

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍA CIVIL
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**“DISEÑO ESTRUCTURAL DE VIVIENDA APORTICADA
PREFABRICADA PARA ZONAS ALTO ANDINAS DE LA PROVINCIA
DEL CUSCO, 2017”**

PARA OPTAR AL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

- **BACH. ABEL STONY COLQUE PINEDA**
- **BACH. MARCO ANTONIO HUAMANTTICA MESCCO**

DICTAMINASTES:

- **M.SC. ING. JOSÉ FRANCISCO SERRANO FLORES**
- **ING. JOSE FELIPE AZPILCUETA CARBONELL**
- **MGT. ING. JUAN PABLO ESCOBAR MASIAS**

ASESOR:

- **ING. ABEL AUCCA BARCENA**

CUSCO – PERÚ
2019

AGRADECIMIENTOS

Primeramente, agradecer a Dios y a él sr de Qoyllurit'i por cada momento en la realización de la tesis, por cada día en el que me protegió y permitió despertar lleno de salud, fuerzas, virtud y por todas las pruebas que me ayudo a superar en este camino de la vida y en este paso importante para mí y toda mi familia y personas de mi entorno.

Quisiera agradecer a mi papá Julián, a mi mamá Pilar que estuvieron en cada paso que di en esta vida y son mi mayor motivación en la vida, a mis hermanos Carlos Reynaldo y José Carlos por los buenos consejos y su apoyo incondicional.

Y agradecer a mi prestigiosa universidad nacional de san Antonio abad del cusco, y mi escuela profesional de ingeniería civil, y a todos mis docentes que tuve en la vida y jurados de la tesis por las lecciones de clases y buenos consejos y la motivación para el trabajo y para la vida y del cual siempre estaré orgulloso.

MARCO ANTONIO HUAMANTTICA MESCCO.

La vida se encuentra plagadas de retos, y uno de ellos es la universidad. Tras verme dentro de ella, me eh dado cuenta que más allá de ser un reto, es una base no solo para mi entendimiento del campo en el que me eh visto inmerso, sino para lo que concierne a la vida y mi futuro.

Agradezco a mi Universidad de San Antonio Abad del Cusco y a mis maestros por sus esfuerzos para que finalmente pudiera graduarme como un feliz profesional.

A mis padres por haberme forjado como la persona que soy en la actualidad, muchos de mis logros se los debo a ustedes entre los que se incluye este nuevo logro. Me formaron con reglas y con algunas libertades, pero nunca dejaron de motivarme constantemente para alcanzar mis anhelos. Gracias madre y padre. **ABEL STONY COLQUE PINEDA**

DEDICATORIA

El presente trabajo de investigación lo dedico principalmente a Dios y a mi papito de Qoyllurit'i quienes con su bendición pude lograr este paso importante. A mi madre, padre y hermanos que fueron las personas que nunca dejaron de confiar en mí.

Y a todos mis familiares y amigos que estuvieron en cada paso que se dio para lograr mis sueños y metas.

MARCO A. HUAMANTTICA MESCCO.

La presente tesis está dedicada a Dios, ya que gracias a él eh logrado concluir la carrera. A mis padres, porque ellos siempre estuvieron a mi lado brindándome su apoyo y sus consejos para hacer de mi a una gran persona. A mis hermanos por sus palabras y compañía.

A mis amigos y compañeros y a todas aquellas personas que de una y otra manera han contribuido para el logro de mis objetivos. **ABEL STONY COLQUE PINEDA.**

Contenido

Contenido.....	III
Contenido de gráficos	XIII
Contenido de tablas	XIV
Contenido de ilustraciones.....	XV
RESUMEN	XVIII
ABSTRACT	XIX
Introducción.....	XX
Antecedentes.....	XXII
CAPITULO I PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.1. Planteamiento del problema.	2
1.1.1. Identificación del problema.....	2
1.1.2. Formulación del problema objeto de investigación.....	3
1.1.3. Delimitación y viabilidad de la investigación.....	3
1.1.3.1. Delimitación.....	3
1.1.3.2. Viabilidad.....	3
1.1.4. Objetivos de la investigación.	4
1.1.5. Formulación de la hipótesis.	4
1.1.6. Justificación e importancia del problema.....	5
1.1.7. Variables de estudio.....	6

CAPITULO II	MARCO TEORICO	7
2.1.	Marco teórico	8
2.1.1.	Concepto estructural.	8
2.1.2.	Sistemas estructurales.	8
2.1.3.	Sistema estructural aporticado.	9
2.1.4.	Elementos estructurales de una vivienda.	10
2.1.4.1.	Cimientos.	10
2.1.4.2.	Columnas.	10
2.1.4.3.	Vigas.	11
2.1.4.4.	Losas de entepiso.	11
2.1.5.	Sistemas constructivos prefabricados.	11
2.1.6.	Tipos de estructuras prefabricadas.	11
2.1.6.1.	Según el grado de prefabricación.	12
2.1.6.2.	Según su función.	12
2.1.6.3.	Según su tamaño.	14
2.1.6.4.	Según la forma.	15
2.1.6.5.	Según el método de ejecución.	16
2.1.7.	Sistemas de prefabricación en concreto reforzado o concreto armado.	18
2.1.8.	Las Ventajas y desventajas en el concreto presforzado.	19

2.1.8.1.	Ventajas.....	19
2.1.8.2.	Desventajas	20
2.1.9.	Vigas presforzadas de concreto de alta resistencia.....	21
2.1.9.1.	Materiales.....	21
2.1.9.2.	Acero de alta resistencia.....	22
2.1.9.3.	Tipos de acero presforzado.	22
2.1.9.4.	Alambres redondos.....	23
2.1.9.5.	Cable trenzado.	25
2.1.9.6.	Varillas de acero de aleación.	27
2.1.9.7.	Propiedades de esfuerzo-deformación del acero pretensado ...	31
2.1.9.8.	Deformación simple del acero.	34
2.1.9.9.	Concreto de alta resistencia.....	38
2.1.10.	Análisis y diseño de las vigas presforzadas.	39
2.1.10.1.	Perdidas de pre esfuerzo.....	41
2.1.10.2.	Clasificación de las pérdidas.....	42
2.1.10.3.	Perdidas por deslizamiento en el anclaje (PDA).	42
2.1.10.4.	Perdida por acortamiento elástico del concreto (PAE).	43
2.1.10.5.	Pérdidas por flujo plástico del concreto (PFP).	44
2.1.10.6.	Perdidas por contracción del concreto (PRC).....	44
2.1.10.7.	Perdidas por relajamiento del acero (PRA).	46

2.1.11.	Vigas con excentricidad constante.....	50
2.1.11.1.	Análisis bajo flexión de viga.	52
2.1.11.2.	Análisis bajo esfuerzos permisibles.....	53
2.1.11.3.	Esfuerzos permisibles en el concreto	55
2.1.11.4.	Esfuerzos permisibles en el acero.....	56
2.1.11.5.	Análisis por resistencia a la ruptura.....	57
2.1.11.6.	Análisis del agrietamiento.....	61
2.1.11.7.	Análisis por cortante.....	62
2.1.11.8.	Análisis de las deflexiones en viga pretensada.....	64
2.1.12.	Etapas elaboración de viga pretensada.	69
2.1.12.1.	Preparación del molde.	69
2.1.12.2.	Corte del alambre.....	69
2.1.12.3.	Colocación de separadores en el alambre.	70
2.1.12.4.	Anclaje de alambre.	71
2.1.12.5.	Tensado de alambre.	72
2.1.12.6.	Fabricación del concreto.	72
2.1.12.7.	Vaciado del concreto.	73
2.1.12.8.	Vibrado del concreto, acabado y colocación de ganchos.....	74
2.1.12.9.	Curado del concreto.....	75
2.1.12.10.	Destensado del alambre y cortes.	75

2.1.12.11.	Desencofrado de la viga.	76
2.1.12.12.	Acarreo y almacenaje.	77
2.2.	Marco teórico conceptual	78
CAPÍTULO III MOTODOLOGIA DE LA INVESTIGACION		84
3.1.	Metodología de la investigación	85
3.1.1.	Tipo de investigación.....	85
3.1.3.	Población y muestra.....	86
3.1.3.1.	Población.....	86
3.1.3.2.	Muestra.....	86
3.1.4.	Técnicas e instrumentos para la recolección de datos.	87
3.1.4.1.	Ensayo de tracción directa a varillas de acero (límite de fluencia). 87	
3.1.4.2.	Resistencia a la compresión axial del concreto de diseño.	87
3.1.4.3.	Prueba de flexión en campo.	88
CAPÍTULO IV MEMORIA DE CALCULO.....		89
4.1.	Memoria de cálculo del diseño de viga pretensada	90
4.2.	Análisis de la viga pretensada	93
4.2.1.	Propiedades del concreto.....	93
4.2.2.	Propiedades de sección de viga.....	94
4.2.3.	Condiciones del presfuerzo.	95

4.2.4.	Perdidas de presfuerzo.....	95
4.2.4.1.	Perdidas por flujo plástico (PFP).....	96
4.2.4.2.	Perdidas por deslizamiento del anclaje (PDA).	96
4.2.4.3.	Perdida por acortamiento elástico (PAE).	97
4.2.4.4.	Perdida por contracción del concreto (PRC).	97
4.2.4.5.	Perdida por relajamiento del acero.	99
4.2.5.	Análisis bajo esfuerzos permisibles.....	100
4.2.5.1.	Esfuerzos producidos por el presfuerzo.	101
4.2.5.2.	Esfuerzos producidos por el presfuerzo efectivo (Pe).....	101
4.2.5.3.	Esfuerzos producidos por el presfuerzo efectivo y peso propio (Pe+Mo). 102	
4.2.5.4.	Esfuerzos producidos por el presfuerzo efectivo y peso propio (Pe+Mo+Md+MI).	102
4.2.5.5.	Esfuerzos permisibles en el concreto.	103
4.2.6.	Análisis y diseño por resistencia a la ruptura.....	104
4.2.7.	Revisión por cortante.....	106
4.2.8.	Revisión de las deflexiones.....	107
4.2.8.1.	Hallando la deflexión producida por el peso propio.	107
4.2.8.2.	Hallando la deflexión producida por la carga muerta.	107
4.2.8.3.	Hallando la deflexión producida por la carga viva.....	108

CAPÍTULO V	PROCESO DE ELABORACION DE VIVIENDA	110
5.1.	Proceso de elaboración de vivienda aporticada prefabricada.....	111
5.1.1.	Trabajos preliminares.	111
I.	Ubicación del área.	111
II.	Limpieza de área.....	112
III.	Nivelación de terreno.	112
IV.	Compactación de terreno.....	113
V.	Vaciado de losa de piso.....	113
5.1.2.	Instalación de equipos.	114
I.	Anclaje de rieles de fijación.....	114
II.	Instalación de encofrados.....	115
III.	Instalación de motor de pretensado.	116
5.1.3.	Producción de elementos.....	117
I.	Tensado de alambres de acero.	117
II.	Vaciado de vigas.....	118
III.	Corte de alambre de acero.....	119
IV.	Desencofrado de vigas.	120
V.	Curado de viga.	121
5.1.4.	Preparación de elementos prefabricados.	121
I.	Corte de viga.....	121

II.	Perforación.....	122
5.1.5.	Instalación de elementos pre fabricados.....	123
I.	Vaciado de zapata.....	124
II.	Traslado e izado de columna.....	124
III.	Traslado de montaje de viga.....	125
5.1.6.	Armado y montado de techo.....	127
I.	Preparación y montaje de techo.....	127
CAPITULO VI ENSAYO DE MATERIALES		128
6.1.	Acero de alta resistencia	129
6.1.1.	Ensayo de tracción directa a varillas de acero (límite de fluencia).129	
6.2.	Ensayo de testigos de viga pretensada.....	133
6.2.1.	Resistencia a la compresión axial de testigos de concreto tomados durante la fabricación de vigas pre esforzadas.....	133
6.3.	Ensayo de flexión en viga.....	136
6.3.1.	Pruebas a flexión en vigas pre esforzadas.....	136
I.	Prueba de deflexión en campo.....	136
II.	Ensayos de flexión en campo de vigas pretensadas.....	140
III.	Primer ensayo de flexión de viga en campo.....	140
IV.	Segundo ensayo de flexión en viga en campo.....	143
CAPÍTULO VII ANALISIS DE RESULTADOS		145

7.1	Análisis e interpretación de resultados	146
7.1.1.	Análisis de resultado de acero para pretensado.	146
7.1.2.	Análisis de los testigos a resistencia a la compresión axial de testigos de concreto tomados durante la fabricación de vigas pre esforzados.	151
7.1.3.	Pruebas a flexión en vigas pre esforzadas.	153
1°.	Primer ensayo en campo de viga pretensada.	153
2°.	segundo ensayo en campo de viga pretensada.	155
	Resultados del segundo ensayo.	156
CAPÍTULO VIII CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		158
8.1	Conclusiones y recomendaciones	159
8.1.1.	Conclusiones.	159
8.1.2.	Recomendaciones.	161
CAPITULO IX PANEL FOTOGRAFICO		162
CAPITULO X ANEXOS		184
	Anexo 1. Análisis y diseño de sistema aporticado	185
	Fuerzas y momentos por el método de las rigideces	185
	Anexo 2. Diseño de columna prefabricada	192
	Anexo 3. Pernos de anclaje.....	200
	Anexo 4. diseño de techado de vivienda prefabricada.....	201
	Anexo 5. Diseño de cimentación	204

