicarse directamente las ecuaciones y suposiciones de la sección 4.3 de este trabajo:

- Se calcula la fuerza de tensión $T = A_{ps} \cdot f_{ps}$.
- Se calcula la profundidad del bloque de esfuerzos equivalente:

$$a = \frac{A_{ps} \cdot f_{ps}}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$$

- Se calcula la distancia del brazo de momento interno:

$$jd = d_p - \frac{a}{2}$$

- Se calcula el momento nominal de ruptura que resiste la sección de estudio

$$M_N = A_{ps} \cdot f_{ps} \cdot \left(d_p - \frac{a}{2} \right)$$

Se hace la aclaración de que estas ecuaciones son aplicables directamente, solamente si la profundidad a ubica un eje de ancho constante b dentro de la sección, lo que ocurre solamente con secciones rectangulares o secciones T e I donde el espesor del patín es mayor que la distancia a .

- h) De acuerdo con las especificaciones de la ACI, debe aplicarse un factor de reducción $\phi = 0.90$ al momento nominal resistente, para elementos en flexión.

Este factor de reducción de resistencia toma en cuenta las incertidumbres en los cálculos de diseño y la importancia relativa de diversos tipos de elementos. Este factor refleja también las variaciones en la resistencia del material, la mano de obra y las dimensiones las cuales pueden combinarse y tener como resultado una reducción de la resistencia. De esta especificación se obtiene el valor final del momento resistente de ruptura de una estructura presforzada:

$$M_R = 0.90 \cdot M_N$$

La comprobación final se hace comparando el momento resistente con la resistencia requerida de diseño según la combinación de cargas deseada, así por ejemplo, usando una combinación para carga muerta y carga viva se tiene que:

$$M_R \geq 1.4 \cdot M_D + 1.7 \cdot M_L$$

Para otras combinaciones de carga se recomienda la investigación en el código de la ACI o en las normas de la AASHTO.

- i) El último paso, consiste en determinar el factor de seguridad de la estructura, esto se logra aplicando la siguiente relación de momentos:

$$FS = \frac{M_R}{M_{ct}}$$

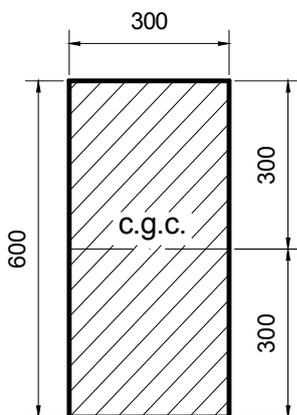
donde FS es el factor de seguridad de la estructura, M_R el momento resistente a la ruptura de la estructura calculado con la teoría plástica y M_{ct} es el momento de diseño para determinada carga de trabajo calculado con la teoría elástica.

4.6 Ejemplo 1: análisis de una sección rectangular de concreto presforzado

Se necesita determinar el momento disponible máximo para la carga de trabajo que soporta una viga isostática de sección rectangular como la mostrada en la figura 36. Determinar el momento de ruptura de la sección y el factor de seguridad si la estructura es esforzada a su carga máxima. El procedimiento a usar sigue los pasos descritos en 4.5.1 y 4.5.2 de este trabajo:

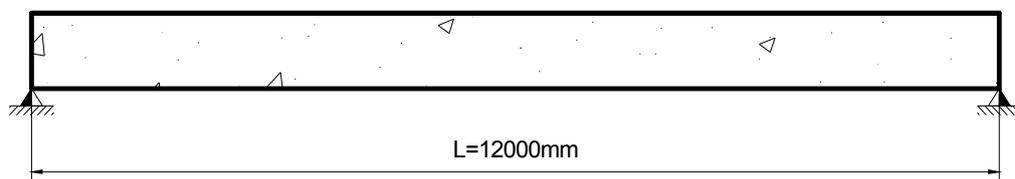
a) Sección de estudio propuesta:

Figura 36. Sección de estudio y elevación del elemento del ejemplo 1



Altura máxima	$h=600mm$
Espesor máximo	$b=300mm$
Luz libre	$L=12X10^3mm$

a) Sección



b) Viga simplemente apoyada (isostática), rectangular

b) Propiedades de la sección de estudio

Área grande $A_g = b \cdot h = (300\text{mm}) \cdot (600\text{mm}) = 180,000.00\text{mm}^2$

c.g.c. $\text{c.g.c.} = \frac{1}{2} \cdot (h) = \frac{1}{2} \cdot (600\text{mm}) = 300.00\text{mm}$

Inercia grande $I_g = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{(300\text{mm}) \cdot (600\text{mm})^3}{12} = 5.4 \times 10^9 \text{mm}^4$

Fibras extremas $c_t = c_b = 300\text{mm}$

Radio de giro $r^2 = \frac{I_g}{A_g} = \frac{5.4 \times 10^9 \text{mm}^4}{180,000\text{mm}^2} = 30,000\text{mm}^2$

Núcleo $k_t = k_b = r^2 / c_t = 30,000\text{mm}^2 / 300\text{mm} = 100\text{mm}$

c) Propiedades mecánicas de los materiales a usar:

Densidad del concreto $w_c = 2.4 \times 10^{-5} \text{N/mm}^3$

Peso unitario $W_{pp} = w_c \cdot A_g = (2.4 \times 10^{-5} \text{N/mm}^3) \cdot (180,000.00\text{mm}^2) = 4.32\text{N/mm}$

Momento por peso propio:

$$M_{pp} = \frac{W_{pp} \cdot L^2}{8} = \frac{(4.32 \text{N/mm}) \cdot (12 \times 10^3 \text{mm})^2}{8} = 77,760,000.00 \text{N} \cdot \text{mm}$$

Resistencia del concreto a los 28 días $f'_c = 28\text{MPa}$

Resistencia del concreto en la transferencia $f'_{ci} = (67\%)f'_c = 18.76\text{MPa}$

Área nominal del torón a usar $A_{nps}=98.71mm^2$ de la tabla V para un acero de diámetro nominal $12.70mm$ ($\frac{1}{2}$ pulgada) con una resistencia última de $183.70 \times 10^3 N$ y una resistencia a la fluencia de $156.10 \times 10^3 N$. Se tiene:

$$f_{pu} = \frac{183.70 \times 10^3 N}{98.71 mm^2} = 1861.01 MPa$$

$$f_{py} = \frac{156.10 \times 10^3 N}{98.71 mm^2} = 1581.40 MPa$$

- d) La viga propuesta considera esfuerzos de tensión en la fibra extrema tanto en la transferencia como bajo cargas de trabajo. Según los requerimientos de la tabla III se tiene las siguientes limitaciones para los esfuerzos extremos:

Esfuerzos en la transferencia:

Arriba Tensión $f_{top} = + \frac{\sqrt{f'ci}}{4} = \frac{\sqrt{18.76 MPa}}{4} = 1.08 MPa$

Abajo Compresión $f_{bot} = -0.60f'ci = -0.60(18.76 MPa) = -11.26 MPa$

Esfuerzos inmediatamente después de la transferencia:

Arriba Compresión $f_{top} = -0.45f'c = -0.45(28 MPa) = -12.60 MPa$

Abajo Tensión $f_{bot} = + \frac{\sqrt{f'c}}{2} = \frac{\sqrt{28 MPa}}{2} = 2.65 MPa$

- e) Del ejemplo de cálculo de pérdidas en la sección 3.5 de este trabajo se obtiene los siguientes valores porcentuales:

Porcentaje de pérdida instantánea %Pins = 12%

Porcentaje de pérdida diferida %Pdif = 19%

- f) Cálculo de las variables Pi y e para las condiciones iniciales en la transferencia; de las ecuaciones simultáneas:

$$-\frac{1}{A_n} \cdot (Pi) + \frac{c_t}{I_n} \cdot (Pi \cdot e) = \frac{Mpp \cdot c_t}{I_n} + f_{top} \quad \text{Ecuación 1}$$

$$-\frac{1}{A_n} \cdot (Pi) - \frac{c_b}{I_n} \cdot (Pi \cdot e) = f_{bot} - \frac{Mpp \cdot c_b}{I_n} \quad \text{Ecuación 2}$$

$$-\left[\frac{1}{180,000mm^2} \right] \cdot (Pi) + \left[\frac{300mm}{5.4X10^9mm^4} \right] \cdot (Pi \cdot e) =$$

Ecuación 1

$$= \left[\frac{(77,760,000N \cdot mm) \cdot (300mm)}{5.4X10^9mm^4} \right] + 1.08MPa$$

$$-\left[\frac{1}{180,000mm^2} \right] \cdot (Pi) - \left[\frac{300mm}{5.4X10^9mm^4} \right] \cdot (Pi \cdot e) =$$

Ecuación 2

$$= -11.26MPa - \left[\frac{(77,760,000N \cdot mm) \cdot (300mm)}{5.4X10^9mm^4} \right]$$

$$-(5.55556X10^{-6})Pi + (5.55556X10^{-8})Pi \cdot e = + 5.40 \quad \text{Ecuación 1}$$

$$-(5.55556X10^{-6})Pi - (5.55556X10^{-8})Pi \cdot e = - 15.58 \quad + \quad \text{Ecuación 2}$$

$$-(1.11111X10^{-5})Pi + \quad 0 \quad = - 10.18$$

De donde se obtiene el valor para P_i :

$$P_i = -(10.18) / -(1.11111 \times 10^{-5}) = 915,586.16N$$

Y de la sustitución en la ecuación 1 (o en 2) se obtiene la excentricidad e :

$$e = \frac{5.40 + (5.55556 \times 10^{-6}) \cdot (915,586.16)}{(5.55556 \times 10^{-8}) \cdot (915,586.16)} = 206.22mm$$

- g) Cálculo de la fuerza de presfuerzo efectiva y la fuerza en el gato durante la transferencia:

$$P_{gato} = \frac{P_i}{\left(1 - \frac{\%P_{ins}}{100}\right)} = \frac{915,586.16N}{\left(1 - \frac{12}{100}\right)} = 1,040,438.82N$$

$$P_e = P_i \cdot \left(1 - \frac{\%P_{dif}}{100}\right) = 915,586.16N \cdot \left(1 - \frac{19}{100}\right) = 741,624.79N$$

- h) Cálculo del número de torones de $12.70mm$ de diámetro, que se usarán en la aplicación del presfuerzo:

- h.1) Condiciones de esfuerzo en el gato:

$$0.80 * (f_{pu}) = 0.80 * (1,861.01MPa) = 1,488.81MPa$$

$$0.94 * (f_{py}) = 0.94 * (1,581.40MPa) = 1,486.52MPa$$

Máximo recomendado = **1,316.61MPa** ← (el menor)

h.2) Condiciones de esfuerzo después de la transferencia:

$$0.74 \cdot (f_{pu}) = 0.74 \cdot (1,861.01 \text{MPa}) = 1,377.15 \text{MPa}$$

$$0.82 \cdot (f_{py}) = 0.82 \cdot (1,581.40 \text{MPa}) = 1,296.75 \text{MPa} \quad \longleftarrow \text{(el menor)}$$

h.3) Área de presfuerzo:

$$\text{Según la fuerza en el gato: } A_{ps} = \frac{P_{gato}}{f_s \cdot gato} = \frac{1,040,438.82 \text{N}}{1,316.61 \text{MPa}} = 790.24 \text{mm}^2$$

$$\text{Según la fuerza inicial: } A_{ps} = \frac{P_i}{f_s} = \frac{915,586.16 \text{N}}{1,296.75 \text{MPa}} = 706.06 \text{mm}^2$$

$$\text{La mayor cantidad de área es } A_{ps} = 790.24 \text{mm}^2$$

h.4) El número de torones de 12.70mm de diámetro, siendo el área nominal de 98.71mm² por torón, es de:

$$N = \frac{790.24 \text{mm}^2}{98.71 \text{mm}^2} = 8.01 \cong 8 \text{unidades.}$$

i) Cálculo del momento disponible para la carga de trabajo:

$$M_{ct} = \left(-\frac{Pe}{A_t} + \frac{Pe \cdot e \cdot c_t}{I_t} - \frac{M_{pp} \cdot c_t}{I_t} - f_{top} \right) \cdot \frac{I_t}{c_t}$$

$$M_{ct} = \left(-\frac{741,624.79}{180,000} + \frac{741,624.79 \cdot 206.22 \cdot 300}{5.4 \times 10^9} - \frac{77,760,000 \cdot 300}{5.4 \times 10^9} - (-12.6) \right) \cdot \frac{5.4 \times 10^9}{300}$$

$$M_{ct} = 227,813,121.31 \text{ N-mm}$$

$$M_{ct} = \left(-\frac{Pe}{A_t} - \frac{Pe \cdot e \cdot c_b}{I_t} + \frac{M_{pp} \cdot c_b}{I_t} - f_{bot} \right) \cdot \frac{-I_t}{c_b}$$

$$M_{ct} = \left(-\frac{741,624.79}{180,000} - \frac{741,624.79 \cdot 206.22 \cdot 300}{5.4 \times 10^9} + \frac{77,760,000 \cdot 300}{5.4 \times 10^9} - (2.6) \right) \cdot \frac{-5.4 \times 10^9}{300}$$

$$M_{ct} = 196,961,603.60 \text{ N-mm} \longleftarrow \text{ (el menor)}$$

El momento disponible máximo para la carga de trabajo que soporta una viga isostática con las características anteriormente analizadas es de: 196.96 MN-mm , equivalente a $19,696.00 \text{ kg-m}$. El diagrama de esfuerzo tanto en la trasferencia como en la carga de trabajo, queda como sigue:

Figura 37. Diagrama de esfuerzos en la trasferencia del ejemplo 1

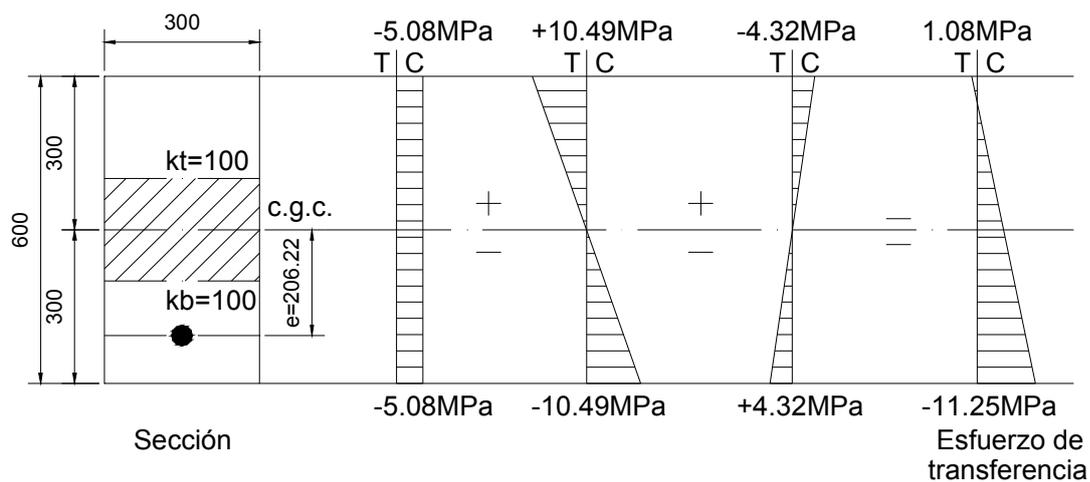
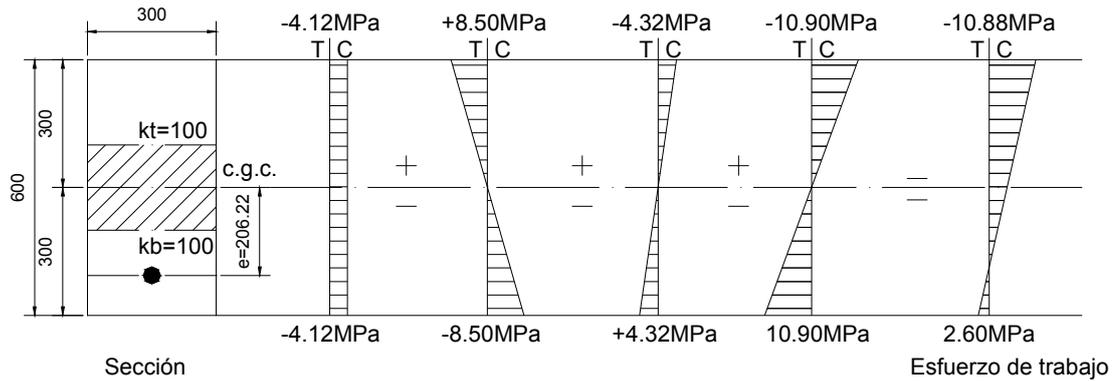


Figura 38. Diagrama de esfuerzo cuando se aplica la carga de trabajo



Ahora damos inicio al cálculo del momento de ruptura de la sección, para verificar si se cuenta con un factor de seguridad adecuado cuando actúen las sobrecargas de trabajo. Esto se hace utilizando la teoría plástica en la última etapa de diseño, donde actúa el esfuerzo último antes de la falla.

- j) Factores de reducción β_1 y γ_p definidos en la sección 4.4.11 y 4.4.12 de este trabajo:

Concreto $f'_c=28MPa$ \longrightarrow factor $\beta_1=0.85$

Relación $f_{py}/f_{pu}=0.85$ \longrightarrow factor $\gamma_p=0.40$

- k) Esfuerzo efectivo en la armadura activa

$$f_{se} = \frac{Pe}{A_{ps}} = \frac{741,624.79N}{790.24mm^2} = 938.48MPa$$

l) Condición de relación de esfuerzos:

$$\frac{f_{se}}{f_{pu}} = \frac{938.48MPa}{1,861.01MPa} = 0.50 \geq 0.50. \text{ La condición si se cumple.}$$

m) Cálculo de la cuantía de armadura activa:

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{A_{ps}}{b \cdot (e + c_t)} = \frac{790.24mm^2}{300mm \cdot (206.22mm + 300mm)} = 0.00520$$

n) El esfuerzo nominal en la armadura activa, sin tomar en cuenta la existencia de armadura pasiva, se obtiene de la siguiente ecuación:

$$f_{ps} = f_{pu} \cdot \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \cdot \left[\rho_p \cdot \frac{f_{pu}}{f'_c} \right] \right) =$$
$$= 1861.01 \cdot \left(1 - \frac{0.40}{0.85} \cdot \left[0.00520 \cdot \frac{1861.01}{28} \right] \right) = 1,558.12MPa$$

o) Condición de máxima cuantía de armadura activa:

$$\frac{f_{ps} \cdot \rho_p}{f'_c} \leq 0.36 \cdot \beta_1 \quad \frac{1,558.12MPa \cdot 0.00520}{28MPa} \leq 0.36 \cdot 0.85$$

0.2894 < 0.3060. La condición de cuantía máxima si se cumple. Entonces, esta estructura está sub-reforzada y puede ser analizada directamente por las ecuaciones de la teoría plástica.

p) Cálculo del momento resistente.

$$T = A_{ps} \cdot f_{ps} = (790.24 \text{mm}^2) \cdot (1,558.12 \text{MPa}) = 1,231,291.52 \text{N}$$

$$a = \frac{A_{ps} \cdot f_{ps}}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{1,231,291.52 \text{N}}{0.85 \cdot (28 \text{MPa}) \cdot (300 \text{mm})} = 172.45 \text{mm}$$

$$jd = d_p - \frac{a}{2} = (300 \text{mm} + 206.22 \text{mm}) - \frac{172.45 \text{mm}}{2} = 419.99 \text{mm}$$

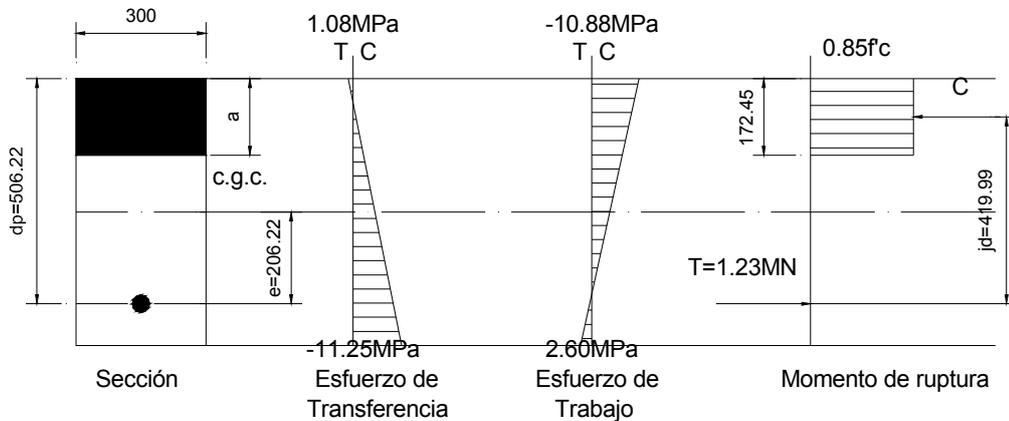
$$M_N = A_{ps} \cdot f_{ps} \cdot \left(d_p - \frac{a}{2} \right) = (1,231,291.52 \text{N}) \cdot (419.99 \text{mm}) = 517,132,651.50 \text{N} - \text{mm}$$

$$M_R = 0.90 \cdot M_N = 0.90 \cdot (517,132,651.50 \text{N} - \text{mm}) = 465,419,386.35 \text{N} - \text{mm}$$

q) El factor de seguridad de la estructura se calcula mediante la relación de momentos resistentes así:

$$FS = \frac{M_R}{M_{ct}} = \frac{465,419,386.35 \text{N} - \text{mm}}{196,961,603.60 \text{N} - \text{mm}} = 2.36$$

Figura 39. Diagrama de esfuerzo en la ruptura del ejemplo 1



CONCLUSIÓN: el anterior diseño muestra una resistencia para el momento de trabajo de 196.96MN-mm (19,696.00kg-m) y un momento a la ruptura de 465.42MN-mm (46,542kg-m).

El factor de seguridad es más del doble, lo que permite tener una certeza a la hora de la aplicación de las sobrecargas. La viga será presforzada por medio de un gato hidráulico a una fuerza de 1.04MN y consideradas todas las pérdidas, se obtendrá una fuerza efectiva de presfuerzo de 0.742MN, aplicada a 8 torones de 12.70mm (1/2 plg) de diámetro.

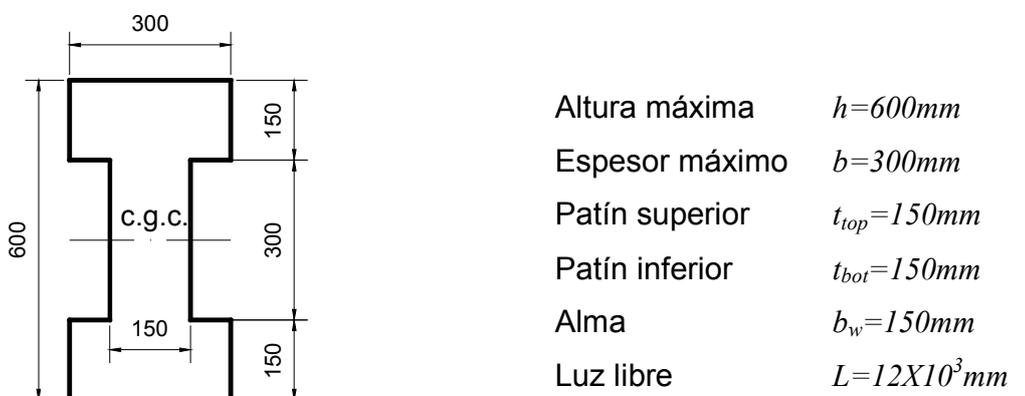
El diagrama de esfuerzos en la ruptura, se muestra en la figura 39. El c.g.a. variará a lo largo de la viga, para evitar la acumulación de esfuerzos en las zonas de anclaje.

4.7 Ejemplo 2: análisis de una sección I de concreto presforzado

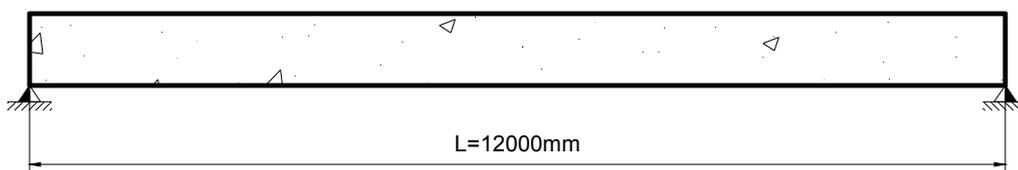
Se necesita ahorrar materiales en la ejecución de la estructura diseñada en el ejemplo de la sección 4.7 de este trabajo. La propuesta que se hace es una viga de forma I simétrica como la mostrada en la figura 36 para la cual se debe determinar el momento disponible máximo para la carga de trabajo que soporta y determinar el momento de ruptura de la sección, así como el factor de seguridad si la estructura es esforzada a su carga máxima. El procedimiento a usar sigue los mismos pasos descritos en 4.5.1 y 4.5.2 de este trabajo:

a) Sección de estudio propuesta:

Figura 40. Sección de estudio y elevación del elemento del ejemplo 2



a) Sección



b) Viga simplemente apoyada (isostática), en I simétrica

b) Propiedades de la sección de estudio

Área grande $A_g = (bh) - (b - b_w)(h - t_{top} - t_{bot})$
 $= (300)(600) - (300 - 150) \cdot (600 - 150 - 150)$
 $= 135,000.00 \text{mm}^2$

Centro de gravedad del concreto:

Figura	Área	Brazo	Momento
1	180,000.00	300.00	54,000,000.00
2	-45,000.00	300.00	-13,500,000.00
$\Sigma =$	135,000.00		40,500,000.00

$$y = (40,500,000 \text{mm}^3) / (135,000 \text{mm}^2) = 300.00 \text{mm}$$

Inercia grande $I_g = \frac{b \cdot h^3}{12} - \frac{(b - b_w) \cdot (h - t_{top} - t_{bot})^3}{12}$

$$I_g = \left[\frac{300 \cdot 600^3}{12} \right] - \left[\frac{(300 - 150) \cdot (600 - 150 - 150)^3}{12} \right] = 5,062,500,000.00 \text{mm}^4$$

Fibras extremas $c_t = 300 \text{mm}$

$$c_b = 300 \text{mm}$$

Radio de giro $r^2 = \frac{I_g}{A_g} = \frac{5.0625 \times 10^9 \text{mm}^4}{135,000 \text{mm}^2} = 37,500 \text{mm}^2$

Núcleo $k_t = r^2 / c_b = 37,500 \text{mm}^2 / 300 \text{mm} = 125 \text{mm}$

$$k_b = r^2 / c_t = 37,500 \text{mm}^2 / 300 \text{mm} = 125 \text{mm}$$

c) Propiedades mecánicas de los materiales a usar:

Densidad del concreto $w_c = 2.4 \times 10^{-5} \text{ N/mm}^3$

Peso unitario $W_{pp} = w_c \cdot A_g = (2.4 \times 10^{-5} \text{ N/mm}^3) \cdot (135,000.00 \text{ mm}^2) = 3.24 \text{ N/mm}$

Momento por peso propio:

$$M_{pp} = \frac{W_{pp} \cdot L^2}{8} = \frac{(3.24 \text{ N/mm}) \cdot (12 \times 10^3 \text{ mm})^2}{8} = 58,320,000.00 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Resistencia del concreto a los 28 días $f'_c = 28 \text{ MPa}$

Resistencia del concreto en la transferencia $f'_{ci} = (67\%)f'_c = 18.76 \text{ MPa}$

Área nominal del torón a usar $A_{n_{ps}} = 98.71 \text{ mm}^2$ de la tabla V para un acero de diámetro nominal 12.70 mm ($\frac{1}{2}$ pulgada) con una resistencia última de $183.70 \times 10^3 \text{ N}$ y una resistencia a la fluencia de $156.10 \times 10^3 \text{ N}$. Se tiene:

$$f_{pu} = \frac{183.70 \times 10^3 \text{ N}}{98.71 \text{ mm}^2} = 1861.01 \text{ MPa}$$

$$f_{py} = \frac{156.10 \times 10^3 \text{ N}}{98.71 \text{ mm}^2} = 1581.40 \text{ MPa}$$

d) La viga propuesta considera esfuerzos de tensión en la fibra extrema tanto en la transferencia como bajo cargas de trabajo. Según los requerimientos de la tabla III se tiene las siguientes limitaciones para los esfuerzos extremos:

Esfuerzos en la transferencia:

Arriba Tensión $f_{top} = +\frac{\sqrt{f'ci}}{4} = \frac{\sqrt{18.76MPa}}{4} = 1.08MPa$

Abajo Compresión $f_{bot} = -0.60f'ci = -0.60(18.76MPa) = -11.26MPa$

Esfuerzos inmediatamente después de la transferencia:

Arriba Compresión $f_{top} = -0.45f'c = -0.45(28MPa) = -12.60MPa$

Abajo Tensión $f_{bot} = +\frac{\sqrt{f'c}}{2} = \frac{\sqrt{28MPa}}{2} = 2.65MPa$

- e) Del ejemplo de cálculo de pérdidas en la sección 3.5 de este trabajo se obtiene los siguientes valores porcentuales:

Porcentaje de pérdida instantánea %Pins = 12%

Porcentaje de pérdida diferida %Pdif = 19%

- f) Cálculo de las variables Pi y e para las condiciones iniciales en la transferencia; de las ecuaciones simultaneas:

$$-\frac{1}{A_g} \cdot (Pi) + \frac{c_t}{I_g} \cdot (Pi \cdot e) = \frac{M_{pp} \cdot c_t}{I_g} + f_{top}$$

$$-\frac{1}{A_g} \cdot (Pi) - \frac{c_b}{I_g} \cdot (Pi \cdot e) = f_{bot} - \frac{M_{pp} \cdot c_b}{I_g}$$

$$-\left[\frac{1}{135,000\text{mm}^2}\right] \cdot (Pi) + \left[\frac{300\text{mm}}{5.0625 \times 10^9 \text{mm}^4}\right] \cdot (Pi \cdot e) =$$

Ecuación 1

$$= \left[\frac{(58,320,000\text{N} \cdot \text{mm}) \cdot (300\text{mm})}{5.0625 \times 10^9 \text{mm}^4}\right] + 1.08\text{MPa}$$

$$-\left[\frac{1}{135,000\text{mm}^2}\right] \cdot (Pi) - \left[\frac{300\text{mm}}{5.0625 \times 10^9 \text{mm}^4}\right] \cdot (Pi \cdot e) =$$

Ecuación 2

$$= -11.26\text{MPa} - \left[\frac{(58,320,000\text{N} \cdot \text{mm}) \cdot (300\text{mm})}{5.0625 \times 10^9 \text{mm}^4}\right]$$

$$-(7.40741 \times 10^{-6})Pi + (5.92593 \times 10^{-8})Pi \cdot e = + 4.54$$

Ecuación 1

$$-(7.40741 \times 10^{-6})Pi - (5.92593 \times 10^{-8})Pi \cdot e = - 14.71$$

+ Ecuación 2

$$-(1.48148 \times 10^{-5})Pi + 0 = - 10.17$$

De donde se obtiene el valor para Pi :

$$Pi = -(10.17) / -(1.48148 \times 10^{-5}) = 686,689.62\text{N}$$

Y de la sustitución en la ecuación 1 (o en 2) se obtiene el valor para e :

$$e = \frac{4.54 + (7.40741 \times 10^{-6}) \cdot (686,689.62)}{(5.92593 \times 10^{-8}) \cdot (686,689.62)} = 236.54\text{mm}$$

- g) Cálculo de la fuerza de presfuerzo efectiva y la fuerza en el gato durante la transferencia:

$$P_{gato} = \frac{P_i}{\left(1 - \frac{\%P_{ins}}{100}\right)} = \frac{686,689.62N}{\left(1 - \frac{12}{100}\right)} = 780,329.12N$$

$$P_e = P_i \cdot \left(1 - \frac{\%P_{dif}}{100}\right) = 686,689.62N \cdot \left(1 - \frac{19}{100}\right) = 556,218.60N$$

- h) Cálculo del número de torones de 12.70mm de diámetro, que se usarán en la aplicación del presfuerzo:

- h.1) Condiciones de esfuerzo en el gato:

$$0.80 \cdot (f_{pu}) = 0.80 \cdot (1,861.01MPa) = 1,488.81MPa$$

$$0.94 \cdot (f_{py}) = 0.94 \cdot (1,581.40MPa) = 1,486.52MPa$$

Máximo recomendado = **1,316.61MPa** ← (el menor)

- h.2) Condiciones de esfuerzo después de la transferencia:

$$0.74 \cdot (f_{pu}) = 0.74 \cdot (1,861.01MPa) = 1,377.15MPa$$

$$0.82 \cdot (f_{py}) = 0.82 \cdot (1,581.40MPa) = \mathbf{1,296.75MPa} \quad \leftarrow \text{(el menor)}$$

- h.3) Área de presfuerzo:

Según la fuerza en el gato: $A_{ps} = \frac{P_{gato}}{f_s} = \frac{780,329.12N}{1,316.61MPa} = 592.68mm^2$

Según la fuerza inicial: $A_{ps} = \frac{P_i}{f_s} = \frac{686,689.62N}{1,296.75MPa} = 529.55mm^2$

La mayor cantidad de área es $A_{ps} = 592.68mm^2$

h.4) El número de torones de 12.70mm de diámetro, siendo el área nominal de 98.71mm^2 por torón, es de:

$$N = \frac{592.68\text{mm}^2}{98.71\text{mm}^2} = 6\text{unidades.}$$

i) Cálculo del momento disponible para la carga de trabajo:

$$M_{ct} = \left(-\frac{Pe}{A_g} + \frac{Pe \cdot e \cdot c_t}{I_g} - \frac{M_{pp} \cdot c_t}{I_g} - f_{top} \right) \cdot \frac{I_g}{c_t}$$

$$M_{ct} = \left(-\frac{556,218.60}{135,000} + \frac{556,218.60 \cdot 236.54 \cdot 300}{5.0625 \times 10^9} - \frac{58,320,000 \cdot 300}{5.0625 \times 10^9} - (-12.6) \right) \cdot \frac{5.0625 \times 10^9}{300}$$

$$M_{ct} = 216,345,001.22 \text{ N-mm}$$

$$M_{ct} = \left(-\frac{Pe}{A_g} - \frac{Pe \cdot e \cdot c_b}{I_g} + \frac{M_{pp} \cdot c_b}{I_g} - f_{bot} \right) \cdot \frac{-I_g}{c_b}$$

$$M_{ct} = \left(-\frac{556,218.60}{135,000} - \frac{556,218.60 \cdot 236.54 \cdot 300}{5.0625 \times 10^9} + \frac{58,320,000 \cdot 300}{5.0625 \times 10^9} - (2.6) \right) \cdot \frac{-5.0625 \times 10^9}{300}$$

$$M_{ct} = 187,421,703.37 \text{ N-mm} \longleftarrow \text{ (el menor)}$$

El momento disponible máximo para la carga de trabajo que soporta una viga isostática con las características anteriormente analizadas, es de: 187.42MN-mm , equivalente a $18,742.00 \text{ kg-m}$. El diagrama de esfuerzo tanto en la transferencia como en la carga de trabajo, queda como sigue:

Figura 41. Diagrama de esfuerzos en la transferencia del ejemplo 2

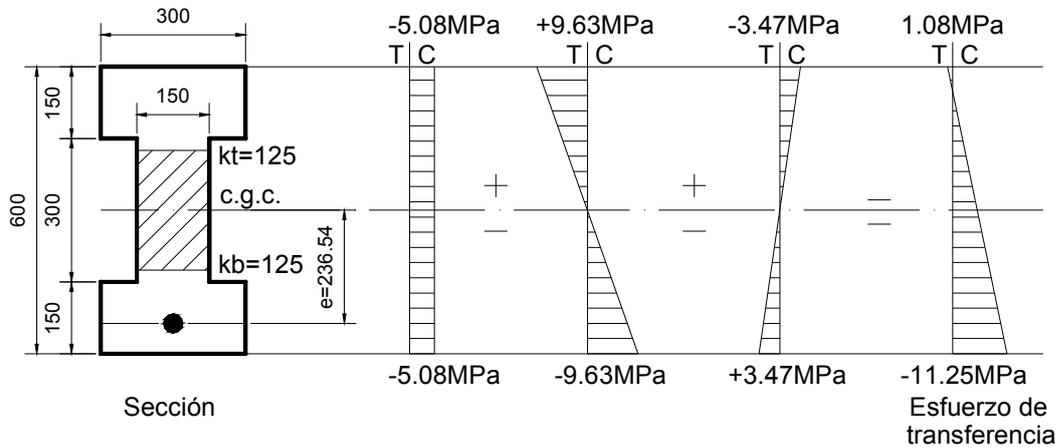
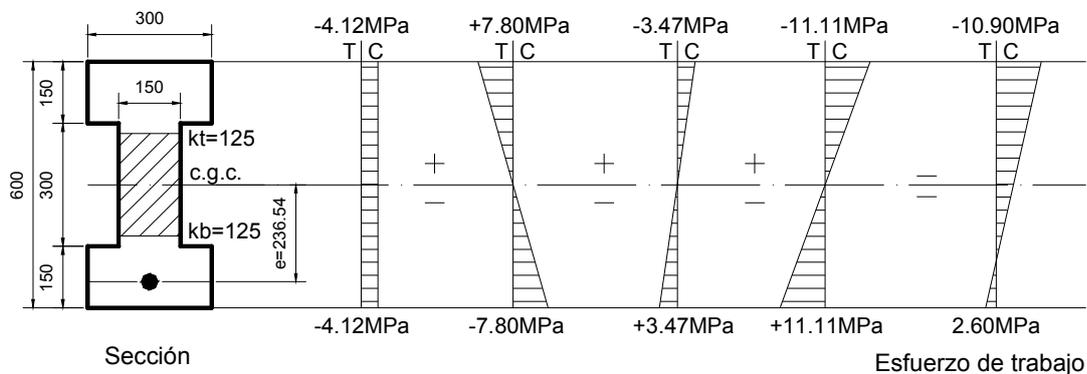


Figura 42. Diagrama de esfuerzo cuando se aplica la carga de trabajo



Ahora da inicio el cálculo del momento de ruptura de la sección, para verificar si se cuenta con un factor de seguridad adecuado cuando actúen las sobrecargas de trabajo. Esto se hace utilizando la teoría plástica en la última etapa de diseño, donde actúa el esfuerzo último antes de la falla.