Anexo 6. Diseño de mezcla de concreto de alta resistencia	208
Verificar requisitos de obra.	208
Selección de la resistencia promedio.	208
<i>Grado de control de calidad de concreto</i>	<i>208</i>
<i>Factores en la variación de calidad de concreto.</i>	<i>208</i>
<i>Calculo de la desviación estándar.</i>	<i>208</i>
<i>Calculo de la resistencia promedio requerida.</i>	<i>211</i>
Selección de tamaño máximo nominal.	212
Elegir la consistencia de la mezcla slump.	213
Determinar volumen de agua por unidad de metro cubico de concreto.	214
<i>Relación agua cemento por durabilidad.</i>	<i>215</i>
Selección la menor relación agua cemento para garantizar.	216
Determinar relación agregado fino y agregado grueso.	217
Determinar método de diseño.	220
Corregir proporciones en función del porcentaje de absorción.	220
Diseño de mezcla.	221
Anexo 7. Rendimientos en la producción y construcción de la vivienda aporticada prefabricada.	227
Anexo 8. Planos de construcción de vivienda prefabricada.	231

Contenido de gráficos

Gráfico 1;detalle de características de acero redondo	24
Gráfico 2: Curvas comparativas de esfuerzo - deformación para acero de esfuerzo y acero de presfuerzo	31
Gráfico 3: Curvas de relajamiento de acero para alambres y cables relevados de esfuerzo.....	33
Gráfico: 4 Curva esfuerzo – deformación.....	35
Gráfico 5: Curvas esfuerzo – deformación de distintos materiales y linte de proporcionalidad al 0.2%.....	38
Gráfico 6 Abaco para hallar el factor de corrección “ks”.....	46
Gráfico 7: Curva carga – deformacion	48
Gráfico 8: Distribuciones de esfuerzos de flexion en una viga con tendones de excentricidad constante.	51
Gráfico 9: Esfuerzos elasticos en una viga presforzada.	53
Gráfico 10: Esfuerzos elasticos en una viga presforzada.	54
Gráfico 11: Esfuerzos elasticos en una viga presforzada.	55
Gráfico 12 fuerzas internas en una viga pre esforzada.....	57
Gráfico 13: Diagrama de esfuerzo - deformación del acero de alta resistencia.	58
Gráfico 14: Análisis de deformaciones en una viga pre esforzada.....	58
Gráfico 15 deflexiones en vigas pretensadas.....	65
Gráfico 16: Defelxiones en una viga presforzada.....	66
Gráfico 17 Efecto del presfuerzo inicial.....	101
Gráfico 18: Efecto del Presfuerzo efectivo.	102
Gráfico 19: Efecto del presfuerzo efectivo mas el peso propio.....	102
Gráfico 20: Efecto del presfuerzo final mas carga de servicio.	103
Gráfico 21: Resumen de Presfuerzos de la viga pretensada.....	103
Gráfico 22: Curva de esfuerzo – deformacion de la muestra N° 1.....	130
Gráfico 23: Curva de esfuerzo – deformacion de la muestra N° 2.....	131
Gráfico 24: Curva de esfuerzo – deformacion de la muestra N° 3.....	131
Gráfico 25: Curva de esfuerzo – deformacion de todas las muestras.	132

Gráfico 26: Limite de Proporcionalidad al 0.2%	146
Gráfico 27 comparación de curvas de esfuerzo – deformación de los 3 ensayos del alambre de alta resistencia	147
Gráfico 28: Limite de proporcionalidad al 0.2% aplicando a la muestra N° 1.	148
Gráfico 29: Limite de proporcionalidad al 0.2% aplicando a la muestra N° 2.	148
Gráfico 30: Limite de proporcionalidad al 0.2% aplicando a la muestra N° 3.	149
Gráfico 31: Resumen de Deformaciones unitarias de las muestras del acero para pretensado.	150
Gráfico 32: Resultados promedio de los testigos de concreto de 3, 7 y 38 días respectivamente.	152
Gráfico 33: Limite de Proporcionalidad al 0.2% para encontrar la zona elastica de la viga.	154
Gráfico 34: Limite de Proporcionalidad al 0.2% para encontrar la zona elastica de la viga.	156

Contenido de tablas

Tabla 1: variables de estudio de la investigación.....	6
Tabla 2: detalles de especificaciones técnicas de alambres redondos según sus características	24
Tabla 3: Propiedades de 7 trenzados sin revestimiento (ASTM-A416).	26
Tabla 4: Propiedades de 7 trenzados sin revestimiento (ASTM-A416).	26
Tabla 5: Propiedades del acero de varilla de aleación.....	28
Tabla 6: Propiedades del acero de varilla de aleación.....	29
Tabla 7: Valores de “ K_h ” para distintas condiciones de humedad.	45
Tabla 8: Deflexiones permisibles en vigas.....	68
Tabla 9 Para el valor de K_h , se tomará el valor de la Tabla 5, para una humedad mínima de 40%.	98
Tabla 10: Resumen de Perdidas de Presfuerzo.	100
Tabla 11: Valores obtenidos de los ensayos de Esfuerzo – deformacion del acero para pretensado.	132
Tabla 12: rotura de briquetas en 3 días.....	134
Tabla 13: rotura de briquetas en 7 días.....	135
Tabla 14: rotura de briquetas en 28 días.....	135
Tabla 15: Valores obtenidos del ensayo N° 1.....	142

Tabla 16: valores obtenidos del ensayo N° 2.	144
Tabla 17: Propiedades mecánicas del alambre de 4mm de diámetro.	150
Tabla 18: Promedio de resistencia a la compresión de testigos de concreto	152

Contenido de ilustraciones

Ilustración 1 sistema aporcado de elementos prefabricados para una vivienda.	12
Ilustración 2: muros portantes en viviendas prefabricadas.	12
Ilustración 3:sistema de muros portantes en viviendas prefabricadas.....	13
Ilustración 4: sistema ornamental.....	13
Ilustración 5: sistemas prefabricados de característica liviana	14
Ilustración 6: tipos de elementos prefabricados pesados.	14
Ilustración 7: elementos prefabricados lineales	15
Ilustración 8: elementos prefabricados de bloques.....	15
Ilustración 9: elementos prefabricados superficiales	16
Ilustración 10: sistema de producción en forma industrializada.....	16
Ilustración 11: sistema producción en un taller me categoría media	17
Ilustración 12: sistema de producción de elementos prefabricados en forma artesanal u obrador	17
Ilustración 13: sistema de anclaje de cables de acero pretensado	19
Ilustración 14: alambre redondos de acero de baja relajación y alta resistencia	23
Ilustración 15: detalles de alambre trenzado.....	25
Ilustración 16:acero de aleación.....	30
Ilustración 17; detalle de las diferencias entre tipos de acero entre: cable, torón y alambre	30
Ilustración 18: tipos de falla que se produce en una viga de concreto pretensado.	63
Ilustración 19: grietas producidas por efecto que la resistencia a la flexión no es menor a la resistencia de tensión diagonal	63
Ilustración 20: la preparación del molde o encofrado.....	69

Ilustración 21: corte del alambre para pretensar	70
Ilustración 22: colocación de separadores en los alambres	71
Ilustración 23: anclaje de alambres con las grapas o sujetadores.....	71
Ilustración 24: tensado del alambre de alta resistencia.	72
Ilustración 25: elaboración del concreto de alta resistencia.	73
Ilustración 26: vaciado de los elementos estructurales.....	73
Ilustración 27: vibrado de vigas pretensadas.....	74
Ilustración 28: vibrado de concreto.....	74
Ilustración 29: corte del alambre de alta resistencia.....	76
Ilustración 30: desencofrado de vigas.....	76
Ilustración 31: acarreo y almacenaje de vigas pretensadas.	77
Ilustración 32: diseno de viga pretensada.....	92
Ilustración 33: Propiedades de la seccion de viga pretensada para el diseño	94
Ilustración 34: ubicación de area de trabajo.....	112
Ilustración 35: Nivelacion de terreno	113
Ilustración 36 (a) (b): vaciado de pista produccion.....	114
Ilustración 37: anclaje de rieles de sujecion.....	115
Ilustración 38: instalacion del encofrado	116
Ilustración 39: instalacion del motor de pretensado.....	117
Ilustración 40: tensado de almbres	118
Ilustración 41 (a) (b): vaciado de viga.....	119
Ilustración 42: corte de alambre para pretensar	120
Ilustración 43: desencofrado de viga pretensada	120
Ilustración 44 (a) (b): curado de la viga pretensada	121
Ilustración 45; cote de viga pretensada	122
Ilustración 46(a) (b): perforacion de viga pretensada.....	123
Ilustración 47: ubicación del area de construccion de la vivienda.	123

Ilustración 48; vaciado de zapatas.....	124
Ilustración 49(a) (b): traslado e izado de columnas prefabricadas.....	125
Ilustración 50: montaje de viga pretensadas	126
Ilustración 51: instalación completa de vigas pretensadas	126
Ilustración 52: montaje del techado.....	127
Ilustración 53 (a) (b): ensayo de tracción del alambre de alta resistencia.....	129
Ilustración 54: muestreo de testigos de concreto de las viga pretensada	133
Ilustración 55: ensayo de compresión uniaxial de testigos de concreto.....	134
Ilustración 56: ensayo de deflexión de viga en campo.....	137
Ilustración 57: instalación de equipos para medir la deflexión de viga en campo	137
Ilustración 58: aplicación de cargas a viga en campo	138
Ilustración 59: proceso de carga a viga en campo	139
Ilustración 60: momento de falla de viga pretensada	139
Ilustración 61: zona de falla de viga pretensada.....	140
Ilustración 62: caracterización de viga del primer ensayo.....	141
Ilustración 63: caracterización de viga del segundo ensayo.....	143
Ilustración 64: caracterización de viga del primer ensayo.....	153
Ilustración 65: caracterización de viga del segundo ensayo.....	155

RESUMEN

En los últimos años, nuestro país está pasando por un proceso de modernización en los procesos constructivos, el cual favorece a la posibilidad de aplicar nuevas tecnologías en la construcción, tal es el caso de las viguetas pre esforzadas.

En este proyecto de investigación, se propone una alternativa de construcción de vivienda prefabricada de concreto, por lo tanto, se realizó el diseño estructural de vivienda aporticada prefabricada de 1 nivel con área cuadrada de 25.00 m².

A continuación, se analizaron los componentes para la elaboración de vigas presforzadas, las propiedades mecánicas del acero de alta resistencia, el montaje y construcción de la vivienda con los elementos prefabricados.

Así mismo se detallan las herramientas y maquinas usadas para elaborar vigas presforzadas y columnas, para que posteriormente se realice el montaje y construcción de la vivienda prefabricada, se adjunta también una metodología o proceso para el diseño y la fabricación principalmente de las vigas presforzadas artesanalmente.

Finalmente, esta investigación cumplió con el objetivo de la construcción de la vivienda aporticada prefabricada de 1 nivel con un área cuadrada de 25.00 m² elaborando vigas de 15 centímetros de peralte y 12 centímetros de base, con 7 alambres de alta resistencia de 4.00 milímetros de diámetro ($F_{py} = 11492.88 \text{ kg/cm}^2$) y con una resistencia del concreto a los 3 días de 393.24 Kg/cm² y a los 28 días de 441.82 Kg/cm², la viga presforzada está diseñada para una longitud de 5.00 metros.

ABSTRACT

In recent years, our country is going through a process of modernization in construction processes, which favors the possibility of applying new technologies in construction, such is the case of pre-stressed joists.

In this research project, an alternative construction of prefabricated concrete housing is proposed, therefore, the structural design of a 1-level prefabricated constructed home with a square area of 25.00 m² was carried out.

Next, the components for the elaboration of prestressed beams, the mechanical properties of the high-strength steel, the assembly and construction of the house with the prefabricated elements were analyzed.

Likewise, the tools and machines used to prepare prestressed beams and columns are detailed, so that after the assembly and construction of the prefabricated house is completed, a methodology or process is also attached for the design and manufacture mainly of the prestressed beams.

Finally, this research complied with the objective of the construction of the prefabricated housing of 1 level with a square area of 25.00 m², making beams of 15 centimeters of cant and 12 centimeters of base, with 7 high strength wires of 4.00 millimeters in diameter ($F_{py} = 11492.88 \text{ kg / cm}^2$) and with a resistance of the concrete at 3 days of 393.24 Kg / cm^2 and at 28 days of 441.82 Kg / cm^2 , the prestressed beam is designed for a length of 5.00 meters.

Introducción

En la presente investigación se refiere al diseño de una vivienda aporticada prefabricada para la provincia del cusco, se define como una vivienda con elementos prefabricados con secciones reducidas y esbeltas, con el fin de poder tener una vivienda construida en el menor tiempo considerable, y en la escuela profesional de ingeniería civil de la Facultad De Arquitectura e Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de San Antonio Abad Del Cusco, fundamentada en proveer soluciones técnicas inherentes a: infraestructura física pública y privada, recursos hídricos y el transporte, , acordes con los conocimientos, tecnologías y recursos disponibles en la actualidad, por lo tanto es tarea del ingeniero civil, y tiene como finalidad elevar un mejor estándar de vida, innovando e implementando diversas soluciones a la sociedad, y así encontrando su confort con mejor calidad de vida.

Los elementos pretensados se elaboran con un concreto de alta resistencia, el cual para esta investigación se realizó con una resistencia mínima de 380 kg/cm^2 . Y acero de baja relajación con una resistencia ultima de 13392.23 kg/cm^2 , estas características de los materiales permitirán obtener buenos resultados en las secciones y reducir las pérdidas. Los elementos de concreto pretensado son un conjunto de cables, o torones de acero de alta resistencia y baja relajación que se tensan en un banco de pretensado o en un molde, se mantienen tensadas mientras tienen un trazado adecuado posteriormente se procede con el vaciado del elemento con el concreto de alta resistencia, ya cuando el concreto alcanza la suficiente resistencia se procede a cortar y cesar en el tensado de los cables, y la fuerza de tensión de los cables se transmite al concreto por adherencia.