- j) Factores de reducción β_1 y γ_p definidos en la sección 4.4.11 y 4.4.12 de este trabajo:

Concreto $f'_c=28MPa$ \longrightarrow factor $\beta_1=0.85$

Relación $f_{py}/f_{pu}=0.85$ \longrightarrow factor $\gamma_p=0.40$

- k) Esfuerzo efectivo en la armadura activa

$$f_{se} = \frac{Pe}{A_{ps}} = \frac{556,218.60N}{592.68mm^2} = 938.48MPa$$

- l) Condición de relación de esfuerzos:

$$\frac{f_{se}}{f_{pu}} = \frac{938.48MPa}{1,861.01MPa} = 0.50 \geq 0.50. \text{ La condición si se cumple.}$$

- m) Cálculo de la cuantía de armadura activa considerando la profundidad del eje neutro dentro del patín superior:

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{A_{ps}}{b \cdot (e + c_t)} = \frac{592.68mm^2}{300mm \cdot (236.54mm + 300mm)} = 0.00368$$

- n) El esfuerzo nominal en la armadura activa, sin tomar en cuenta la existencia de armadura pasiva, se obtiene de la siguiente ecuación:

$$f_{ps} = f_{pu} \cdot \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \cdot \left[\rho_p \cdot \frac{f_{pu}}{f'_c} \right] \right) = 1861.01 \cdot \left(1 - \frac{0.40}{0.85} \cdot \left[0.00368 \cdot \frac{1861.01}{28} \right] \right) = 1,646.68MPa$$

o) Condición de máxima cuantía de armadura activa:

$$\frac{f_{ps} \cdot \rho_p}{f'c} \leq 0.36 \cdot \beta_1 \quad \frac{1,646.68MPa \cdot 0.00368}{28MPa} \leq 0.36 \cdot 0.85$$

0.2164 < 0.3060. La condición de cuantía máxima si se cumple. Entonces, esta estructura está sub-reforzada y puede ser analizada directamente por las ecuaciones de la teoría plástica.

p) Cálculo del momento resistente, mediante las ecuaciones de la sección 4.3 de este trabajo:

$$T = A_{ps} \cdot f_{ps} = (592.68mm^2) \cdot (1,646.68MPa) = 975,956.44N$$

$$a = \frac{A_{ps} \cdot f_{ps}}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = \frac{975,956.44N}{0.85 \cdot (28MPa) \cdot (300mm)} = 136.69mm$$

De donde se puede observar que la profundidad del eje neutro a es menor que la profundidad del patín superior $t_{top}=150mm$, por lo que se procede como sigue:

$$jd = d_p - \frac{a}{2} = (300mm + 236.54mm) - \frac{136.69mm}{2} = 468.19mm$$

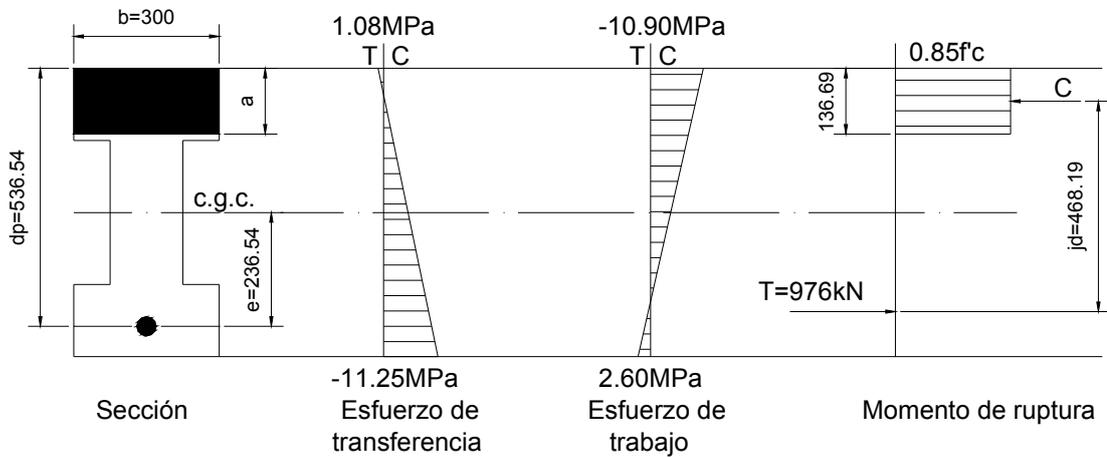
$$M_N = A_{ps} \cdot f_{ps} \cdot \left(d_p - \frac{a}{2} \right) = (975,956.44N) \cdot (468.19mm) = 456,937,531.13N - mm$$

$$M_R = 0.90 \cdot M_N = 0.90 \cdot (456,937,531.13N - mm) = 411,243,778.02N - mm$$

- q) El factor de seguridad de la estructura se calcula mediante la relación de momentos resistentes así:

$$FS = \frac{M_R}{M_{ct}} = \frac{411,243,778.02 N - mm}{187,421,703.37 N - mm} = 2.19$$

Figura 43. Diagrama de esfuerzo en la ruptura del ejemplo 2



CONCLUSIÓN: el anterior diseño muestra una resistencia para el momento de trabajo de 187.42MN-mm (18,742.00kg-m) y un momento a la ruptura de 411.24MN-mm (41,124.00kg-m).

El factor de seguridad es más del doble, lo que permite tener una certeza a la hora de la aplicación de las sobrecargas. La viga será presforzada por medio de un gato hidráulico a una fuerza de 780kN y consideradas todas las pérdidas, se obtendrá una fuerza efectiva de presfuerzo de 556kN, aplicada a 6 torones de 12.70mm (1/2 plg) de diámetro.

El diagrama de esfuerzos en la ruptura, se muestra en la figura 43. El c.g.a. variará a lo largo de la viga, para evitar la acumulación de esfuerzos en las zonas de anclaje.

Como se observa, el volumen de concreto disminuye en un 25% y la cantidad de acero en torones a usar se reduce de 8 a 6 unidades. El momento bajo cargas de trabajo se reduce en un 5% y el momento resistente último se reduce en un 12%. Las consideraciones necesarias para disponer de una estructura rectangular o de forma I simétrica, quedan a criterio del diseñador bajo los resultados anteriormente expuestos.

4.8 Didáctica de investigación

Los temas sugeridos para la investigación por parte del estudiante al finalizar el capítulo son:

- Teoría plástica para vigas T o I donde el eje neutro esté localizado en el alma y el ancho de sección b no sea constante.
- Análisis y Diseño de secciones compuestas de concreto presforzado, postensado y pretensado.
- Análisis y diseño de una vigueta pretensada.

5. ESTRUCTURAS DE CONCRETO PRESFORZADO EN GUATEMALA

En Guatemala existe desde hace más de 40 años la tecnología del presfuerzo y fue aplicada por primera vez en la construcción de un distribuidor vial que aún se encuentra en servicio: El Trébol, que fue construido por el ingeniero Mauricio Castillo C en el año de 1958. Desde entonces, la red vial de Guatemala, tanto metropolitana como rural, ha visto el crecimiento constante de esta tecnología aplicada principalmente a estructuras de puentes y pasos a desnivel.

En la actualidad el presfuerzo no solo se usa para construir puentes. Esta tecnología se ha extendido a la construcción de edificios, tal es el caso de las torres del Banco Industrial ubicadas en la zona 4 y el centro comercial Plaza del Sol ubicado en la zona 9, ambos en la ciudad de Guatemala. También existen viviendas, pasarelas, parqueos, bodegas, mercados, muelles, etcétera, que son estructuras tan diferentes como las aplicaciones del presfuerzo en la construcción.

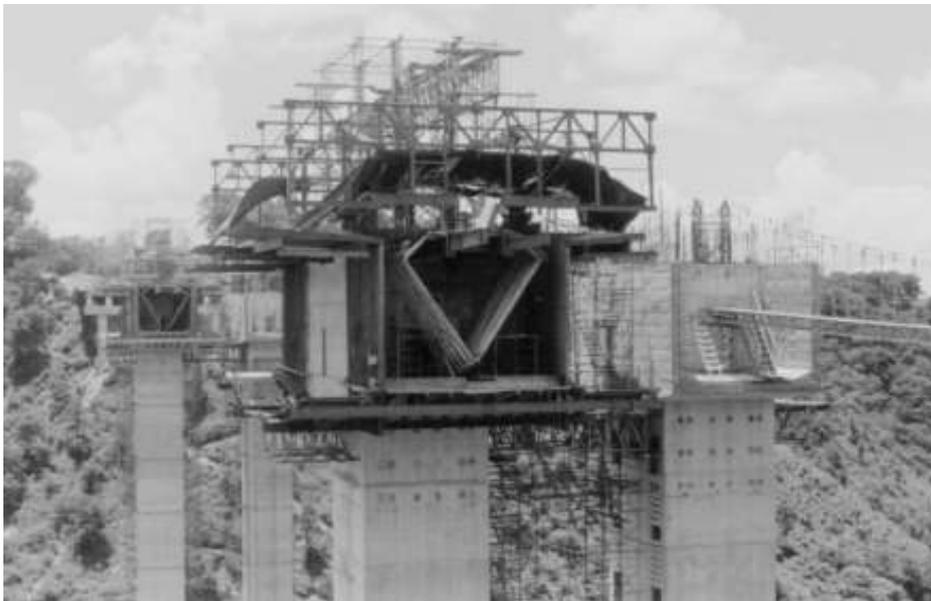
En este capítulo se exponen fotografías de algunas aplicaciones del concreto presforzado, que demuestran cuan importante es el concreto presforzado para el desarrollo de una sociedad. Posteriormente se presentan tres sistemas de aplicación de presfuerzo disponibles en el mercado guatemalteco. Por último, se detallan los tipos de secciones más comunes usadas por los diseñadores, de donde podrán derivarse diseños previos más acertados a la hora de iniciar el aprendizaje del diseño en concreto presforzado, tanto por estudiantes como por profesionales interesados en esta materia.

5.1 Estructuras de concreto presforzado en la metrópoli

Las estructuras de concreto presforzado que existen en la ciudad de Guatemala son tan variadas como las aplicaciones de la tecnología del presfuerzo. A continuación se colocan algunas fotografías de estructuras que forman parte del entorno cotidiano de la ciudad de Guatemala, y quienes viven en ella diariamente testifican y aprovechan la importancia de su existencia. Estas fotografías, algunas en fase de ejecución y otras en servicio, son la muestra del crecimiento de esta tecnología en nuestro país.

5.1.1 Puentes y pasos a desnivel

Figura 44. Puente El Naranjo. Estructura de dovelas en doble voladizo postensadas



Fuente: INTECSA

Figura 45. Paso a desnivel Las Charcas sobre anillo periférico



Fuente: COPRECA

5.1.2 Edificios y centros comerciales

Figura 46. Torres del Banco Industrial. Estructuras hiperestáticas postensadas



Fuente: INTECSA

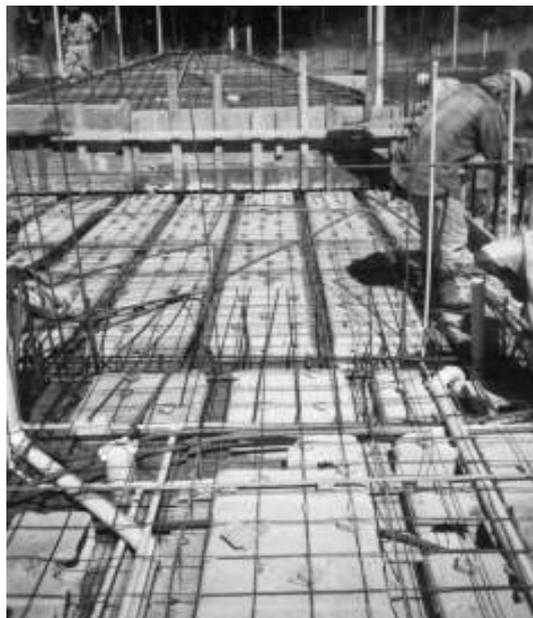
Figura 47. Losa de entrepiso tipo doble T. Luz 17 metros, edificio Nestlé Roosevelth



Fuente: COPRECA

5.1.3 Vivienda unifamiliar

Figura 48. Losa con estructura de vigueta pretensada en vivienda tipo A



Fuente: PRETECSA

5.1.4 Bodegas

Figura 49. Bodega de almacenamiento DISTUN con cerramientos pretensados



Fuente: COPRECA

5.1.5 Pasarelas

Figura 50. Pasarela peatonal sobre boulevard liberación.



Fuente: INTECSA

5.2 Estructuras de concreto presforzado en la red vial de Guatemala

La red vial de Guatemala es uno de los mejores ejemplos de la importancia del presfuerzo en nuestra sociedad, pues hoy en día es más frecuente el uso del concreto presforzado que el uso de acero o concreto reforzado en la construcción de puentes. A continuación se presentan algunas fotografías de estructuras realizadas en las principales carreteras del país.