La idea de pretensado fue aplicada ya hace mucho tiempo, cuando en los barriles de madera se usaban cintas o bandas metálicas, las cintas metálicas se tensan y comprimen las duelas de

madera, esto permite resistir la presión de líquido en su interior. La primera aplicación estructural de este método fue en 1886, cuando el ingeniero Ph. Jackson de San Francisco, California, obtuvo las patentes para realizar losas de piso con piedras artificiales y arcos de concreto unidos mediante varillas de acero roscadas.

En la construcción, se ha tratado de optimizar en cuestiones de tiempo y economía, por lo que no es de extrañarse en la industria de los elementos prefabricados pretensados se pueda convertir en una opción de solución para nuestras fechas actuales, por el cual surge la idea de elaborar una vivienda aporticada prefabricada para nuestra provincia del Cusco y con el fin que puedan ser aplicados de una manera óptima en su construcción y elaboración.

Por consiguiente, en este proyecto se ha determinado, realizar un diseño adecuado según nuestras condiciones de realidad, necesidad y parámetros que establece la norma técnica peruana, por el cual se realizó un diseño de una viga para longitud de 5 m. de luz con apoyos simples, y para que posteriormente los ensayos se pueda comprobar las deflexiones máximas permitidas por la norma. Y con el diseño ya realizado se procede a elaboración y acondicionamiento del área de elaboración de la viga pretensada que se empezó con instalación del motor de pretensado y los perfiles de acero en los extremos del encofrado de la viga, para luego proceder al tensionado del acero y vaciado de la viga, posteriormente con la viga ya vaciada y llegando a su resistencia de diseño a sus 28 días proceder a los ensayos requeridos de campo.

Y en los países en desarrollo, como son en la mayoría de los países en América Latina se requiere con urgencia identificar nuevas tecnologías en el mundo de la construcción de viviendas prefabricadas con carácter social y de ser compatibles con las necesidades habitacionales de la sociedad, con las expectativas y requerimientos según las condiciones socioeconómicas.

Antecedentes

(NOVAS CABRERA, 2010) en su tesis. Sistemas constructivos prefabricados aplicables a la construcción de edificaciones en países en desarrollo. Tuvo como finalidad mostrar las diferentes características de los sistemas constructivos con elementos prefabricados con cada una de sus respectivas características, enfocadas a la construcción de viviendas para países en vías de desarrollo y muestra de manera general el aspecto constructivo como una necesidad la idea de construcción. En el proceso constructivo indica se tiene muy pocos trabajos de investigación y que es muy limitada la información sobre este sistema constructivo nos dice que el sistema constructivo está influenciado por 3 factores principales que son, mano de obra, materiales y los equipo o maquinarias con las que se trabaje. Trabajó para una muestra que fue en el continente de américa del sur en la mayoría de los países, con una población de trabajo sobre todo el sistema de trabajos prefabricados y su sistema constructivo. Concluye que con la gran demanda actual que se tiene el dicho "año en la construcción" de viviendas de esta categoría que son viviendas de carácter social y tienen la mayoría altos costos y no es accesible y que recomienda utilizar soluciones a corto plazo como son las construcciones prefabricadas de concreto que terminan siendo más rentables por el tiempo de construcción que produce un menor costo final de construcción.

(PEREA RENTERIA, 2012) en su tesis. Sistemas constructivos y estructurales aplicados al desarrollo habitacional. Tuvo como objetivo desarrollar un manual didáctico relacionado con las distintas alternativas de sistemas constructivos convencionales y no convencionales, que inicio el estudio con el fin de ofrecer nuevos avances tecnológicos como una alternativa de proyectos habitacionales, para establecer beneficios en el sistema constructivo de edificaciones, para con eso alcanzar una herramienta informativa y didáctica para la sociedad. La metodología que se

uso fue identificar los diferentes sistemas constructivos y estructurales que potencien como alternativa habitacional la construcción de dichas edificaciones, para la elaboración de un documento de investigación documental para así obtener un análisis que se basará en datos provenientes de materiales ya sean impresos o documentados de los diversos ámbitos de la construcción convencional y no convencional. Concluye que el mercado tiene una gran demanda con respecto al tema de los prefabricados y es un tema extenso, y que se tiene varios tipos de viviendas prefabricadas el cual optimiza el tiempo de construcción y muchos temas con respecto a lo que viene a el confort de vivienda que uno requiere al habitar en este tipo de viviendas.

(ARIAS SAQUICELA & MALO ALVAREZ, 2013) en su tesis. Coordinación dimensional para la vivienda económica con materiales prefabricados. Que tiene por objetivo proponer un sistema de coordinación modular donde se encuentre una relación directa entre la arquitectura y la construcción para poder optimizar el tiempo de la construcción de la misma, así tener una propuesta de una vivienda con elemento con la característica de tener las menores medidas permisibles y optimizar costo y tiempo de producción y montaje de la vivienda. La metodología que utilizó fueron las viviendas modulares para y con la finalidad de que sean económicas, que puso el sistema draywoll y concreto y el hormypol que es un sistema paneles de concreto armado. La población que manejo fue de zonal de nivel económico relativamente bajo y por eso que propone las viviendas prefabricadas de carácter social o viviendas socioeconómicas. En sus conclusiones el autor nos indica que es más rentable y económico con respecto al tiempo tener este tipo de sistema constructivo, que indica que viene a ser muy vital el material y para las características que es diseñada soporta mejores y mayores cargas el cual hace que será rentable su producción.

(NIETO CARDENAS, 2014) en su tesis. Diseño de una vivienda de dos plantas con soluciones prefabricadas. Tuvo como objetivo investigar nuevas soluciones que permitan determinar y generar viviendas seguras y lo más importante socioeconómicas y confortables, con las condiciones óptimas para ser habitadas y presentando como una solución a este tipo de viviendas de carácter social, y una de sus particularidades de esta vivienda es que sea desmontable y se pueda trasladar de un lugar a otro sin mayores dificultades. Utilizo una metodología de concreto prefabricado después de tener una referencia mundial de su comportamiento adaptar las condiciones según el medio donde se trabaja en la ciudad de Ecuador la población y muestra que tubo fue para el sector social, con viviendas económicas y la muestra sería realizar una vivienda con el sistema prefabricado y comparando con una vivienda similar pero construida con el sistema tradicional y verificar cual presenta un menor costo concluye que vine a ser una ventaja construir con las viviendas prefabricadas por el tema de ser rápido su montado se llega a reducir las secciones de cimentación y aprovechar al máximo las capacidades portantes del suelo, las tolerancias con respecto al sistema constructivo. Y recomienda que es muy importante el riguroso control para garantizar una buena calidad de obra así evitar mayores inconvenientes del tipo de material, desmontaje o alguna otra falla que tengas sus elementos de construcción de la vivienda, donde otra recomendación viene a ser que se trabaje de preferencia con ambientes simétricos por el motivo que sus elementos vienen a ser también simétricos y da mayor facilidad de trabajo y en su montado, y también nos recomienda que de preferencia tener ejes simétricos no tener más de 4 tipos de vigas ni más de 4 tipos de columnas para así tener varias fachadas y mejores vistas de la vivienda.

(DE SUTTER ARROYO, 2015) en su tesis. Viviendas prefabricadas de hormigón realizadas mediante una planta móvil a pie de obra dirigida a los estratos socioeconómicos bajos. Tuvo como objetivo una posibilidad de plantear un estudio en el que se pueda traspasar a los habitantes finales las ventajas más atractivas de un sistema constructivo prefabricado con un material reciclable, resistente y con considerable reducción de tiempos con la mano de obra y producción de estas viviendas con elementos fáciles de obtener en el medio y principalmente durables en el tiempo para satisfacer las necesidades de los estratos socioeconómicos bajos con posibilidades de ser subsidiados. Plantea un método por el sistema constructivo con una planta móvil de prefabricados que tiene la característica de poder trasladarse de obra en obra con la finalidad de convertirse en una máquina que pueda instalarlos independientemente. Trabaja para una población un sector socioeconómico bajo con la industria de los elementos prefabricados para viviendas en Chile. Concluye que los trabajos con las viviendas prefabricadas son altamente serviciales y rentables y se puede optimizar el tiempo de construcción, y que gracias a estos estudios surgió en el mercado del prefabricado una mayor demanda y la industrialización de la misma para aumentar su producción y comercialización.

CAPITULO I

PLANTEAMIENTO DE PROBLEMA



1.1. Planteamiento del problema.

1.1.1. Identificación del problema.

En nuestra provincia del cusco surge esta necesidad de querer tener viviendas de carácter social, pequeñas y con el confort adecuado y lo más importante que se pueda construir en el menor tiempo posible, por el cual surge la idea de construir una vivienda aporticada prefabricada con el uso de vigas pretensadas.

Y en nuestra provincia del cusco se aprecia que el uso de vigas pretensadas no es muy frecuente, no se conoce con exactitud la metodología de elaboración, esto se debe a que no encontramos plantas industriales ni artesanales que se dediquen en la fabricación de este elemento estructural.

Por el conocimiento adquirido durante estos años en la facultad de ingeniería civil, se determina para utilizar vigas pretensadas con grandes luces y con menor sección al de una viga de concreto armado, y se sabe también que consta de mejores cualidades y características mecánicas.

En la Escuela Profesional De Ingeniería Civil De La Universidad Nacional De San Antonio Abad Del Cusco, se ha distinguido por formar profesionales comprometidos con nuestra sociedad, y el cual cumplen un rol fundamental en desarrollar tecnologías de innovación para la sociedad, es por eso que este trabajo servirá como una referencia para producir e implementar vigas pretensadas para la construcción de la vivienda aporticada prefabricada y de nuevas estructuras prefabricadas en nuestra provincia del cusco.



1.1.2. Formulación del problema objeto de investigación.

El problema de la investigación está planteado de la siguiente forma:

¿Que ventajas se obtendrá al construir la vivienda aporticada prefabricada de concreto de 1 nivel?

¿Cuál será la sección de la viga pretensada que soporte las condiciones de sobrecarga para la vivienda aporticada prefabricada de 1 nivel?

¿Cuál será la deflexión de la viga pretensada de 5m de luz, aplicando las cargas de diseño en campo?

Estos aspectos ayudan a plantear la necesidad de elaborar vigas pretensadas para la vivienda aporticada prefabricada en la provincia del cusco.

1.1.3. Delimitación y viabilidad de la investigación.

1.1.3.1. Delimitación.

La investigación se limita para una vivienda aporticada prefabricada de un (01) nivel con un área cuadrada de 25 m².

El tema de investigación se limitará geográficamente para la provincia del cusco

El ensayo en el acero para pretensado se realizará en el laboratorio de mecánica de suelos de la escuela profesional de ingeniería civil, para determinar las propiedades y para los ensayos en campo de las vigas pretensadas se realizará en una planta de concreto premezclado en k'ayra – San Jerónimo – cusco.

1.1.3.2. Viabilidad.

Se tiene diversas metodologías para la elaboración de vigas pretensadas, para esta tesis se trabajará con el método más adecuado según las condiciones requeridas.



Se cuenta y dispone de recursos humanos y materiales necesarios para la producción y extracción de datos necesarios para los estudios pertinentes según se requiere para esta tesis.

Área disponible para la elaboración de las vigas pretensadas y para los ensayos requeridos en campo el área disponible para la construcción de la vivienda aporticada prefabricada.

1.1.4. Objetivos de la investigación.

El objetivo de esta tesis es contribuir al estudio experimental de elementos presforzados prefabricados en nuestra provincia del cusco.

Dar a conocer la metodología de producción de los elementos estructurales prefabricados (viga, columna) de concreto y el proceso constructivo de la vivienda aporticada prefabricada de 1 nivel con un área cuadrada de 25 m².

Elaborar el diseño de la viga pretensada con una luz de 5m para la vivienda prefabricada aporticada de 1 nivel. Que sirva para orientar acerca del método de diseño, su fabricación, el montaje real y puesta en servicio de las vigas en estas viviendas.

Analizar el comportamiento de las deflexiones de las vigas pretensadas en base a su resistencia de diseño y a su resistencia máxima, de la vivienda aporticada prefabricada de 1 nivel.

1.1.5. Formulación de la hipótesis.

El sistema constructivo aplicado en la vivienda aporticada prefabricada para la provincia del cusco con los elementos prefabricados, resulta ser más ventajoso en comparación con el sistema de construcción tradicional.

La sección de la viga pretensada prefabricada de 5m de luz cumple con las condiciones de carga de servicio impuestas en el diseño para la vivienda aporticada prefabricada de 1 nivel.



La deflexión de la viga pretensada prefabricada de 5 m de luz cumple con los parámetros de las deflexiones máximas permisibles del reglamento nacional de edificaciones

1.1.6. Justificación e importancia del problema.

Esta investigación ayudara para conocer más sobre el tema de viviendas prefabricadas de concreto, con el fin de conducir a la iniciativa para el uso de este sistema constructivo en nuestra provincia del cusco, y para tener mayor conocimiento sobre este sistema constructivo con elementos prefabricados de concreto, ya que estos elementos cuentan con mejores estándares de calidad.

Generalmente en las viviendas prefabricadas se utiliza la técnica del concreto presforzado por lo que, para esta investigación se realizará con la técnica del concreto pretensado con el fin de obtener menores secciones en comparación al de las secciones del concreto armado. Se vio por conveniente diseñar y elaborar vigas pretensadas con la longitud de 5 m, con el fin de demostrar que lo elementos pretensados pueden alcanzar una luz considerable y con una menor sección de la viga en comparación con la de concreto armado. Por lo tanto, es necesario conocer el uso de esta tecnología para implementar en las construcciones de viviendas prefabricadas en nuestra provincia del cusco, y partir como punto de referencia para un futuro e implementar con mayor intensidad en el tema de viviendas prefabricadas de concreto.