5.2.1 Estructuras en fase de ejecución

Figura 51. Estructura del puente Machaquilá, Poptún, Petén



Fuente: INTECSA

Figura 52. Puente de vigas AASHTO tipo III, sobre río Colojate, Siquinalá



Fuente: COPRECA

Figura 53. Estructura del puente La Unión, Escuintla



Fuente: INTECSA

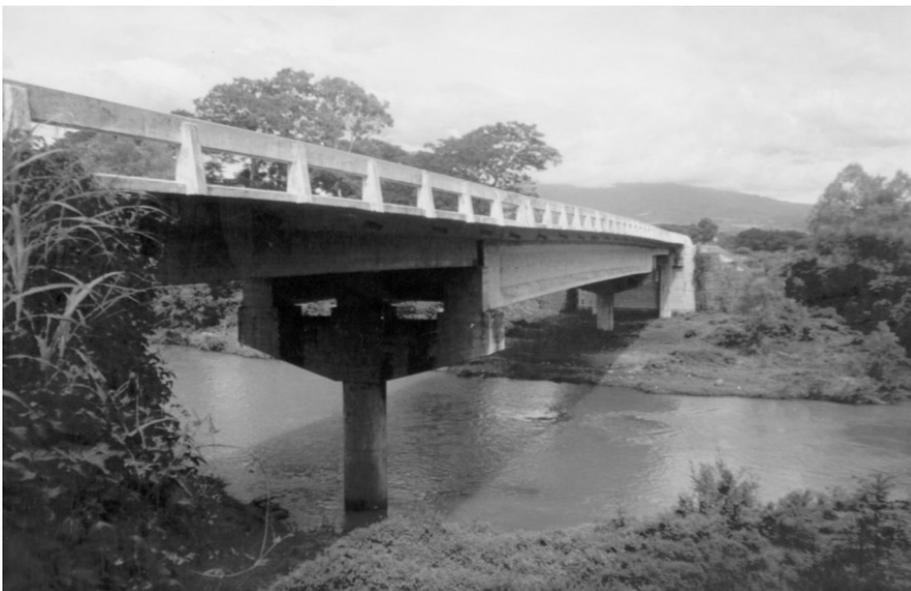
Figura 54. Puentes con presfuerzo externo



Fuente: PRECON

5.2.2 Estructuras en servicio

Figura 55. Estructura del puente Machaquilá, Poptún, Petén



Fuente: INTECSA

5.3 Secciones típicas

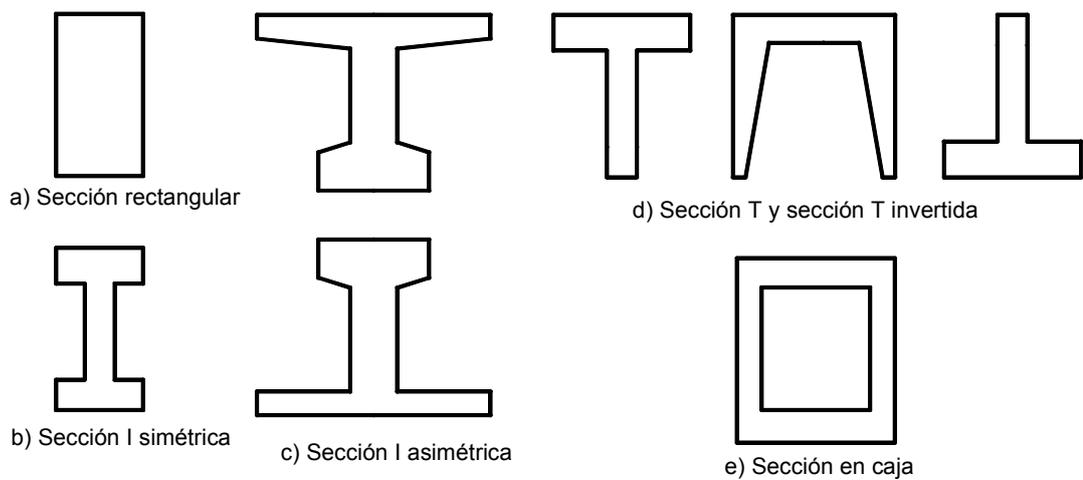
Como una herramienta para el estudiante y el catedrático del curso, se presentan a continuación las secciones más usadas en el diseño de vigas y losas de concreto presforzado, así como las características geométricas de las mismas.

5.3.1 Formas recomendadas para las secciones de concreto

Las formas más usadas por los diseñadores de estructuras prefabricadas de concreto, son las siguientes:

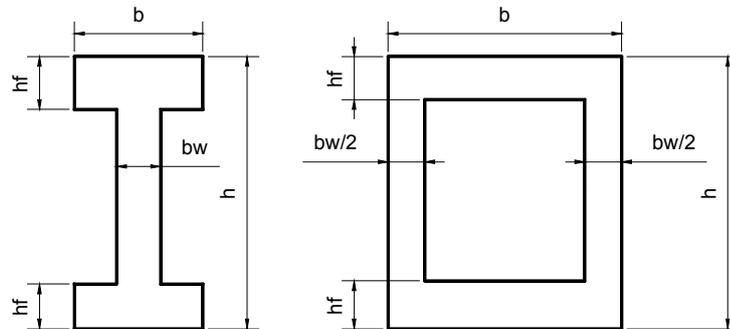
- a) Sección rectangular
- b) Sección I simétrica
- c) Sección I asimétrica
- d) Sección T y T invertida
- e) Sección en caja

Figura 56. Formas de las secciones de concreto



Fuente: T. Y. Lin. Diseño de estructuras de concreto presforzado. p. 223

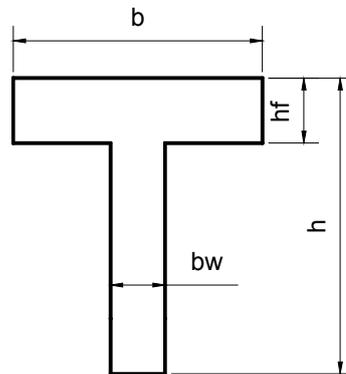
Tabla XVI. Propiedades de sección de viga I y cajón simétrica



bw/b	hf/h	A_g	I_g	c_{top}	c_{bot}	r^2
0.1	0.1	$0.280bh$	$.0449bh^3$	$0.500h$	$0.500h$	$0.160h^2$
0.1	0.2	0.460	0.0671	0.500	0.500	0.146
0.1	0.3	0.640	0.0785	0.500	0.500	0.123
0.2	0.1	0.360	0.0492	0.500	0.500	0.137
0.2	0.2	0.520	0.0689	0.500	0.500	0.132
0.2	0.3	0.680	0.0791	0.500	0.500	0.117
0.3	0.1	0.440	0.0535	0.500	0.500	0.121
0.3	0.2	0.580	0.0707	0.500	0.500	0.122
0.3	0.3	0.720	0.0796	0.500	0.500	0.111
0.4	0.1	0.520	0.0577	0.500	0.500	0.111
0.4	0.2	0.640	0.0725	0.500	0.500	0.113
0.4	0.3	0.760	0.0801	0.500	0.500	0.105

Fuente: Arthur H. Nilson. Diseño de estructuras de concreto presforzado. p. 562

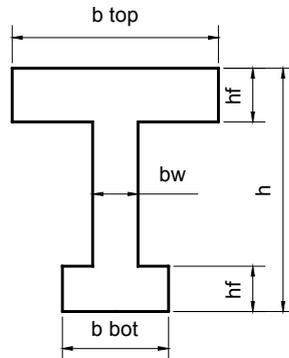
Tabla XVII. Propiedades de sección de viga T



b_w/b	h_f/h	A_g	I_g	c_{top}	c_{bot}	r^2
0.1	0.1	$0.190bh$	$.0179bh^3$	$0.286h$	$0.714h$	$0.0945h^2$
0.1	0.2	0.280	0.0192	0.244	0.756	0.0688
0.1	0.3	0.370	0.0193	0.245	0.755	0.0520
0.2	0.1	0.280	0.0283	0.371	0.629	0.1010
0.2	0.2	0.360	0.0315	0.322	0.678	0.0875
0.2	0.3	0.440	0.0319	0.309	0.691	0.0725
0.3	0.1	0.370	0.0365	0.415	0.585	0.0985
0.3	0.2	0.440	0.0408	0.374	0.626	0.0928
0.3	0.3	0.510	0.0417	0.355	0.645	0.0819
0.4	0.1	0.460	0.0440	0.441	0.559	0.0954
0.4	0.2	0.520	0.0486	0.408	0.592	0.0935
0.4	0.3	0.580	0.0499	0.391	0.609	0.0860

Fuente: Arthur H. Nilson. Diseño de estructuras de concreto presforzado. p. 563

Tabla XVIII. Propiedades de la sección de vigas I asimétricas

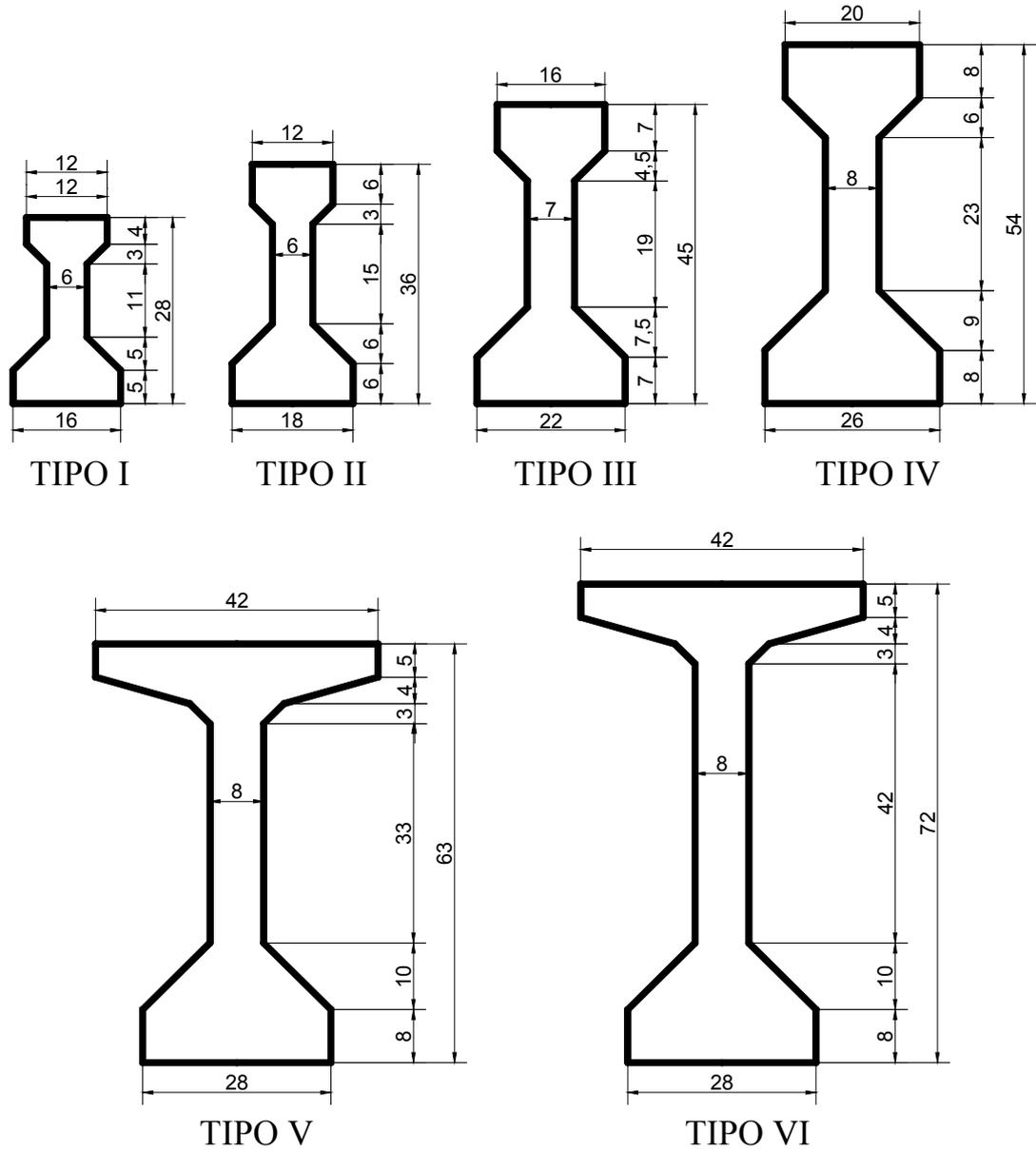


b bot/b=0.30						
bw/b	hf/h	A_g	I_g	c_{top}	c_{bot}	r^2
0.1	0.1	0.210bh	0.0260bh ³	0.350h	0.650h	0.1236h ²
0.1	0.2	0.320	0.0345	0.325	0.675	0.1080
0.1	0.3	0.430	0.0387	0.328	0.672	0.0900
0.2	0.1	0.290	0.0316	0.390	0.610	0.1090
0.2	0.2	0.380	0.0378	0.353	0.647	0.0994
0.2	0.3	0.470	0.0402	0.345	0.655	0.0856
b bot/b=0.50						
bw/b	hf/h	A_g	I_g	c_{top}	c_{bot}	r^2
0.1	0.1	0.230bh	0.0326bh ³	0.403h	0.597h	0.1420h ²
0.1	0.2	0.360	0.0464	0.389	0.611	0.1288
0.1	0.3	0.490	0.0535	0.394	0.606	0.1090
0.2	0.1	0.310	0.0373	0.428	0.572	0.1204
0.2	0.2	0.420	0.0488	0.405	0.595	0.1160
0.2	0.3	0.530	0.0540	0.401	0.599	0.1020
0.3	0.1	0.390	0.0430	0.443	0.557	0.1103
0.3	0.2	0.480	0.0510	0.418	0.582	0.1065
0.3	0.3	0.570	0.0553	0.408	0.592	0.0970
b bot/b=0.70						
bw/b	hf/h	A_g	I_g	c_{top}	c_{bot}	r^2
0.1	0.1	0.250bh	0.0381bh ³	0.446h	0.554h	0.1525h ²
0.1	0.2	0.400	0.0560	0.440	0.560	0.1391
0.1	0.3	0.550	0.0651	0.443	0.557	0.1182
0.2	0.1	0.330	0.0425	0.460	0.540	0.1290
0.2	0.2	0.460	0.0578	0.448	0.552	0.1258
0.2	0.3	0.590	0.0657	0.447	0.553	0.1113
0.3	0.1	0.410	0.0467	0.466	0.534	0.1140
0.3	0.2	0.520	0.0598	0.454	0.546	0.1150
0.3	0.3	0.630	0.0663	0.450	0.550	0.1051

Fuente: Arthur H. Nilson. Diseño de estructuras de concreto presforzado. p. 564

5.3.2 Vigas AASHTO para puentes

Figura 57. Vigas típicas de la AASHTO (medidas en pulgadas).



Fuente: Arthur H. Nilson. Diseño de estructuras de concreto presforzado. p. 565

Tabla XIX. Propiedades de las Vigas de Puesto AASHTO

Tipo	h pulg	Ag pulg. ²	Ig pulg ⁴	c top pulg	c bot pulg	r ² pulg ²	Wpp Lb/pie
I	28	276	22750	15.41	12.59	82	288
II	36	369	50979	20.17	15.83	138	384
III	45	560	125390	24.73	20.27	224	583
IV	54	789	260741	29.27	24.73	330	822
V	63	1013	521180	31.04	31.96	514	1055
VI	72	1085	733320	35.62	36.38	676	1130

Fuente: Arthur H. Nilson. Diseño de estructuras de concreto presforzado. p. 565

5.4 Didáctica de investigación

Los temas sugeridos para la investigación por parte del estudiante al finalizar el capítulo son:

- Hacer una investigación sobre los sistemas de presfuerzo aplicado a puentes atirantados.
- Hacer una investigación sobre los sistemas de presfuerzo aplicado a estructuras hiperestáticas.
- Hacer una investigación sobre los sistemas de presfuerzo aplicado a estructuras con presfuerzo circular.

6. ANÁLISIS DE FALLAS DEL CONCRETO PRESFORZADO

Muy a menudo la gente piensa que hasta que una estructura colapsa se dice que falla. Pero en realidad la falla es cualquier comportamiento no esperado para las condiciones de estabilidad de una estructura. Ocurren en todo tipo de estructuras cortas y largas, bajas y altas, mínimas y monumentales, ya sean construidas con marcos de madera, acero, concreto reforzado o concreto presforzado.

Figura 58. Colapso de la sub-base del puente blanco San Luis, Petén.



Fuente: COINSER

En las edificaciones de concreto presforzado se pueden observar fisuras que aparecen a lo largo de muchos años o en las primeras horas de vida de la estructura. Las causas de estas fisuras, pueden ser muchas y las fallas estructurales por fisuras, solo representan una parte del universo de causas que provocan comportamientos no esperados en ellas.

La principal causa de las fallas es la negligencia. De ella derivan problemas que afectan desde la etapa del diseño estructural, hasta la puesta en servicio de una estructura. Y las consecuencias pueden representar pérdidas que van desde lo económico hasta lo vital. La principal preocupación de todo ingeniero debe ser la seguridad del usuario. El problema aparece cuando se antepone a esta premisa la condicionante económica que es regularmente la causa de acciones negligentes.

Las investigaciones más profundas realizadas sobre las causas, efectos y tratamientos de las fallas en estructuras están resumidas en la ciencia de la ingeniería civil denominada patología de las estructuras y éstas han demostrado que el agrietamiento en el concreto no se puede evitar totalmente, sin embargo sí es posible reducirlo al mínimo. Sobre esta base, se puede hacer una clasificación de las causas que provocan fallas en las estructuras de forma sencilla y clara:

a) Ignorancia :

- Incompetencia de los hombres encargados del diseño, construcción e inspección.
- Supervisión y mantenimiento por parte de personas sin la experiencia necesaria.
- Adquirir las responsabilidades vitales sin la experiencia y conocimiento necesario.
- Competencia sin supervisión.
- Falta de experiencia.

- Falta de suficiente información preliminar.
- b) Economía:
- En el costo primario.
 - En el mantenimiento.
- c) Descuidos, errores o equivocaciones:
- Una persona cuidadosa y competente que demuestra negligencia en cierta parte del trabajo.
 - Un contratista o un superintendente toma el riesgo, sabiendo que lo está tomando.
 - Falta de propia coordinación en producción de planes.
- d) Casos no frecuentes o casos accidentales:
- Sismos, tormentas, incendios, etcétera.

Este capítulo proporciona los conocimientos necesarios para comprender las causas más comunes que provocan una falla en una estructura presforzada, y tener así elementos técnicos para poder evitarlas. No constituye en sí un tratado de patología estructural, más bien pretende hacer un resumen de las fallas más comunes en el concreto presforzado según lo observado por diversos ingenieros dedicados a esta área de la ingeniería civil.

6.1 Fallas en el concreto presforzado

Dos son los parámetros importantes que influyen en el proyecto y tecnología del concreto: Uno es la relación árido/cemento y el otro es la relación agua/cemento. De ellos depende en gran parte no sólo las resistencias mecánicas, sino también, la durabilidad y la estabilidad del concreto a lo largo del tiempo. La patología de una estructura puede presentarse de diversas formas, las más importantes son:

- Aparición de rugosidades superficiales.
- Formación de una película superficial, adherente o no, constituida por reacción química entre agentes agresivos y el concreto endurecido.
- Cambios de coloración.
- Degradaciones superficiales.
- Aparición de fisuras.
- Deformaciones excesivas.

Entre los daños más frecuentes en elementos estructurales se encuentran las fisuras y grietas, los descantillados, las oquedades o coqueras, desagregaciones, disgregaciones, segregaciones, etcétera. Cuando el concreto está en proceso de curado una de las causas más comunes de agrietamiento es la retracción y las grietas se producen pues el concreto no ha alcanzado su máxima resistencia, por lo que no puede resistir los cambios dimensionales que supone la retracción.

El concreto presforzado posee la cualidad de ser un concreto de alta resistencia, considerándose un mínimo de 28MPa según la ACI. Esto es una ventaja en relación al concreto de baja resistencia, pues los concretos de alta resistencia presentan cualidades mecánicas y químicas que evitan la aparición de fisuras.

La principal causa de las fallas por fisura en el concreto presforzado, al eliminar todas aquellas derivadas de la supervisión y asistencia del hombre, son las fallas estructurales. Éstas se pueden clasificar en relación al esfuerzo que produce la carga aplicada y son:

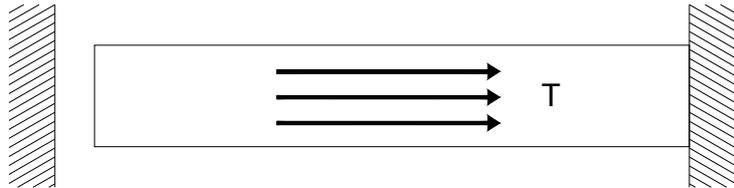
6.1.1 Fisuras por esfuerzos de tensión

Las fisuras por tensión axial se consideran un tipo de falla poco frecuente en elementos de concreto presforzado, debido a la compresión inducida previamente por medio del presfuerzo. Regularmente ocurren en losas pretensadas. La forma en que se originan es a través de numerosas grietas de trazado perpendicular, ya sea a las barras principales del elemento, o a la dirección de dichos esfuerzos. Y por lo cual atraviesan la sección de una parte a otra, formándose casi simultáneamente, por lo general, en los lugares de los emplazamientos de los estribos.

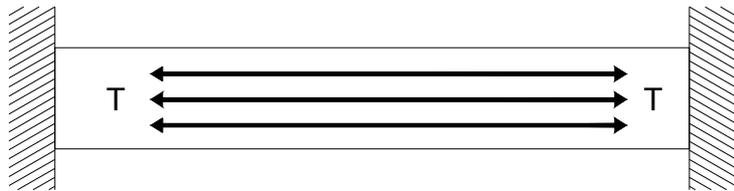
El agrietamiento por esfuerzos de tensión se debe principalmente a los fenómenos de retracción o contracción del concreto, que producen esfuerzos inducidos de tensión al reducir su tamaño por efectos de fraguado.

El proceso de agrietamiento por esfuerzos de tensión inducidos por estos fenómenos, se lleva a cabo como sigue:

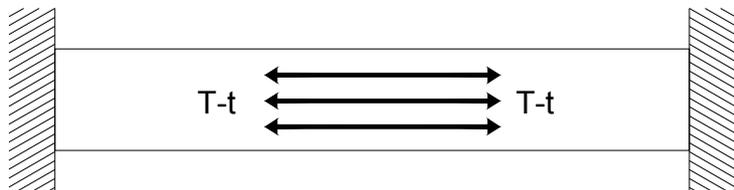
Figura 59. Proceso de agrietamiento en un elemento sometido a esfuerzos de tensión



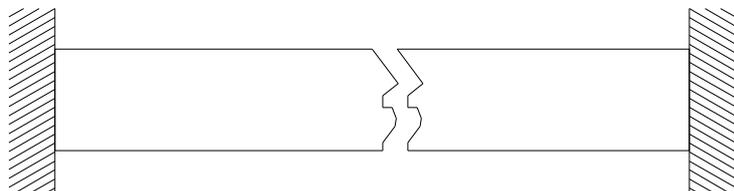
a) Si el elemento fragua sin tener restricción se encoge libremente.



b) Si los extremos se encuentran restringidos, se desarrollan esfuerzos de tensión.



c) El esfuerzo de tensión se reduce al ser absorbido por la fluencia lenta del concreto



d) Si el esfuerzo de tensión inducido es mayor que la resistencia de tensión del concreto este se fisura.

Fuente: Edgar Francisco Pastor De Paz. Patología de las edificaciones en concreto armado. p. 80.

- a) Inicialmente se tiene un elemento de concreto de longitud conocida, bajo condiciones controladas de temperatura y humedad.
- b) Si en el proceso de fraguado no existen restricciones (elementos isostáticos), el elemento se contrae libremente, sin que se produzcan fisuras. Pero si los extremos del elemento están restringidos (elementos hiperestáticos), se desarrollan esfuerzos de tensión que pueden llegar a superar la baja resistencia de tensión del concreto ($f_t=0.10f'_c$ aproximadamente).
- c) Con el tiempo, los esfuerzos de tensión se reducen debido a la fluencia del concreto y parte de estos esfuerzos se equilibran con la resistencia a tensión del concreto.
- d) Si el esfuerzo inducido es más fuerte que la resistencia de tensión del concreto, éste se fisura, desapareciendo el esfuerzo de tensión inducido. Si el esfuerzo inducido no supera la resistencia a tensión del concreto, no aparecen estas fisuras.

6.1.2 Fisuras por esfuerzos de compresión

Las fallas debidas a esfuerzos de compresión se producen a una deformación unitaria del orden de 0.003 a 0.004. A esta deformación, el concreto se agrieta longitudinalmente o con una inclinación aproximada de 45°, dependiendo del grado de restricción que exista en los extremos del elemento. Esto ocurre con estructuras sobrerreforzadas en las cuales falla el concreto antes del acero. En el caso de vigas, las fallas debidas a esfuerzos de compresión, se reconocerán por un desconchamiento del concreto en la zona de compresión del elemento.

Este es un tipo de falla peligroso, pues las deformaciones antes de la ruptura son limitadas y se obtiene un tipo de falla quebradizo o explosivo.

Figura 60. Falla por compresión en un elemento de concreto, causando desconchamiento, debido a su sección insuficiente.



Fuente: Edgar Francisco Pastor De Paz. Patología de las edificaciones en concreto armado. p. 96.

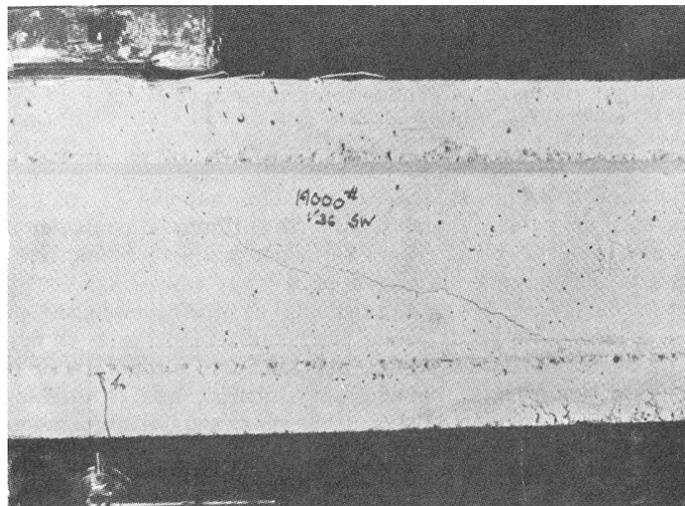
6.1.3 Fisuras por esfuerzos de corte

Las fisuras por esfuerzos de corte avisan con tiempo de anticipación. Pueden comenzar en el alma o parte más angosta de una sección y extenderse hacia la armadura; y cuando se llega a la carga límite de resistencia, el elemento estructural se divide en dos partes. Este proceso puede ser muy rápido e incluso instantáneo, por lo que se considera de suma peligrosidad.

Los esfuerzos por corte se manifiestan por la aparición de grietas con una inclinación de 45° con respecto a la vertical, e indica la deficiencia en el armado que forman los estribos de la viga. Las estructuras presforzadas fallan como resultado de los esfuerzos de tensión producidos por el esfuerzo cortante, conocidos como tensión diagonal en el concreto reforzado y como tensión principal en el concreto presforzado.

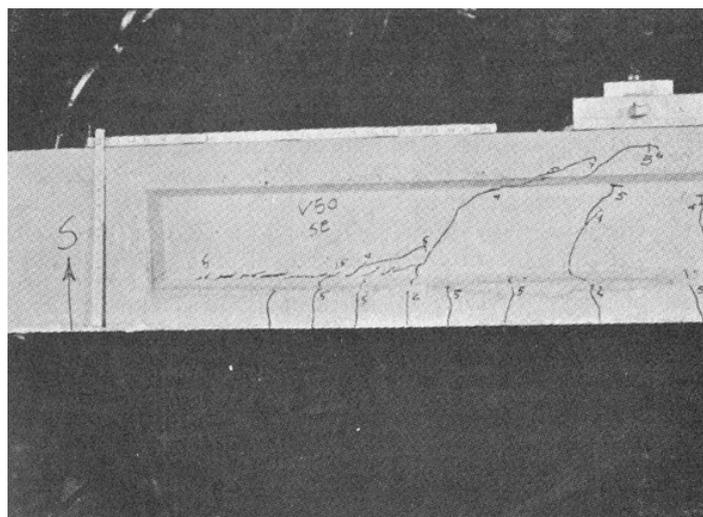
Hay esencialmente dos tipos de falla al corte: uno en la cual la falla principia en el alma como resultado de la gran tensión principal y otro en el cual aparecen primero grietas verticales de flexión y gradualmente se convierten en grietas inclinadas por corte.