1.1.7. Variables de estudio.

Tabla 1: variables de estudio de la investigación.

VARIABLE	FACTORES	INDICADORES
Variable independiente (X): Vivienda prefabricada	Material	Concreto
	Uso	Vivienda unifamiliar
	Número de pisos	1 nivel
	Arquitectura	Área de terreno
	Ubicación geográfica	Distribución Zonas alto andinas de la provincia del cusco
Variable dependiente (Y): Diseño estructural	Sistema constructivo	Aporticado
	Metodología de construcción	Concreto armado Concreto reforzado
	Diseño de elementos	Vigas pretensadas Columnas
		Zapatas

En tabla se aprecia el cuadro de variables de la tesis de investigación de manera detallada con los factores e indicadores según cada una de las variables X, Y.

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO



2.1. Marco teórico

2.1.1. Concepto estructural.

De manera global, la estructura es la disposición y orden de las partes dentro de un todo. En ingeniería la estructura está destinada a soportar su propio peso y la presencia de acciones exteriores (fuerzas, momentos, cargas térmicas, etc.) Sin perder las condiciones de funcionalidad para las que fue concebida ésta. Todos estos principios están íntimamente relacionados con la forma y disposición como se expresa a continuación. Si se considera cómo afecta la forma en la estructura y cómo afecta la forma en el costo de la estructura nos damos cuenta por qué la elección apropiada del material es un factor muy determinante en el campo de las estructuras, pues la estabilidad de una obra se mejora por una acertada selección de los materiales a emplear y de la estructura más favorable a los mismos. Toda estructura debe estar claramente expresada e integrada en la forma, es decir, que la forma expuesta sea la estructura en sí. Durante las últimas décadas, la forma estructural y los métodos de construcción han cambiado de manera significativa. Los marcos han llegado a ser mucho más expuestos e irregulares y los sistemas de paredes de mampostería y pisos de hormigón, han sido reemplazados por largos elementos prefabricados con características más flexibles.

(NOVAS CABRERA, 2010, p. 3)

2.1.2. Sistemas estructurales.

Es un conjunto de elementos independientes que se ensamblan para formar un cuerpo único, con el objetivo de dar solución (cargas y forma) a un problema civil determinado. El sistema estructural es el soporte básico, el armazón o esqueleto de la estructura total y él transmite las fuerzas actuantes a la cimentación. Los sistemas estructurales pueden diferenciarse entre sí, por el comportamiento de sus elementos ante la presencia de determinadas solicitaciones. Por



lo que, es importante tomar en cuenta, para un adecuado diseño, primero el tipo de estructura, es decir, elegir un sistema estructural orientado a tener un buen comportamiento en casos extremos, seguido de una buena configuración estructural. Además de tomar en cuenta las exigencias funcionales que posee cada proyecto y las acciones a las que va a estar expuesto, dependiendo de las condiciones de sitio, las características del terreno donde se va a construir y el material a utilizarse. (BARRIOS BASTIDAS & PEÑAFIEL PLAZARTE, 2015, p. 12)

2.1.3. Sistema estructural aporticado.

Este sistema está conformado por vigas y columnas de hormigón armado las cuales están conectadas entre sí por medio de nudos rígidos que permiten la transferencia de los momentos flectores y cargas axiales hacia las columnas. Para el relleno de los pórticos se utiliza mampostería de bloque o ladrillo. (BARRIOS BASTIDAS & PEÑAFIEL PLAZARTE, 2015, p. 13)

Entre las ventajas que posee éste sistema se pueden mencionar las siguientes:

- Es versátil y bastante bondadoso con la distribución de ambientes.
- Al ser estructuras muy flexibles las solicitaciones sísmicas son pequeñas

Entre las desventajas presentadas, se pueden mencionar las siguientes:

- En general, el sistema presenta baja resistencia y rigidez a cargas laterales.
- Su gran flexibilidad permite grandes desplazamientos, los cuales producen daños en elementos no estructurales.

El uso de este sistema queda limitado a edificaciones de baja y mediana altura, ya que mientras mayores sean los niveles del edificio, mayores tendrían que ser las dimensiones de las columnas, y esto implicaría tener un proyecto económico y arquitectónicamente no viable. (BARRIOS BASTIDAS & PEÑAFIEL PLAZARTE, 2015, p. 13)



2.1.4. Elementos estructurales de una vivienda.

(NOVAS CABRERA, 2010, p. 4) afirma. “El conocimiento de los sistemas y tipos estructurales es muy importante para seleccionar la estructura más apropiada, puesto que a través de este conocimiento se comprende el comportamiento de cada sistema y su uso correcto en determinadas circunstancias” (p. 4).

(NOVAS CABRERA, 2010, p. 4) afirma. “marcada la relevancia del conocimiento en el área, en lo siguiente se detallarán los conceptos básicos de los principales elementos estructurales, los cuales podemos clasificar en” (p. 4).

2.1.4.1. *Cimientos.*

Se denomina cimentación al conjunto de elementos estructurales cuya misión es transmitir las cargas de la edificación al suelo. Debido a que la resistencia del suelo es, generalmente, menor que la de los pilares o muros que soportará, el área de contacto entre el suelo y la cimentación será proporcionalmente más grande que los elementos soportados (excepto en suelos rocosos muy coherentes). (NOVAS CABRERA, 2010, p. 4)

2.1.4.2. *Columnas.*

Una columna es un elemento axial sometido a compresión, lo bastante delgado respecto su longitud, para que bajo la acción de una carga gradualmente creciente se rompa por flexión lateral o pandeo ante una carga mucho menor a la necesaria para romperlo por aplastamiento. (NOVAS CABRERA, 2010, p. 7)

Las columnas suelen dividirse en dos grupos: “largas e intermedias”. A veces, los elementos cortos a compresión se consideran como un tercer grupo de columnas. Las diferencias entre los tres grupos vienen determinadas por su comportamiento. Las columnas largas se rompen



por pandeo o flexión lateral; las intermedias, por combinación de esfuerzos, aplastamiento y pandeo, y los postes cortos, por aplastamiento. (NOVAS CABRERA, 2010, p. 7)

2.1.4.3. Vigas.

(NOVAS CABRERA, 2010, p. 8) afirma. "la viga es un elemento constructivo lineal que trabaja principalmente a flexión. En las vigas, la longitud predomina sobre las otras dos dimensiones y suele ser horizontal" (p. 8).

2.1.4.4. Losas de entrepiso.

También llamadas placas de entrepiso, son los elementos rígidos que separan un piso de otro, contruidos monolíticamente o en forma de vigas sucesivas apoyadas sobre los muros estructurales. Las losas o placas deben ser capaces de sostener las cargas de servicio como el mobiliario y las personas, lo mismo que su propio peso y el de los acabados como pisos y revoques. Además, forman un diafragma rígido intermedio, para atender la función sísmica del conjunto. Las losas de entrepiso se consideran como uno de los elementos más delicados en la construcción de vivienda, ya que una colocación incorrecta del acero de refuerzo puede llevarla al colapso sin necesidad de que sobrevenga un sismo. (NOVAS CABRERA, 2010, p. 8)

2.1.5. Sistemas constructivos prefabricados.

2.1.6. Tipos de estructuras prefabricadas.

Como sabemos, los elementos estructurales prefabricados son aquellos elaborados previamente a su utilización y en un lugar distinto al de su emplazamiento definitivo. Es de vital importancia entender que proyectar una estructura prefabricada no se reduce a idear una estructura y cortarla en pedazos para fabricarla. (NOVAS CABRERA, 2010, p. 22)

Estos elementos se clasifican de acuerdo al desempeño que cumplan en las estructuras prefabricadas o viviendas prefabricadas que a continuación se detalla.

2.1.6.1. Según el grado de prefabricación.

- a) Elementos de prefabricación parcial
- b) Elementos de prefabricación total

2.1.6.2. Según su función.

- a) Como sistema porticado

Ilustración 1 sistema aporticado de elementos prefabricados para una vivienda.



En la ilustración 1 se tiene como es formado un sistema estructural aporticado prefabricado, se puede apreciar la instalación de sus componentes con ayuda de una grúa.

- b) Como sistema de muros portantes

Ilustración 2: muros portantes en viviendas prefabricadas.



En la ilustración 2 se tiene un sistema de muro portante prefabricado el cual este muro cumple una función

estructural y no es necesario de contar con columnas ni vigas para este sistema estructural

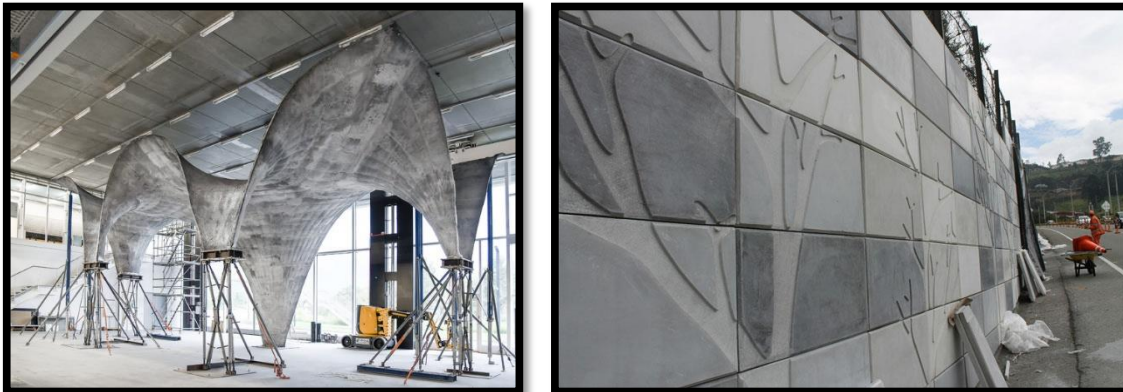
Ilustración 3: sistema de muros portantes en viviendas prefabricadas.



En la ilustración 3 se tiene otro sistema de muro portante prefabricado el cual este muro cumple una función estructural.

c) Estructuras con sistema ornamental

Ilustración 4: sistema ornamental



En la ilustración 4 se puede tener unos cuantos ejemplos de la variedad de sistemas ornamentales de concreto prefabricado con la finalidad de dar un mejor acabado y resalte de la estructura

2.1.6.3. Según su tamaño.

a) Elementos prefabricados livianos

Ilustración 5: sistemas prefabricados de característica liviana



En la ilustración 5 se aprecia un tipo elemento prefabricado liviano como puede ser una viga pretensada

b) Elementos prefabricados pesados

Ilustración 6: tipos de elementos prefabricados pesados.



En la ilustración 6 se aprecia una diferencia entre elemento prefabricado pesado como son vigas de grandes longitudes y gran peralte.

2.1.6.4. Según la forma.

a) Muros lineales

Ilustración 7: elementos prefabricados lineales



En la ilustración 7 se tiene el tipo de muros lineales prefabricados, que en la imagen se aprecia el momento preciso del montaje de dicho elemento

b) Bloques

Ilustración 8: elementos prefabricados de bloques.



En la ilustración 8 se tiene los bloques pequeños y livianos prefabricados, en la imagen se tiene los bloques apilados después de su producción.

c) Elementos superficiales

Ilustración 9: elementos prefabricados superficiales



En la ilustración 9 se tienen elementos superficiales de concreto prefabricado.

2.1.6.5. Según el método de ejecución.

a) Producción de elementos prefabricados de forma industrial a gran escala

Ilustración 10: sistema de producción en forma industrializada



En la ilustración 10 se tiene una planta industrial a gran escala de la producción de elementos prefabricados de concreto, que estas plantas de producción tienen una producción masiva para el mercado y el cual su trabajo viene a ser más garantizado por sus altos estándares de calidad que se maneja

b) Producción de elementos prefabricados en taller

Ilustración 11: sistema producción en un taller me categoría media



En la ilustración 11 se tiene un nivel de producción de elementos prefabricados a escala de media con respecto a la categoría industrializada para el mercado

c) Producción de elementos prefabricados en el obrador

Ilustración 12: sistema de producción de elementos prefabricados en forma artesanal u obrador



En la ilustración 12 se tiene un fabrica artesanal o de obrador y la producción es a menor escala y se trabaja con máquinas artesanales o acopladas para remplazar el trabajo de alguna maquina diseñada específicamente para este tipo de trabajo



2.1.7. Sistemas de prefabricación en concreto reforzado o concreto armado.

El hormigón reforzado es el más popular y desarrollado entre los materiales de construcción, ya que aprovecha en forma muy eficiente las características de una buena resistencia a compresión, durabilidad, resistencia al fuego y moldeabilidad del hormigón, junto con las de alta resistencia en tensión y ductilidad del acero, para formar un material compuesto que reúne muchas de las ventajas de ambos materiales componentes. Actualmente se están utilizando los hormigones presforzados, que como su nombre lo indica, significa la creación intencional de esfuerzos permanentes en una estructura o conjunto de piezas, con el propósito de mejorar su comportamiento y resistencia bajo condiciones de servicio y de resistencia. Los principios y técnicas del presforzado se han aplicado a estructuras de muchos tipos y materiales, la aplicación más común ha tenido lugar en el diseño del hormigón estructural.

(NOVAS CABRERA, 2010, p. 25)

El presfuerzo será transmitido al concreto mediante dos formas:

Primeramente, será transmitido por armaduras pretensadas (que viene a ser por lo general entre alambres y barras), este método es utilizado mayoritariamente con elementos prefabricados.

En este, el hormigón se vierte alrededor de tendones tensados. Este método produce un buen vínculo entre el tendón y el hormigón, el cual protege al tendón de la oxidación, y permite la transferencia directa de tensión. El hormigón o concreto curado se adhiere a las barras, y cuando la tensión se libera, es transferida hacia el hormigón en forma de compresión por medio de la fricción. Sin embargo, se requieren fuertes puntos de anclaje exteriores entre los que el tendón se estira y los tendones están generalmente en una línea recta. Por lo tanto, la mayoría de elementos pretensados de esta forma son prefabricados en taller y deben ser

transportados al lugar de construcción, lo que limita su tamaño. Los elementos pretensados más usados son elementos de balcón, dinteles, losas de piso, vigas de fundación o pilotes.

(NOVAS CABRERA, 2010, p. 26)

Ilustración 13: sistema de anclaje de cables de acero pretensado



En la ilustración 13 se tiene el sistema de cuña de los torones, con la función de fijar el acero y no pueda tener ningún tipo de desplazamiento al momento, durante y después de aplicar el esfuerzo con el gato adecuado a la fuerza de diseño.

2.1.8. Las Ventajas y desventajas en el concreto presforzado.

2.1.8.1. Ventajas.

- a) En la calidad
 - Mano de obra: especialización y rendimiento
 - Facilidad de ejecución: posición más conveniente
 - Control de calidad: mayor que en obra, permite correcciones
 - Tolerancias: menores
 - Materiales: dosificaciones más uniformes, hormigones más densos
 - Estandarización: piezas tipo, de calidad uniforme
 - Formas arquitectónicas: color, textura, y formas especiales

Fuente: (NILSON, DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO PRESFORZADO, 1982)



b) Economía

- Encofrados y apuntalamientos: reutilización; en obra solamente apuntalamientos auxiliares durante el montaje
- Aumento de la productividad: tareas repetitivas y reducción de horas improductivas
- Sección estáticamente más adecuada
- Pretensado por adherencia directa
- Rapidez: menor costo del capital invertido

c) Tiempo

- Lugar cerrado: no hay demoras por mal tiempo
- Producción simultánea

Fuente: (NILSON, DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO PRESFORZADO, 1982)

2.1.8.2. Desventajas

a) Transporte

- Transporte al lugar de utilización y montaje.
- Costos y espacios
- Uniones
- Ejecución cuidadosa de las uniones.
- Funcionamiento estático

Fuente: (NILSON, DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO PRESFORZADO, 1982)



2.1.9. Vigas presforzadas de concreto de alta resistencia.

2.1.9.1. Materiales.

El uso de acero de alta resistencia para el pre esfuerzo es necesario por razones físicas básicas. Las propiedades mecánicas de este acero tal como lo revelan las curvas de esfuerzo-deformación, son algo diferentes de aquellas del acero convencional usado para el refuerzo del concreto. Adicionalmente a su alta resistencia, el proyectista debe tomar en cuenta las diferencias de ductilidad, carencia de un punto de fluencia bien definido, y otras características de gran importancia técnica. Las varillas de refuerzo comunes usadas en estructuras no pre esforzadas, también desempeñan un papel importante dentro de la construcción pre esforzado. Se usan como refuerzo en el alma, refuerzo longitudinal suplementario, y para otros fines. El concreto empleado en miembros pre esforzados es normalmente de resistencia más alta que el de las estructuras no pre esforzadas. Las diferencias en el módulo de elasticidad, capacidad de deformación y resistencia deberán tomarse en cuenta en el diseño, y la característica de dependencia del tiempo asume una crucial importancia. El aumento de empleo de concretos ligeros en los años recientes ha permitido la reducción de las cargas muertas, lo cual es un hecho de especial importancia para las estructuras de concreto, y ha facilitado el manejo de grandes componentes estructurales prefabricados. Los avances en la tecnología del concreto han resultado en el desarrollo de concretos de agregados ligeros con resistencia comparables a las de materiales con densidad normal. Sus características de deformación, inclusive los efectos que dependen del tiempo, deberán de comprenderse plenamente antes de ser usados con plena confianza.

(NILSON, 1982, págs. 49-50)



2.1.9.2. Acero de alta resistencia.

La razón para el fracaso de la mayoría de los primeros intentos en concreto pre esforzado fue la falta de usar aceros con bajo nivel de esfuerzo-deformación. Los cambios de longitud, función del tiempo, ocasionados por la contracción y el flujo plástico del concreto, fueron de tal magnitud que eliminaron el presfuerzo en el acero. La importancia de una deformación inicial elevada como consecuencia esfuerzos iniciales elevados en el acero se puede mostrar con un simple ejemplo. (NILSON, 1982, pág. 50)

En la figura 7 se muestra un miembro corto de concreto al cual se pre esforzará axialmente usando un tendón de acero. En el estado sin presfuerzo el concreto tiene una longitud “Lc” y el acero sin pre esfuerzo tiene una longitud “Ls”. Después de tensar el acero y de que se transfiera la fuerza al concreto a través de los anclajes extremos, la longitud del concreto se acorta hasta “Lc” y la longitud del acero estirado es” Ls”. Estos valores, por supuesto deben ser idénticos, tal como se indica en la figura 1. (NILSON, 1982, pág. 50)

2.1.9.3. Tipos de acero presforzado.

Existen tres formas comunes en las cuales se usa el acero como tendones en concreto pre esforzado: alambres redondos estirados en frío, cable trenzado y varillas de un acero de aleación. Los alambres y los cables trenzados tienen una resistencia a la tensión de más o menos 17,600 kg/cm² (1720 n/mm²), tanto que la resistencia de las varillas de aleación está entre los 10,000 kg/cm² y 16,000 kg/cm²; 11,250 kg/cm² (1000 n/mm² y 1100 n/mm²) dependiendo del grado. (NILSON, 1982, pág. 52)



2.1.9.4. Alambres redondos.

Los alambres redondos que se usan para el concreto presforzado y ocasionalmente en obras pretensadas se fabrican en forma tal de que cumplan con los requisitos de la especificación ASTM A421, “alambres sin revestimiento, relevados de esfuerzo, para concreto presforzado”. Los alambres se consiguen en cuatro diámetros tal como se muestra en la tabla 2 y en dos tipos. El alambre tipo BAH se utiliza en aplicaciones para las que las deformaciones de los extremos del alambre en frío se usan como medio de anclaje (anclaje de botón), y el tipo WA se usa para aplicaciones en las cuales los extremos se anclan por medio de cuñas y no se encuentra involucrada ninguna deformación de extremo del alambre en frío (anclaje de cuña) con más detalles se aprecia en el grafico 1. (NILSON, 1982, pág. 53)

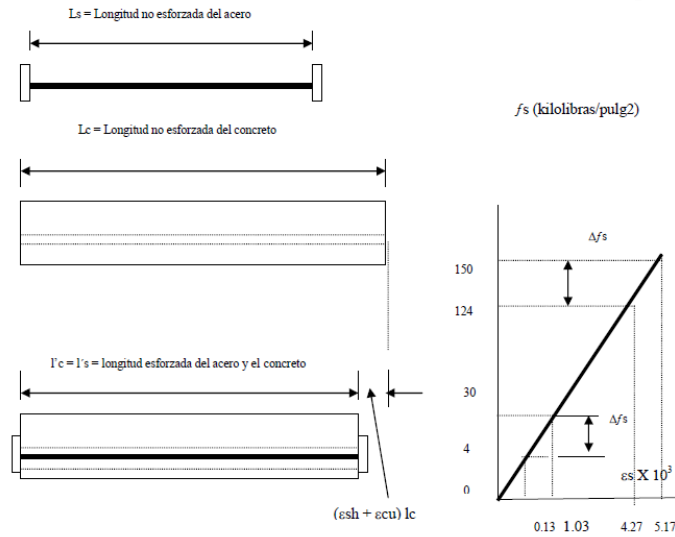
Ilustración 14: alambre redondos de acero de baja relajación y alta resistencia



En la ilustración 14 se tiene la forma de un alambre redondo de alta resistencia y de baja relajación



Gráfico 1; detalle de características de acero redondo



En el gráfico 1 se observa las características del alambre de alta resistencia y baja relajación como es su comportamiento al momento que se le aplica un esfuerzo

Tabla 2: detalles de especificaciones técnicas de alambres redondos según sus características

Diámetro nominal	Mínima resistencia de Tensión		Esfuerzo para Una Elongación de 1 %	
	Mínimo		1 %	
	Kg/cm ² (N/mm ²)		Kg/cm ² (N/mm ²)	
Pulg/mm	Tipo BAH	Tipo WA	Tipo BA	Tipo WA
0.192(4.88)	“	17,580(1725)	“	14,060(1380)
0.196(4.98)	16,875(1655)	17,580 (1725)	13,500 (1325)	14,060 (1380)
0.250(6.35)	16,875 (1655)	16,875 (1655)	13,500 (1325)	13,500 (1325)
0.276(7.01)	“	16,520(1622)	“	13,220(1295)

En la tabla 2 se tienen las características de los diferentes tipos de alambres redondos con los esfuerzos permisibles como viene a ser la mínima resistencia a la tensión y el esfuerzo producida para una elongación del 1% y con sus respectivos diámetros y los que se encuentran en el mercado.



2.1.9.5. *Cable trenzado.*

El cable trenzado se usa casi siempre en miembros pretensados y a menudo se usa también en construcción post tensada. El cable trenzado se fabrica de acuerdo con la especificación ASTM A 416, "cable trenzado, sin revestimiento, de siete alambres, relevado de esfuerzos, para concreto pre esforzado" - es fabricado con siete alambres firmemente torcidos alrededor de un séptimo de diámetro ligeramente mayor. El paso de la espiral del torcido es de 12 a 16 veces el diámetro nominal del cable. Los cables pueden obtenerse entre un rango de tamaños que va desde 0.250 pulg. hasta 0.600 pulg. de diámetro, tal como se muestra en las tablas 3 y 4. Se fabrican dos grados: el grado 250 y el grado 270, los cuales tienen una resistencia última mínima de 250,000 y 270,000 lb/pulg.² (1720 y 1860 n/mm²) respectivamente, estando estas basadas en el área nominal del cable. (NILSON, 1982, pág. 54)

Ilustración 15: detalles de alambre trenzado



En la ilustración 15 se tiene el detalle de cómo está formado un alambre trenzado o normalmente conocido como torón, que viene ser la unión de varios alambres redondos



Tabla 3: Propiedades de 7 trenzados sin revestimiento (ASTM-A416).

Díámetro Nominal Pulg. (mm)	Resistencia a la Ruptura Lb (kN)	Área Nominal del cable Pulg ² (mm ²)	Carga Mínima Para una Elongación de 1% Lb/(kN)
Grado 250			
0.250 (6.35)	9000 (40.0)	0.036 (23.22)	7650 (34.0)
0.313 (7.94)	14,500 (64.5)	0.058 (37.42)	12,300 (54.7)
0.375(9.53)	20.000(89.0)	0.080(51.61)	17,0(X) (75.6)
0.438(11.11)	27.000(120.1)	0.108(69.68)	23,000(102.3)
0.500(12.7)	36,000(160.1)	.144(92.9)	30,600(136.2)
0.600(15.24)	54,000(240.2)	0.216(139.35)	45,900(204.2)

Fuente: (Nilson, Diseño de estructuras de Concreto Presforzado, 1982).

Tabla 4: Propiedades de 7 trenzados sin revestimiento (ASTM-A416).

Díámetro Nominal Pulg. (mm)	Resistencia a la Ruptura Lb (kN)	Área Nominal del cable Pulg ² (mm ²)	Carga Mínima Para una Elongación de 1% Lb/(kN)
Grado 270			
0.375 (9.53)	23,000 (102.3)	0.085(54.84)	19,550 (87.0)
0.438(11.11)	31.000(137.9)	0.115(74.19)	26,350(117.2)
0.500(12.70)	41.300(183.7)	0.153(98.71)	35,100(156.1)
0.600 (15.24)	58,600 (26().7)	0.217 (140.00)	49,800(221.5)

Fuente: (Nilson, Diseño de estructuras de Concreto Presforzado, 1982).



2.1.9.6. Varillas de acero de aleación.

En el caso de varillas de aleación de acero, la alta resistencia que se necesita se obtiene mediante la introducción de ciertos elementos de ligazón, principalmente manganeso, silicón y cromo durante la fabricación de acero. Adicionalmente, se efectúa trabajo en frío en las varillas al fabricar estas para incrementar aún más su resistencia. Después de estirarlas en frío, a las varillas se las releva de esfuerzos para obtener las propiedades requeridas. Las varillas se fabrican de manera que cumplan con los requisitos de la especificación ASTM A722, como se puede apreciar los detalles de sus características físicas y mecánicas en las tablas 5 y 6. "varillas de acero de alta resistencia, sin revestimientos, para concreto pre esforzado". (NILSON, 1982, pág. 55)



Tabla 5: Propiedades del acero de varilla de aleación.

Diámetro Nominal Pulg (mm)	Área Nominal De la Varilla Pulg ² (mm ²)	Resistencia a la ruptura Lb(kN)	Mínima carga para una elongación de 0.7% Lb(kN)
Grado 145			
1/2(12.70)	0.196(127)	28,000(125)	25,000(111)
5/8 (15.88)	0.307 (198)	45,000 (200)	40,000(178)
3/4(19.05)	0.442(285)	64,000(285)	58,000(258)
7/8(22.23)	0.601 (388)	87,000(387)	78,000(347)
1 (25.40)	0.785(507)	114,000(507)	102,000(454)
1 1/8 (28.58)	0.994(642)	144,0% (641)	129,000(574)
1 1/4 (31.75)	1.227(792)	178,000(792)	160,000(712)
1 3/8 (34.93)	1.485 (958)	215,000 (957)	193,000(859)

Fuente: (Nilson, diseño de estructuras de concreto presforzado, 1982)



Tabla 6: Propiedades del acero de varilla de aleación.