Figura 61. Grieta inclinada de tensión originada en el alma



Fuente: T. Y. Lin. Diseño de estructuras de concreto preesforzado. p. 240

Figura 62. Grieta inclinada de tensión originada por grieta de flexión



Fuente: T. Y. Lin. Diseño de estructuras de concreto preesforzado. p. 241

6.1.4 Fisuras por esfuerzos de flexión

Este tipo de fisuras aparecen por combinación de esfuerzos flexionantes y cortantes, de tensión o de compresión. Es la falla más común en vigas. Pueden aparecer durante la etapa de la transferencia o durante la etapa de la carga y sobrecarga de trabajo. Las fisuras de flexión típica inician en la fibra extrema de tensión y se extienden de forma más o menos lineal hasta el eje neutro, tomando una curvatura al final de la misma. Se detienen al alcanzar la fibra de compresión que nivela el esfuerzo.

Contrario a lo que se cree, el concreto presforzado puede permitir determinada cantidad de fisuras de un ancho considerable en sus fibras bajo tensión. Este principio se debe a que el presfuerzo permite deformaciones momentáneas durante la aplicación de una sobrecarga inesperada, retornando a su posición inicial al desaparecer dicha sobrecarga.

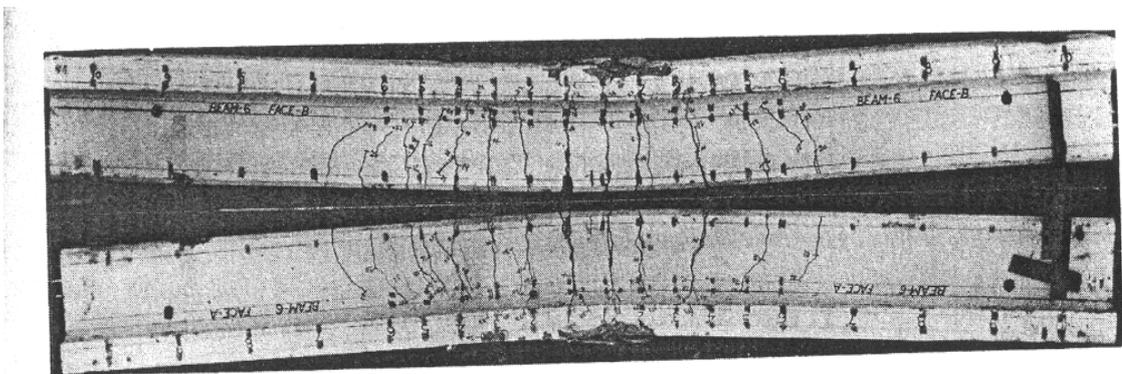
El problema surge cuando el límite de elasticidad de una estructura se supera y el acero de presfuerzo no es capaz de restituir al elemento a la forma original, causando fisuras permanentes que afectan directamente la resistencia por flexión.

Las características principales de una falla de flexión son las siguientes:

- No afectan a toda la profundidad de la viga, ya que se detienen en las proximidades de la fibra neutra.
- Su aparición es de variado número y bastante juntas.

- Las fisuras aparecen bajo los efectos de las cargas de diseño y desaparecen al retirar estas cargas.
- Por lo general son perpendiculares al eje de la pieza, inclinándose luego más o menos, según el valor del esfuerzo cortante.

Figura 63. Falla por flexión en una viga presforzada



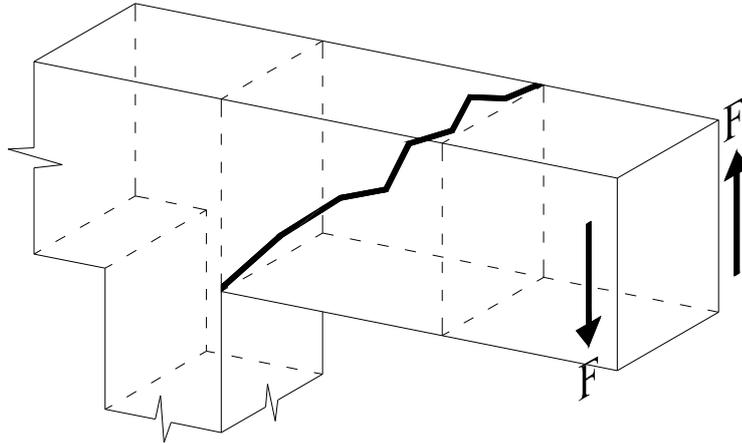
Fuente: Antoine E. Naaman. *Prestressed concrete analysis and design*. p. 148.

6.1.5 Fisuras por esfuerzos de torsión

Es una falla de tipo frágil en la cual el concreto se aplasta. Ocurre por efectos de los esfuerzos de flexión. Su efecto produce fisuras a 45° que cruzan en dirección opuesta en ambas caras del elemento estructural.

Este tipo de fisuras se suele encontrar en las vigas, cuando existe una viga que arriostra los pórticos de luces descompensadas.

Figura 64. Modo de falla por torsión en un elemento estructural



Fuente: Edgar Francisco Pastor De Paz. Patología de las edificaciones en concreto armado. p. 96.

6.2 Fallas en el acero

La falla más común en el acero de presfuerzo, es la causada por la corrosión. El acero de presfuerzo posee características mecánicas que lo hacen ser sumamente flexible. Sufre grandes deformaciones antes de llegar a la ruptura. Es por esto, que la falla en el acero siempre será causada por un esfuerzo simple de tensión, que exceda su límite de proporcionalidad llevándolo a una falla súbita de ruptura.

Si bien es cierto, la causa del incremento de esfuerzos en una sección de acero lo constituye la reducción de su área por el fenómeno de la corrosión, ésta puede ser evitada mediante la correcta aplicación de las lechadas, cuando la estructura posee conductos o mediante un correcto vibrado del concreto cuando el anclaje se hace por adherencia. Esto garantiza la hermeticidad del acero ahogado en concreto.

Además deben evitarse las fisuras por causas expuestas anteriormente, pues si éstas superan los mínimos recomendados, permiten el paso de agentes corrosivos dentro de los conductos y llegar así a afectar la armadura activa.

6.3 Fallas durante la aplicación del presfuerzo

En la etapa de la aplicación del presfuerzo por medio de un gato, es cuando se observan las mayores concentraciones de presfuerzo en una estructura. Esto se debe a que el concreto regularmente está aún en sus primeras horas de vida y su resistencia aún no ha sido alcanzada en su totalidad. Es por esto que la ocurrencia de fallas es más común en esta etapa que en cualquier otra.

La falla más común en esta etapa, es la rotura de uno de los cable. Esto regularmente ocurre cuando el acero de armadura activa utilizado no posee estrictos estándares de control durante la fabricación o durante su almacenaje. La corrosión es un factor decisivo durante esta etapa pues es aquí cuando la concentración de esfuerzos en el acero se hace crítica.

Otra falla común en esta etapa, ocurre durante la transferencia del presfuerzo. Debe existir una supervisión adecuada para garantizar la secuencia correcta en la aplicación del presfuerzo a cada cable. Esto sucede en estructuras donde hay más de un cable.

De las normas ACI se pueden obtener datos importante de seguridad durante la aplicación de presfuerzos:

Figura 65. Aplicación del presfuerzo a una viga isostática



- El operario debe contar con suficiente experiencia en el manejo de la herramienta y herraje de presfuerzo. Debe así mismo, conocer el sistema de presfuerzo que está usando para evitar fallas por desperfectos en los anclajes.

- Se debe llevar un estricto control de las elongaciones de los cables y la fuerza aplicada a cada uno, medido en un manómetro. Si existe una diferencia entre estos datos, del 5% en elementos pretensados o de un 7% en elementos postensados, será necesaria una investigación técnica del elemento para determinar las causas de la falla.

- Cuando un elemento del cable tensado se rompe, la pérdida total de presfuerzo no debe exceder del 2% del presfuerzo total. Lo cual indica que en la mayoría de los casos, deberá reemplazarse el cable que ha sufrido una avería durante la aplicación de la carga.
- La forma correcta de transferir el presfuerzo si se usa un soplete, es mediante cortes planificados para evitar presfuerzos no deseados. Además, el corte debe realizarse lo más cerca posible del anclaje para reducir al mínimo los impactos en el concreto.

6.4 Fallas en el transporte

Una de las ventajas del concreto presforzado, sobre el reforzado, es que éste puede ser prefabricado en un área donde las condiciones favorezcan la producción. Pero se convierte en una desventaja al hablar del transporte de las estructuras prefabricadas presforzadas. Las fallas por transporte se pueden clasificar en los tipos.

6.4.1 Fallas durante el traslado

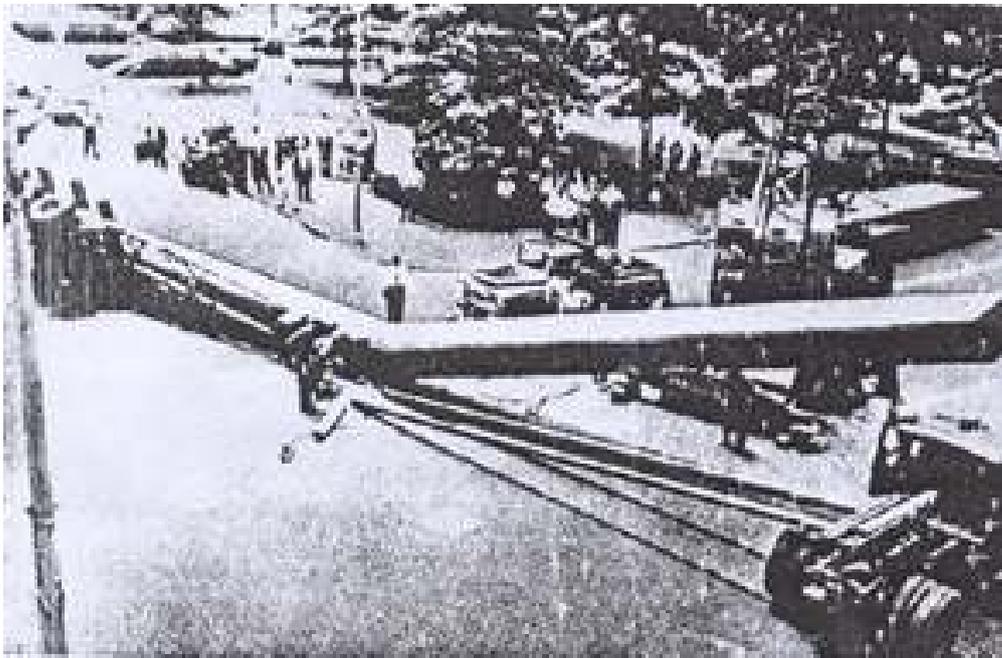
El transporte requiere de conocimientos técnicos en relación con el manejo de los elementos estructurales presforzados, pues como se sabe, estas estructuras están diseñadas para funcionar en una dirección establecida y mucho tiene que ver en ellas la inercia, que determina la única posición de su sección de estudio.

Las fallas más frecuentes durante el transporte ocurren con elementos presforzados relativamente pequeños, como viguetas prefabricadas las cuales son fácilmente manejables con la fuerza del hombre.

Pero también ocurren estos errores durante el traslado de vigas de gran peralte montadas en plataformas tiradas por cabezales o remolques.

Se han observado fallas de estrategia al no considerar los riesgos de transportar un elemento tan grande en espacios reducidos como carreteras con curvas cerradas, demasiada pendiente o un paso a través de un pueblo.

Figura 66. Accidente de tráfico durante el traslado de una viga



Fuente: Jacob Feld. Fallas técnicas en la construcción. p. 416

6.4.2 Fallas durante la erección y colocación en su posición final

Las estructuras prefabricadas deben ser erigidas a su posición final desde una altura 0 hasta una altura H. Durante el transporte pueden ocurrir fallas accidentales y fallas técnicas. Por ejemplo, una viga que ha sido diseñada para autosoportarse en sus extremos, debe ser erigida desde sus extremos, pues de lo contrario sufriría fácilmente daños permanentes y hasta su destrucción total.

Figura 67. Erección correcta de una viga isostatica



6.5 Fallas en los métodos constructivos

Los métodos constructivos pueden ser tan variados como la imaginación de cada profesional encargado de una obra de ingeniería civil. Por esta razón se exponen a continuación solamente algunos de los problemas más comunes al trabajar con estructuras de concreto presforzado.