Diámetro Nominal Pulg (mm)	Área Nominal De la Varilla Pulg ² (mm ²)	Resistencia a la ruptura Lb(kN)	Mínima carga para una elongación de 0.7% Lb(kN)
Grado 160			
1/2(12.70)	0.196(127)	31,000(138)	27,000(120)
5/8(15.88)	0.307(198)	49,000(218)	43,000(191)
3/4 (19.05)	0.442(285)	71,000 (316)	62,000 (276)
7/8 (22.23)	0.601(388)	96,000(427)	84,000(374)
1 (25.40)	0.785(507)	126,000(561)	110000(490)
1 1/8 (28.58)	0.994(642)	159,000 (708)	139,000 (619)
1 ¼ (31.75)	1.227(792)	196,000(872)	172,000(768)
1 3/8 (34.93)	1.485(958)	238,000(1059)	208,000(926)

Fuente: (Nilson, diseño de estructuras de concreto presforzado, 1982).

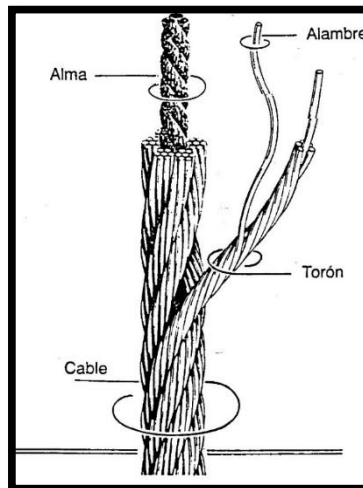
Las varillas de acero de aleación se consiguen en diámetros que varían de 1/2 pulg. hasta 1 3/8 pulg, tal como se muestra en la tabla 5 y 6, y en dos grados, el grado 145 y el 160, teniendo resistencias últimas mínimas de 145,000 y 160.000 lb/pulg² (1000 y 1100 n/mm²), respectivamente. (NILSON, 1982, pág. 56)

Ilustración 16: acero de aleación



En la ilustración 16 se tiene un tipo de acero de aleación y también tiene la característica de ser de alta resistencia y es compuesto por otros elementos como el ligazón, manganeso, cromo y silicón durante el proceso de fabricación

Ilustración 17; detalle de las diferencias entre tipos de acero entre: cable, torón y alambre



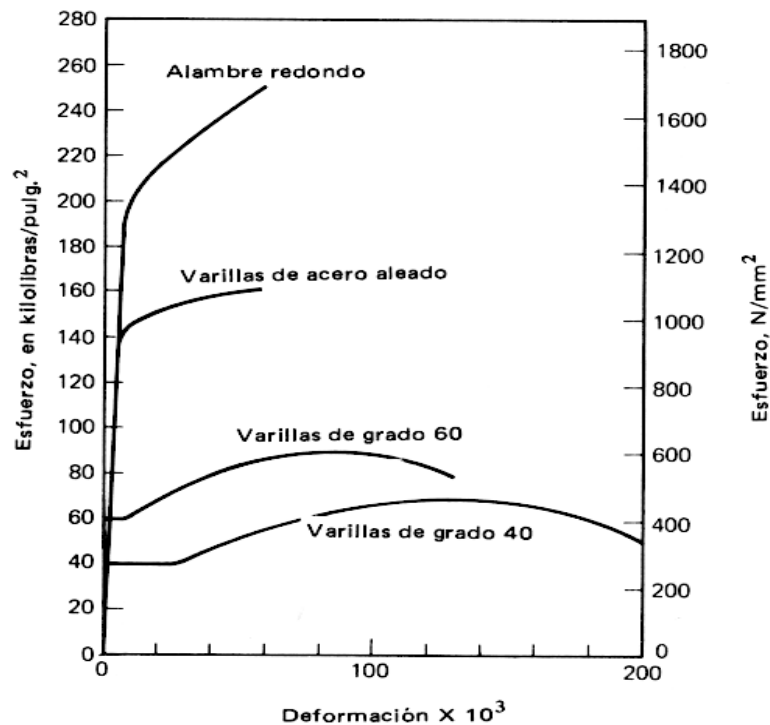
En la ilustración 17 se tiene el detalle de cómo está formado un cable de acero de alta resistencia y baja relajación que principalmente tiene un uso en la producción de elementos prefabricados como vigas losas etc.



2.1.9.7. *Propiedades de esfuerzo-deformación del acero pretensado*

La mayoría de las propiedades mecánicas de los aceros que son de interés para los ingenieros de diseño, se pueden obtener directamente de sus curvas de esfuerzo-deformación. Tales características importantes como el límite elástico proporcional, el punto de fluencia, la resistencia, la ductilidad y las propiedades de endurecimiento por deformación son evidentes de inmediato. Resulta instructivo comparar, en términos generales, las curvas de esfuerzo-deformación a tensión de varillas de refuerzo ordinarias con las de aceros típicos para el presfuerzo, tal como se hace en el gráfico 2. Las diferencias más notables son el mucho más elevado límite elástico proporcional y la resistencia disponible en alambres redondos y en varillas de aleación usadas como pre esfuerzos, y la substancialmente más baja ductilidad. (NILSON, 1982, pág. 57)

Gráfico 2: Curvas comparativas de esfuerzo - deformación para acero de esfuerzo y acero de presfuerzo



Fuente: (Nilson, diseño de estructuras de concreto presfuerzo, 1982).



En el acero de refuerzo ordinario, tipificado aquí mediante los grados 40 y 60, existe una respuesta inicial elástica hasta un punto de fluencia marcadamente definido, más allá del cual, ocurre un incremento substancial en la deformación sin que venga aparejado un incremento en el esfuerzo. Si se incrementa la carga, esta mesa de fluencia es seguida por una región de endurecimiento por deformación, durante el cual se obtiene una relación pronunciadamente no lineal entre el esfuerzo y la deformación. Eventualmente ocurrirá la ruptura del material, a una deformación bastante grande de alrededor del 13 por ciento para varillas del grado 60 y del 20 por ciento para varillas del grado 40. (NILSON, 1982, pág. 58)

El contraste con los aceros de presfuerzo es notable. Estos no presentan un esfuerzo de fluencia bien definido. El límite proporcional para alambres redondos (y para cables hechos con tales alambres) está alrededor de las 200 kilolibras/pulg² o sea 5 veces el punto de fluencia de las varillas del grado 40. Con carga adicional, los alambres muestran una fluencia gradual, aunque la curva continúa elevándose monótonamente hasta la fractura del acero. El esfuerzo de falla para el alambre que se muestra es de 250 kilolibras/pulg.² (1720 n/mm²) casi cuatro veces que el de las varillas de grado 40, pero la deformación en la falla es solamente la tercera parte. Las varillas de aleación tienen características similares a aquellas de los alambres redondos o de los cables trenzados, pero sus límites proporcionales y resistencias son 30 a 40 por ciento menores. (NILSON, 1982, pág. 58)

i. 2.1.9.7.1 Relajamiento del acero.

Cuando al acero del presfuerzo se le esfuerza hasta los niveles que son usuales durante el tensado inicial y al actuar las cargas de servicio, se presenta una propiedad que se conoce como relajamiento. El relajamiento se define como la pérdida de esfuerzo en un material esforzado mantenido con longitud constante. (el mismo fenómeno básico se conoce con el



nombre de flujo plástico cuando se define en términos de un cambio de longitud de un material que está sujeto a esfuerzo constante). En los miembros de concreto presforzado, el flujo plástico y la contracción del concreto, así como las fluctuaciones de las cargas aplicadas producen cambios en la longitud del tendón. Sin embargo, cuando se calcula la pérdida en el esfuerzo del acero debida al relajamiento, se puede considerar la longitud constante.

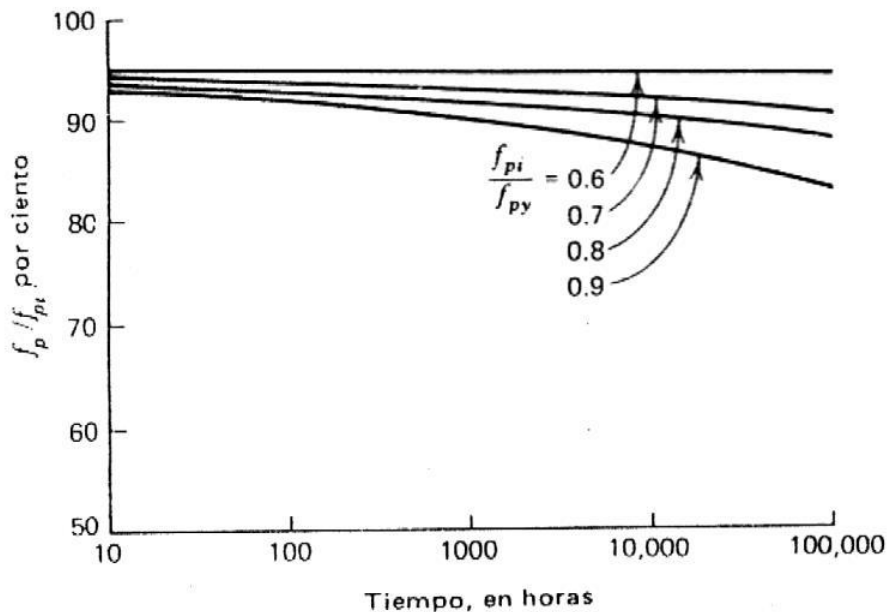
(NILSON, 1982, pág. 60)

El relajamiento no es un fenómeno que ocurra en un corto periodo de tiempo. De la evidencia que se tiene disponible, resulta que continúa casi indefinidamente, aunque a una velocidad decreciente. Debe de tomarse en cuenta en el diseño ya que produce una pérdida significativa en la fuerza pretensora. (NILSON, 1982, pág. 61)

La magnitud del relajamiento varía dependiendo del tipo y del grado del acero.

El término " f_{pi} " puede tomarse como el esfuerzo en el acero en el momento de la liberación.

Gráfico 3: Curvas de relajamiento de acero para alambres y cables relevados de esfuerzo.



Fuente: (Nilson, Diseño de estructuras de concreto presforzado, 1982).



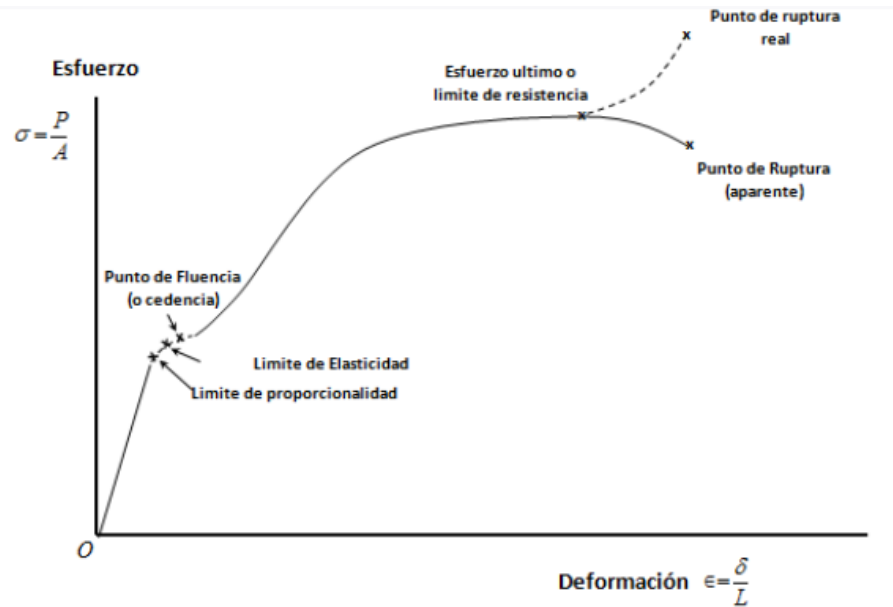
2.1.9.8. *Deformación simple del acero.*

i. Diagrama esfuerzo deformación.

La resistencia de un material no es el único criterio que debe utilizarse al diseñar estructuras. Frecuentemente, la rigidez la misma o mayor importancia. En menor grado, otras propiedades tales como la dureza, la tenacidad y la ductilidad también influyen en la elección de un material. Estas propiedades se determinan mediante pruebas, comparando los resultados obtenidos con patrones establecidos. Aunque la descripción completa de estas pruebas corresponde al ensayo de materiales, examinaremos una de ellas, la prueba de tensión en el acero, dada su importancia y la inapreciable ayuda que proporciona en la introducción de otros conceptos básicos. En la figura 4 se representa un gráfico de esta clase; se puede observar que no aparecen representadas las fuerzas y los alargamientos totales, si no las fuerzas unitarias o esfuerzos y los alargamientos unitarios o deformaciones, ya que solo se pueden comparar las propiedades de una muestra con las de la otra si se reducen los valores observados a unos puntos de referencia comunes. El diagrama de la figura se denomina esfuerzo-deformación, cuyo nombre deriva de las magnitudes que aparecen en sus ejes de coordenadas. (PYTEL & SINGER, 2008, pp. 27-28)



Gráfico: 4 Curva esfuerzo – deformación.



Fuente: Resistencia de Materiales, PYTEL & SINGER, 2008

ii. Deformaciones.

El valor de la deformación (unitaria) “ ϵ ”, es el cociente del alargamiento (deformación total) “ δ ” y la longitud “ L ” en la que se ha producido. Por tanto:

$$\epsilon = \frac{\delta}{L} \quad (1)$$

Sin embargo, de este modo solo se obtiene el valor medio de la deformación. La expresión correcta de la deformación en cualquier punto es:

$$\epsilon = \frac{d\delta}{dl} \quad (2)$$

iii. Esfuerzos límites.

El límite de proporcionalidad tiene una gran importancia, ya que toda la teoría subsiguiente respecto al comportamiento de los sólidos elásticos está basada precisamente en la citada proporcionalidad entre esfuerzo y deformación estableciendo, pues, un límite superior al esfuerzo admisible que un material dado puede soportar. También proporciona una primera indicación de por qué debe de ser el límite de proporcionalidad y no el esfuerzo de ruptura el



máximo esfuerzo al que un material puede ser sometido. Más adelante volveremos a referirnos a esta observación al hablar del esfuerzo de trabajo y del coeficiente de seguridad.

(PYTEL & SINGER, 2008, p. 29)

Otros conceptos interesantes del diagrama esfuerzo –deformación son los siguientes:

(PYTEL & SINGER, 2008) afirma. “el límite de elasticidad (límite elástico) es el esfuerzo más allá del cual el material no recupera totalmente su forma original al ser descargado, sino que queda con una deformación residual llamada deformación permanente” (p. 29).

El punto de fluencia es aquel en el aparece un considerable alargamiento o fluencia del material sin el correspondiente aumento de carga que, incluso, puede disminuir mientras dura la fluencia. Sin embargo, el fenómeno de la fluencia es característico del acero al carbono, mientras que hay otros tipos de acero, aleaciones y otros metales y materiales diversos, en los que no se manifieste, como se observa en la figura, en donde se representa el diagrama típico de diversos materiales. Esta forma de los diagramas es también característica de la primera carga de la pieza en las que los materiales tienen esfuerzos residuales importantes, como consecuencia de ciertos tratamientos o de su proceso de fabricación, pero al cabo de sucesivas cargas y descargas, los esfuerzos residuales van desapareciendo y la curva se hace prácticamente recta, como se comprueba experimentalmente en el laboratorio.

(PYTEL & SINGER, 2008, p. 29)

El límite aparente de proporcionalidad al 0.2% (o a otro tanto por ciento), está estrechamente asociada al punto de fluencia. Se aplica este concepto en aquellos materiales que no tienen un punto de fluencia bien definido, o que carecen de él, mediante un procedimiento de equiparación con los que sí lo tienen. Consiste en trazar una paralela a la tangente en el origen a la curva partiendo de un valor normalizado (equivalente a la deformación en el



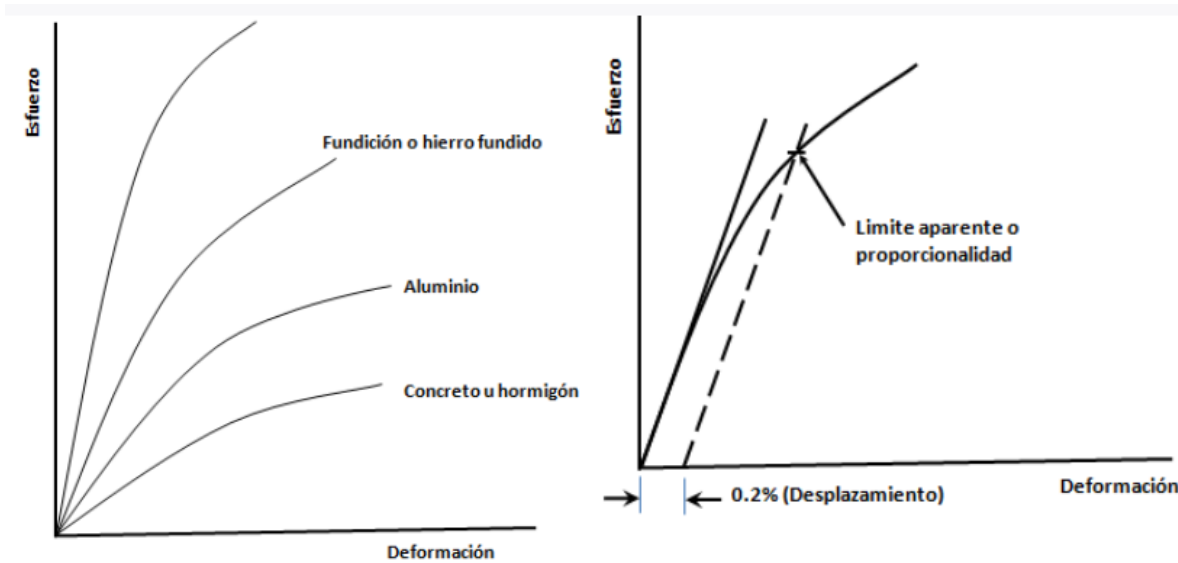
límite de proporcionalidad de otros materiales) que suele tomarse del 0.2%, o sea 0.002 m/m.

Como se observa en el gráfico 5, la intersección de esta recta con la curva esfuerzo – deformación define el punto considerado. (PYTEL & SINGER, 2008, p. 29)

(PYTEL & SINGER, 2008) afirma. “el esfuerzo último, o bien el límite de resistencia, es la máxima ordenada de la curva esfuerzo –deformación” (p. 30). Como se puede apreciar en el grafico 5 dela izquierda donde se detalla el comportamiento del acero a partir del esfuerzo aplicado.

El punto de ruptura o esfuerzo en el punto de ruptura, que en el acero al carbono es algo menor que el esfuerzo último, debido a que el esfuerzo en este punto de ruptura se mide dividiendo la carga entre el área inicial de la sección de la barra, lo que, aunque más cómodo, es incorrecto. El error es debido al fenómeno denominado estricción. Próximo a tener lugar la ruptura, el material se alarga muy rápidamente y al mismo tiempo se estrecha, en una parte muy localizada de la probeta, grafico 5 de la derecha, de forma que la carga, en el instante de la ruptura, se distribuye realmente sobre una sección mucho más pequeña. Si la carga en el momento de la ruptura se divide entre el área medida después de la fractura se tiene el valor real del esfuerzo en el punto de ruptura, pero, aunque es bastante mayor que el esfuerzo último, como puede observarse en el gráfico 5se sigue tomando éste, en la mayoría de los casos, como esfuerzo máximo del material. (PYTEL & SINGER, 2008, p. 30)

Gráfico 5: Curvas esfuerzo – deformación de distintos materiales y linte de proporcionalidad al 0.2%



Fuente: Resistencia de Materiales, PYTEL & SINGER, 2008

2.1.9.9. *Concreto de alta resistencia*

Existen muchas razones para que el concreto que se use en la construcción presforzada se caracterice por tener una mayor resistencia que el concreto armado. El concreto de alta resistencia permite la reducción de dimensiones en las secciones de los elementos. Se logran ahorros significativos en lo que concierne a la carga muerta, y grandes claros por lo que resultan técnica y económicamente posibles las objetables deflexiones y el agrietamiento. Otra ventaja que otorga el concreto de alta resistencia es que tiene un módulo de elasticidad más alto que el concreto de baja resistencia, por lo que posibilita la reducción de la pérdida en el acortamiento elástico del concreto, y también en las pérdidas por flujo plástico. Finalmente, el concreto de alta resistencia a la compresión, obtiene una mayor resistencia a los esfuerzos de tensión, esto conlleva a la disminución de la formación de grietas debidas a la flexión y a la tensión diagonal. (NILSON, 1982, pág. 63)



2.1.10. Análisis y diseño de las vigas presforzadas.

La idea del presforzado surge con los intentos de tratar de evitar las grietas que aparecen en el concreto. El principio consiste en eliminar o reducir las tensiones en el concreto; esto se realiza por la creación dentro de la zona normalmente tensada de compresiones introducidas artificialmente.

Para comprender fácilmente la acción del presforzado es necesario hacer a un lado algunas ideas que se tienen muy arraigadas cuando se ha trabajado siempre con concreto reforzado; por ejemplo:

Cuando se calcula la resistencia a flexión de una viga, además de las características del material y de los parámetros usuales (inercia de la sección, área de acero, etc.), hay que tomar en cuenta el valor del presfuerzo y la excentricidad del mismo. Debido a la introducción de estos nuevos parámetros, en ocasiones es posible que una viga sobre reforzada se convierta en una viga sub reforzada con la misma resistencia, con solo incrementar la intensidad del presfuerzo y disminuir la cantidad de acero.

Según el grado de presfuerzo podemos hablar de:

Presfuerzo completo. - elimina totalmente las tensiones en el concreto bajo cargas de servicio. Si las condiciones de diseño no son críticas, la viga pretensada generalmente queda en esta categoría.

Presfuerzo parcial. - se admiten bajo la carga total de servicio reducidas tensiones en el concreto, que producen a lo sumo fisuras capilares.

Presfuerzo moderado. - no se fija ninguna limitación a las tensiones. No se considera propiamente como concreto presforzado.



En cuanto a la manera de afianzar el acero, podemos distinguir los siguientes tipos de anclajes:

- Anclajes finales por adherencia directa con el concreto, se da por adherencia pura o por cizallamiento.
- Anclajes finales mediante bucles, o ganchos embebidos en el concreto.
- Anclajes finales con piezas especiales contra las que se fijan los cables mediante tuercas o cunas; siendo éste el método con el que se anclan los alambres en la viga pretensada.

Respecto a la adherencia concreto - acero, podemos distinguir entre:

- Concreto presforzado con adherencia, en el que el acero esté fuertemente unido al concreto circundante. La vigueta pretensada tiene adherencia directa, la unión consiste simplemente en que el concreto envuelve directamente a los alambres de presfuerzo.
- Concreto presforzado sin adherencia, en el que no se establece entre los tendones y el concreto ningún enlace que admita las tensiones tangenciales. Se puede, por ejemplo, colocar los cables fuera de la sección de concreto, o lograr adherencia parcial al recubrir el acero con grasa que funcione como lubricante.

No tener adherencia es útil cuando existen elevadas pérdidas de presfuerzo y es preciso volver a tensar los cables después de cierto tiempo.

Excentricidad de la viga pretensada.

El perfil del tendón a lo largo del miembro, puede ser de muchas maneras, ya sea en forma parabólica, con variaciones a los tercios del claro, etc. Mientras más se asemejen las cargas producidas por el cable a las cargas aplicadas, la sección resultará más eficiente.



En vigas pretensadas es muy común la utilización de excentricidad constante. Los problemas técnicos que representan los cambios en el perfil de los cables, no lo hacen recomendable en la mayoría de los casos. Esta condición en la colocación del acero he limitado el uso del pretensado casi exclusivamente a vigas simplemente apoyadas, donde no hay inversión de momentos. El presfuerzo simplemente introduce un momento negativo para contrarrestar el momento positivo y una compresión longitudinal para contrarrestar los esfuerzos de tensión. (NILSON, 1982, pág. 261)

Por el contrario, en vigas continuas se requiere una excentricidad efectiva arriba de la mitad del peralte en las zonas de momento negativo. Su análisis es más Complicado debido a que el presfuerzo puedo modificar las reacciones externas, los cortantes y los momentos. En este tipo de vigas el método del postensado es el más óptimo, pues al colocar los ductos se dan las curvaturas requeridas para alojar el acero de presfuerzo. (NILSON, 1982, pág. 261)

Por los motivos constructivos ya comentados, la viga pretensada utiliza alambres rectos, por esta razón su diseño y uso es, generalmente, en vigas simplemente apoyadas.

2.1.10.1. *Perdidas de pre esfuerzo*

La falta de éxito experimentada en los primeros intentos para presforzar el concreto, se debieron, en la mayoría de los casos, a la falla en la apreciación de la importancia de las perdidas parciales inevitables de la fuerza pretensora. Las dudas con relación a la permanencia del presfuerzo persistieron hasta los años 40. Fue solo hasta el dramático éxito de los puentes de Freyssinet, que la ingeniería comenzó a aceptar que las pérdidas del pre esfuerzo podían calcularse y tomarse en cuenta en el diseño, y que su efecto podría minimizarse mediante la selección adecuada de los materiales apropiados. (NILSON, 1982, pág. 263)



2.1.10.2. Clasificación de las pérdidas.

Las pérdidas de presfuerzo se agrupan en dos categorías:

Las llamadas instantáneas, que se llevan a cabo en la elaboración del miembro, como las pérdidas por deslizamiento del anclaje, pérdidas por fricción y pérdidas por acortamiento elástico del concreto. Dichas pérdidas llevarán el esfuerzo inicial que transmite el gato a una fuerza pretensora inicial. Esta tensión que designara como "Pi". Las relacionadas con el transcurso del tiempo y que van disminuyendo la fuerza pretensora inicial, entre estas tenemos: pérdida por flujo plástico, pérdida por relajación del acero y pérdida por contracción del concreto. Después de estas pérdidas tendremos al miembro sujeto a una fuerza pretensora efectiva denominada "Pe"; la relación que guarda con la fuerza inicial se llama relación de efectividad (R). (NILSON, 1982, pág. 263)

$$Pe = R * Pi \quad (3)$$

Una diferencia considerable entre los cálculos y las pérdidas reales afectará únicamente el comportamiento del elemento bajo condiciones de servicio y las uniones. En el nivel de carga de servicio, la sobrestimación de las pérdidas redundará en contra flecha excesiva y movimiento horizontal, mientras que la subestimación de las mismas dará como resultado grandes deflexiones y agrietamientos. Ninguna de las condiciones anteriores afecta de manera apreciable la resistencia última del miembro. (NILSON, 1982, pág. 264)

2.1.10.3. Pérdidas por deslizamiento en el anclaje (PDA).

Al transmitir la fuerza pretensora del gato al elemento, habrá un reacomodo de la cuña antes de sujetar con firmeza el tendón que provocará el deslizamiento.

La ecuación para su cálculo es:

$$PDA = \frac{\Delta L}{L} * Ep \quad (4)$$



Δl =cantidad del deslizamiento

l =longitud del tendón

E_p =Modulo de elasticidad del acero de presfuerzo.