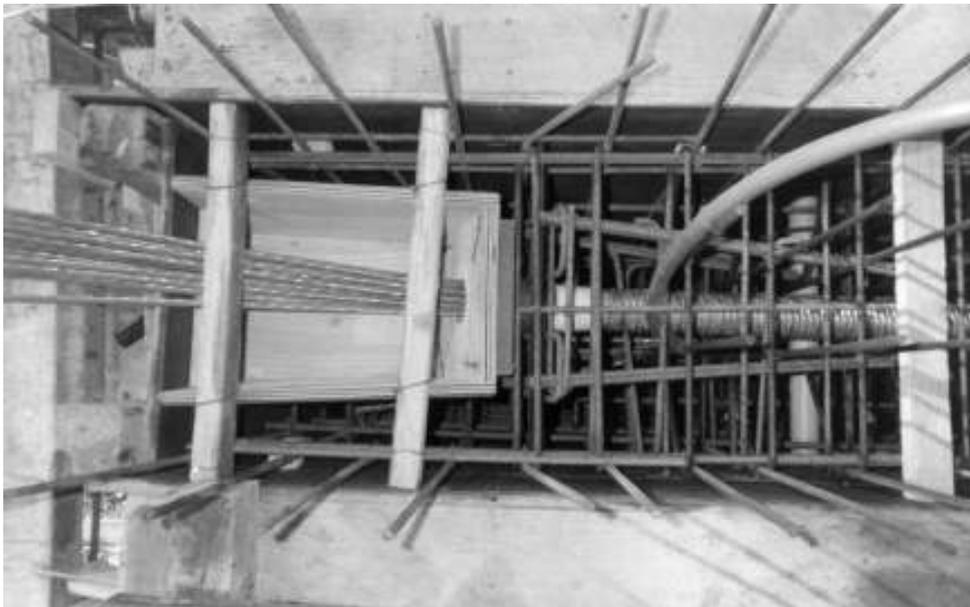
6.5.1 Espacio mínimo entre armaduras activas y pasivas

Regularmente uno de los problemas más comunes en la construcción de estructuras prefabricadas ocurre en el momento de la fundición. El concreto de alta resistencia necesita tener una relación agua/cemento muy baja para alcanzar las resistencias deseadas. Esto provoca concretos poco trabajables.

Esto complica la colocación del concreto si los espacios de circulación del mismo no tienen los mínimos recomendados para el tipo de agregado que se usa en la mezcla. Si se considera que las estructuras presforzadas postensadas, son regularmente muy esbeltas y el acero de presfuerzo se coloca dentro de conductos que ocupan un espacio considerable dentro de la armadura pasiva, es obvio que la colocación de la mezcla requiere de atención especial a la hora de diseñar la sección.

La recomendación que se hace al diseñador es que especifique el tipo de agregado a usar en la mezcla y en base a éste se diseñen los espacios entre armadura activa y pasiva. Además, puede recomendarse el uso de aditivos reductores de agua o fluidificantes que pueden ser fácilmente adquiridos a bajo costo en el mercado nacional.

Figura 68. Vista superior de una cabeza de viga con anclajes vivos



Fuente: INTECSA

6.5.2 Diseño adecuado de las molduras o cimbras

Los ingenieros diseñadores deben prever la metodología constructiva a usar en un proyecto, para determinar el adecuado diseño de las secciones. Suele pasar que las cimbras usadas en una estructura se quedan atoradas y resulta imposible retirarlas sin que se dañe la estructura o la propia moldura.

Los costos que conlleva una moldura regularmente son elevados, contrario a lo que se piensa, un buen diseño de molduras puede reducir los costos finales de un proyecto.

6.5.3 Mantenimiento de la maquinaria de presfuerzo

Una de las principales causas de retraso en el cronograma de un proyecto, son los desperfectos mecánicos en la maquinaria. Esto ocurre frecuentemente en la maquinaria de presfuerzo. Todo ingeniero que se dedica al trabajo con estructuras presforzadas debe contar con un equipo de mantenimiento para la maquinaria de presfuerzo, que revise periódicamente el estado de las piezas susceptibles a sufrir desgaste.

Una máquina averiada no sólo produce retrasos; también produce fallas en las estructuras. La falla más común es la sufrida por las armaduras activas, que suelen quedar expuestas a la intemperie, donde abundan los agentes corrosivos que afectan como se describió en la sección 6.2 de este trabajo.

6.5.4 Suministro de agregados

Como se mencionó en el capítulo 5, el concreto presforzado tiene su mejor ejemplo de desarrollo en la red vial de Guatemala. Esto es una desventaja a la hora de planificar proyectos en el norte de la república, por ejemplo, pues es muy difícil conseguir agregados de buena calidad en esta región y es necesario contar con un medio de transporte adecuado de agregados para el concreto de alta resistencia.

La mala disposición de los agregados puede degenerar en el uso de materiales contaminados o que no cumplen con las normas de la ASTM para concretos de alta resistencia.

Para evitar las fallas en las propiedades mecánicas del concreto, se debe prever el modo de adquisición de agregados de buena calidad en el método constructivo a usar. Además, es importante que se usen pruebas de laboratorio para determinar las propiedades del concreto antes de aplicar la fuerza de presfuerzo.

6.5.5 Espacio disponible en obra

Todo proyecto debe contar con un área para los movimientos necesarios tanto de la maquinaria como del personal a cargo. El espacio debe ser proporcional a las necesidades del proyecto. Así, debe existir por lo menos espacio para una bodega de almacenaje de materiales que son afectados por la intemperie a corto plazo, un patio para disposición de agregados, parqueo de maquinaria liviana y pesada, y en el caso de existir erecciones de elementos prefabricados, espacio para maniobras de grúas.

La disposición de áreas libres en un proyecto evita accidentes en la humanidad del personal y la integridad de las estructuras.

Figura 69. Patio de maniobras en el proyecto CENTRA



Fuente: PRECON

6.6 Didáctica de investigación

Los temas sugeridos para la investigación por parte del estudiante al finalizar el capítulo son:

- Aplicación de resinas epóxicas para el tratamiento terapéutico de fallas en el concreto.
- Investigar la utilización del presfuerzo externo para la reparación de fallas estructurales en el concreto reforzado.

CONCLUSIONES

1. El presente trabajo de graduación es una importante contribución a la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala para mejorar el contenido del curso de Concreto Presforzado dentro de la red de estudios de la carrera de ingeniería civil.
2. La metodología planteada para el diseño de estructuras presforzadas, cumple con los requisitos técnicos de los códigos de uso común en Guatemala y además está estructurada como un diagrama de flujo continuo que favorece la didáctica empleada en sucesivas clases magistrales.
3. Es innegable el beneficio que presentan los ejemplos de aplicación y las didácticas de investigación al proceso enseñanza-aprendizaje.
4. Con la presente guía de estudios se promueve el interés de los estudiantes y profesionales que deseen incrementar sus conocimientos en el área de estructuras de la carrera de ingeniería civil.

RECOMENDACIONES

- 1 La implementación del curso de Concreto Presforzado como curso obligatorio en la carrera de ingeniería civil.
- 2 El laboratorio del Centro de Investigaciones de Ingeniería no hace énfasis en las nuevas tecnologías del concreto estructural dentro de las cuales predominan las recientes aplicaciones del presfuerzo.
- 3 Debe implementarse un horario de trabajo dirigido en el cual sean expuestos temas relacionados al contenido de concreto presforzado.
- 4 El catedrático y el estudiante deben profundizar en cada tema recomendado en la didáctica de investigación que complementa los conocimientos que por falta de espacio no es prudente colocar en este trabajo de graduación.
- 5 En la facultad de ingeniería no existe un departamento que se dedique exclusivamente a la investigación del concreto presforzado, el cual debería ser implementado con la ayuda de entidades universitarias y privadas.

BIBLIOGRAFÍA

1. Allen A. H. **Introducción al concreto presforzado.** México: Editorial Limusa, SA de CV. 1990. 98pp.
2. Amillategui, Fernando S. Y Carlos G. Pericot. **Curso de Hormigón Pretensado.** España: s.e. 1986. 535pp.
3. Branson Dan E. **Diseño de vigas de concreto presforzado.** México: Editorial Limusa, 1990. 109pp.
4. Castelli Guidi, Carlo. **Concreto armado preesforzado.** 2ª edición. México: Compañía Editorial Continental S.A. 1959. 563pp.
5. **Código de diseño de hormigón armado basado en el ACI 318-99.** Chile: Comisión de diseño estructural en hormigón armado y albañilería perteneciente a la corporación de desarrollo tecnológico de la camara chilena de la construcción (CDEHAA-CCC). 2000. 576pp.
6. Feld, Jacob. **Fallas técnicas en la construcción.** 2ª edición. México: Editodial Limusa SA. 1983. 491pp.
7. Gerwick, Ben C. Jr. **Construcción de estructuras de concreto presforzado.** Biblioteca Limusa para la industria de la construcción. México: Editorial Limusa SA de CV. 1978.
8. Khachaturian, Narbey y German Gurfinkel. **Concreto presforzado.** México: Editorial Diana, 1979. 506pp.
9. Lin, T. Y. **Diseño de estructuras de concreto preesforzado.** 2ª edición. México: Compañía Editorial Continental S.A. 1984. 701pp.
10. Nilson, Arthur H. **Diseño de estructuras de concreto presforzado.** México: Editorial Limusa, 1990. 604 pp.
11. Park R. y T. Paulay. **Estructuras de concreto reforzado.** México: Limusa Noriega Editores. 1997. 796pp.

12. Pastor De Paz, Edgar Francisco. Patología de las edificaciones en concreto armado. Tesis de Ingeniero Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1997. 160pp.
13. Pytel Andrew y Ferdinand L. Singer. **Resistencia de materiales. Introducción a la mecánica de sólidos.** 4ª edición. México: Harla. 1994. 584pp.
14. Rosales Chiquín, Alvaro David. Diseño y cálculo de vigas pretensadas y postensadas. Tesis de Ingeniero Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2000. 266pp.
15. Rosito Godoy, Pedro Cesar. Diseño estructural de viguetas de concreto pretensado para la construcción de losas semi-prefabricadas. Tesis de Ingeniero Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1996. 73pp.
16. **Standard specifications for highway bridges.** 16ª edición. Estados Unidos de Norte América: Adoptado y publicado por la american association of state highway and transportation officials (AASHTO). 1996.

APÉNDICES

A continuación se presenta una guía de apoyo para el catedrático del curso de concreto presforzado, cuyo objetivo es reforzar la metodología enseñanza-aprendizaje que actualmente consta exclusivamente de clases magistrales.

La metodología empleada involucra al estudiante, quien debe participar activamente en el proceso. Al mismo tiempo, se involucran a profesionales altruistas del campo de la ingeniería civil que poseen experiencia en el campo de las estructuras presforzadas.

Trabajo dirigido

Son varias las actividades que no aparecen en la actual guía del curso de concreto presforzado, dentro de las cuales destaca la falta de un horario en el cual se realicen conferencias y exposiciones tanto por parte del estudiantado como por parte de profesionales en la materia. Se exponen las principales actividades a realizar en el período de 50 minutos destinado al trabajo dirigido por el catedrático y el auxiliar del curso:

a) Conferencias:

Conferencia 1: Exposición magistral por parte de un profesional de la Ingeniería Civil dedicado al trabajo con estructuras de concreto, en la cual se trate el tema: “Diferencias entre el concreto armado y el concreto presforzado”. Se llevará a cabo en un período de 50 minutos y se programará al inicio del semestre en el horario de trabajo dirigido, procurando que sea antes de la tercera cátedra del curso regular.

Conferencia 2: Exposición magistral por parte de un profesional de la Ingeniería Civil dedicado al trabajo con estructuras de concreto, en la cual se trate el tema: “Importancia de las estructuras presforzadas dentro de la sociedad guatemalteca”. Se llevará a cabo en un período de 50 minutos y se programará al final del semestre en el horario de trabajo dirigido.

b) Exposiciones:

Al inicio del curso se formarán grupos de no más de cinco (5) personas, y a cada uno le será asignado uno de los temas propuestos en las secciones de didáctica de investigación que aparecen al final de cada capítulo, para ser expuestos en un tiempo de 15 minutos máximo, a razón de tres grupos por período dentro del horario asignado al trabajo dirigido.

Visita de campo

Además del horario destinado al trabajo dirigido, se debe programar un período extra-aula para llevar a cabo una visita de campo. La visita debe ser realizada a un proyecto en fase de ejecución en el cual se pueda observar alguno de los procesos constructivos de estructuras presforzadas, ya sea pretensadas o postensadas. Si por alguna razón esto no fuera posible, se deberá asistir a alguna de las plantas de prefabricados que existen en Guatemala.

Bibliografía recomendada para el curso

A continuación se detallan los títulos de la bibliografía recomendada para el curso. Estos libros son de fácil acceso para los estudiantes del curso de Concreto Presforzado pues se encuentran a disposición en la biblioteca central de la Universidad de San Carlos de Guatemala, en la biblioteca de la facultad de ingeniería “Mauricio Castillo Contoux” o en la biblioteca del CICON en el centro de investigaciones de la Facultad de Ingeniería.

1. Feld, Jacob. **Fallas técnicas en la construcción**. 2ª edición. México: Editorial Limusa SA. 1983. 491pp.
2. Gerwick, Ben C. Jr. **Construcción de estructuras de concreto presforzado**. Biblioteca Limusa para la industria de la construcción. México: Editorial Limusa SA de CV. 1978.
3. Khachaturian, Narbey y German Gurfinkel. **Concreto presforzado**. México: Editorial Diana, 1979. 506pp.
4. Lin, T. Y. **Diseño de estructuras de concreto preesforzado**. 2ª edición. México: Compañía Editorial Continental S.A. 1984. 701pp.
5. Nilson, Arthur H. **Diseño de estructuras de concreto presforzado**. México: Editorial Limusa, 1990. 604 pp.
6. Pytel Andrew y Ferdinand L. Singer. **Resistencia de materiales. Introducción a la mecánica de sólidos**. 4ª edición. México: Harla. 1994. 584pp.
7. Rosales Chiquín, Alvaro David. **Diseño y cálculo de vigas pretensadas y postensadas**. Tesis de Ingeniero Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2000. 266pp.