El porcentaje de pérdida de fuerza pretensora disminuye conforme aumenta la longitud de tendón, puesto que la pérdida se origina por una magnitud total definida de acortamiento.

Debido a esto, la perdida por deslizamiento del anclaje se puede despreciar en las vigas pretensadas. (NILSON, 1982, pág. 268)

2.1.10.4. *Perdida por acortamiento elástico del concreto (PAE).*

Cuando el presfuerzo se transfiere al concreto, este se acorta elásticamente al ser comprimido, por consiguiente, el acero también se acortará provocando la perdida de tensión.

El acortamiento elástico será igual a:

$$PAE = n * f_{cs} \quad (5)$$

En donde:

n =relacion modular entre acero y concreto

f_{cs} =esfuerzo que provoca la fuerza pretensora inicial en el centroide del acero.

$$f_{cs} = \frac{-P_i}{A_c} \left(1 + \frac{e^2}{r^2} \right) + \frac{M_o * e}{I_c} \quad (6)$$

P_i =fuerza pretensora inicial, puesto como es = $0.9P_j$

A_v =area de seccion del concreto

e =excentricidad

M_o =momento debido al peso propio del miembro

r =radio de giro de la seccion



2.1.10.5. Pérdidas por flujo plástico del concreto (PFP).

Tiene su origen en la propiedad del concreto de continuar deformándose a través del tiempo al encontrarse bajo un estado constante de esfuerzos. Este tipo de pérdida depende de muchos factores entre los que están: el tiempo del elemento, calidad de la mezcla, proceso de curado y edad en que empieza a ser cargado. (NILSON, 1982, pág. 275)

La pérdida se asocia con:

$$PFP = C_u * n * f_{cs} \quad (7)$$

C_u =coeficiente ultima de flujo plastico= $\epsilon_{cu} \epsilon_{ci}$

ϵ_{cu} =deformacion adicional con el tiempo

ϵ_{ci} =deformacion elastica inicial

“los valores típicos de “Cu” se encuentran en el rango de 2 a 4. Cuando no se dispone de información específica, se recomienda un valor promedio de 2.35”. (NILSON, 1982, pág. 275))

2.1.10.6. Perdidas por contracción del concreto (PRC).

Es la disminución de volumen por el secado del concreto, su valor se asocia con:

$$PRC = E_p * \epsilon_{sh} \quad (8)$$

$$\epsilon_{sh} = -051 * 10^{-3} * k_s * k_h * \left(\frac{t}{35+t} \right) \quad (9)$$

$$\epsilon_{sh} = -056 * 10^{-3} * k_s * k_h * \left(\frac{t}{55+t} \right) \quad (10)$$

ϵ_{sh} =Deformacion de concreto en un tiempo dado

El valor de ϵ_{sh} cuando el curado es con humedad se determina como:

Cuando el curado es a vapor, la deformación es igual a:

t =tiempo en dias que el concreto ha estado secando cuando se va cargar.

k_h =factor por humedad relativa, de acuerdo a la tabla.

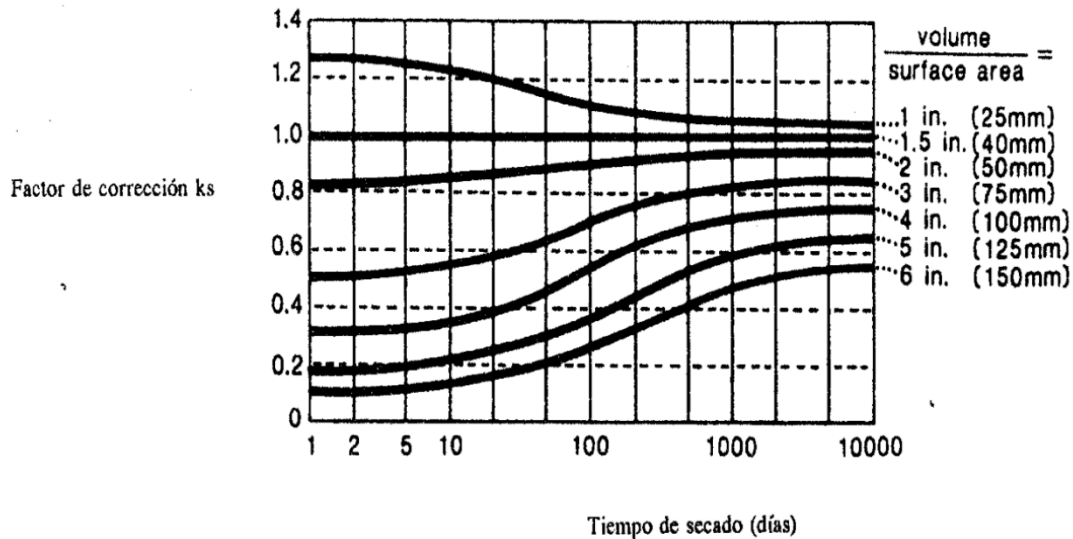


Tabla 7: Valores de "Kh" para distintas condiciones de humedad.

Prom. Hum. Relativa en el ambiente	Kh
40 %	1.43
50 %	1.29
60 %	1.14
70 %	1.00
80 %	0.86
90 %	0.43
100 %	0

Fuente: Nilson, Diseño de estructuras de concreto presforzado, 1982

Gráfico 6 Abaco para hallar el factor de corrección "ks".



Fuente: Nilson, Diseño de estructuras de concreto presforzado, 1982.

“se recomienda un valor de 800×10^{-6} para concreto curado con humedad y de 730×10^{-6} para el concreto curado a vapor, si no se dispone de información local” (NILSON, 1982, pág. 276)

la retracción es una de las pérdidas más difíciles de conocer, pues depende de factores que varían de región en región, como son: la composición del concreto, la cantidad de agua en la mezcla, el tipo de curado, la temperatura ambiente, las dimensiones del elemento, la relación volumen área, etc. (NILSON, 1982, pág. 276)

2.1.10.7. *Perdidas por relajamiento del acero (PRA).*

Es la pérdida de esfuerzo en el acero, asociada con el tiempo cuando se mantiene una longitud constante. La magnitud del relajamiento varía dependiendo del tipo y del grado del acero, pero los parámetros más significativos son el tiempo y la intensidad de la fuerza pretensora inicial. Las normas americanas no consideran el tipo de acero en el cálculo de la pérdida de relajamiento, no así el reglamento francés, sin embargo, considerando una pérdida de relajación del 8% a las mil horas, para el alambre utilizado en la ciudad (dato del



fabricante), encontramos resultados muy aproximado entre las dos ecuaciones; por lo que en este capítulo emplearemos la expresión americana. (NILSON, 1982, pág. 276)

Esta pérdida se puede estimar con la siguiente ecuación:

$$PRA = f_{pi} * \frac{\log t}{10} * \left(\frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0.55 \right) \quad (11)$$

La relajación es mínima con esfuerzos iniciales pequeños, cuando son menores que "0.55fpy"

Se desprecia la perdida por relajación. La temperatura del acero influye determinantemente en la magnitud de la relajación. Las ecuaciones anteriores fueron determinadas para una temperatura estándar de 20°C, y pueden ser aplicadas conservadoramente para temperaturas más bajas. Para temperaturas mayores, deben considerarse incrementos en la relajación.

(NILSON, 1982, pág. 277)

Diseño de viga pretensada.

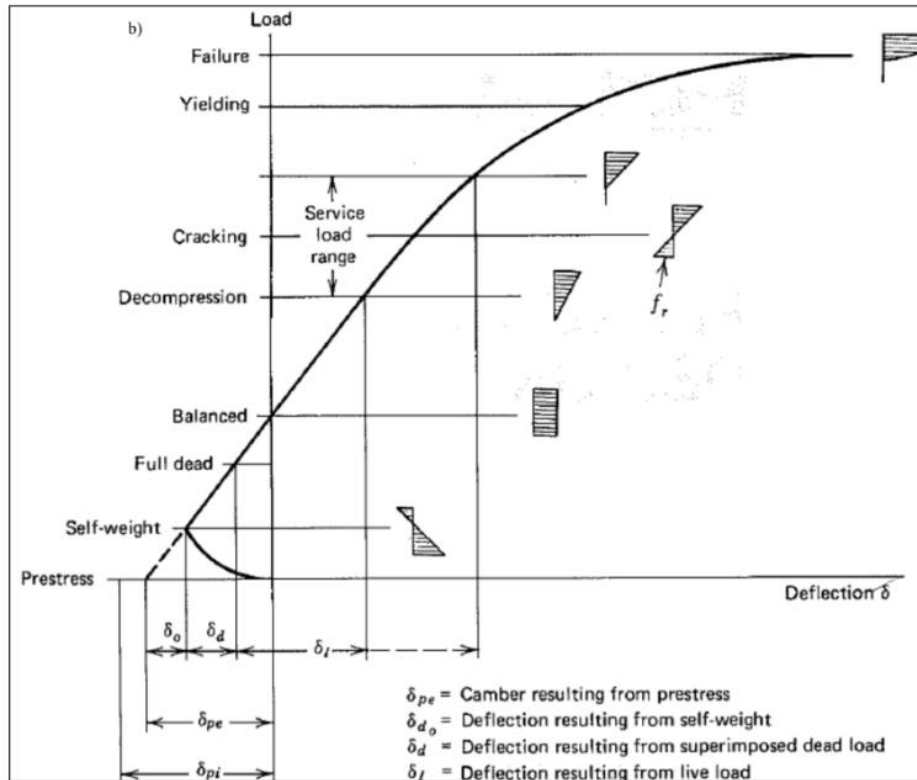
Bases para diseño de viga pretensada.

Para entender el comportamiento de una viga de concreto pretensado con respecto a la función de la curva carga – deformación como se muestra en el grafico 6 desde el punto de inicio donde se le aplica una fuerza de pre esfuerzo inicial y a medida que se produce la carga se tendrá la deformación típica de este sistema. Aquí se supondrá por simplicidad que las perdidas ocurren en el instante que empieza las deflexiones debida al peso propio en conjunta combinación del presfuerzo inicial , cuando se le agrega una sobre carga o ya sea una carga muerta las deflexiones se incrementaran considerablemente, todo esto hasta llegar a la carga balanceada, después de este punto el incremento de carga se aproximara a la falla elástica, el cual con esta carga el concreto en la parte inferior será la zona de descompresión y la parte superior actuara a compresión consiguiendo un respuesta de una viga lineal.

Eventualmente a medida que las cargas se siguen incrementando la viga comenzara a fluir el

acero o el concreto alcanzara su deformación de aplastamiento a lo que se denomina el estado de sobrecarga. (NILSON, 1982, págs. 135-136)

Gráfico 7: Curva carga – deformacion



Fuente: Nilson, Diseño de estructuras de concreto presforzado, 1982.

δ_{pe} = *combadura debida al presfuerzo efectivo*

δ_{do} = *deflexion debida al peso propio*

δ_d = *deflexion debida al peso de la carga muerta*

δ_l = *deflexion debida al peso de la viva*

Diseño a flexión con base en límites en el esfuerzo.

Al igual que para el concreto reforzado, los problemas en concreto presforzado pueden ser de revisión y de diseño. Para los primeros, en los cuales se conocen las cargas aplicadas, la sección transversal del concreto, el área de acero y la magnitud y punto de aplicación de la



fuerza de presfuerzo, desde las ecuaciones (1) al (6) permiten el cálculo directo de los esfuerzos resultantes en el concreto. De la ecuación (1) permiten estimar la resistencia a flexión. Sin embargo, si el problema consiste en determinar las dimensiones de la sección de concreto, el área de acero, la localización del centroide y la magnitud del presfuerzo, dadas las cargas, los esfuerzos límite y la resistencia requerida, el problema se complica por las muchas variables interrelacionadas. (NILSON, 2001, p. 607)

Existen al menos tres métodos prácticos para realizar el diseño a flexión de un elemento de concreto presforzado. Algunos ingenieros prefieren suponer una sección de concreto, calcular la fuerza de presfuerzo que se requiere y las excentricidades para el estado de carga que probablemente controla, luego verificar los esfuerzos en todos los estados utilizando las ecuaciones anteriores y finalmente verificar la resistencia a la flexión. La sección tentativa se modifica entonces, si es necesario. Para el caso en que la viga se debe seleccionar entre una cantidad limitada de formas estándares, como ocurre a menudo para luces cortas y cargas corrientes, éste es posiblemente el mejor procedimiento. Para luces más largas se puede lograr un diseño más efectivo al dimensionar la sección transversal de manera que los límites especificados para los esfuerzos del concreto del ítem de esfuerzos permisibles del concreto, se cumplan con mucha precisión. Esta sección transversal, cercana a la "ideal" desde el punto de vista de los esfuerzos límite, puede luego modificarse para cumplir requisitos de funcionamiento (por ejemplo, suministrando un ala superior más ancha para conformar el tablero de un puente) o para cumplir requisitos de resistencia si es necesario. En esta sección se desarrollarán las ecuaciones para facilitar este enfoque. (NILSON, 2001, p. 607)

$$f_{ps} = f_{pe} + 10000 + \frac{f'_c}{100\rho_p} \quad (12)$$



f_{ps} = acero de presfuerzo sometido a esfuerzo

f_{pe} = presfuerzo efectivo

Con relación a los esfuerzos admisibles en el concreto para los estados límite se establece la siguiente nomenclatura:

f_{ci} = esfuerzo admisible a compresión inmediatamente después de la transferencia

f_{ti} = esfuerzo admisible a tensión inmediatamente después de la transferencia

f_{cs} = esfuerzo admisible a compresión para las cargas de servicio después de ocurridas todas las pérdidas

f_{ts} = esfuerzo admisible a tensión para las cargas de servicio después de todas las pérdidas.

(NILSON, 2001, p. 667)

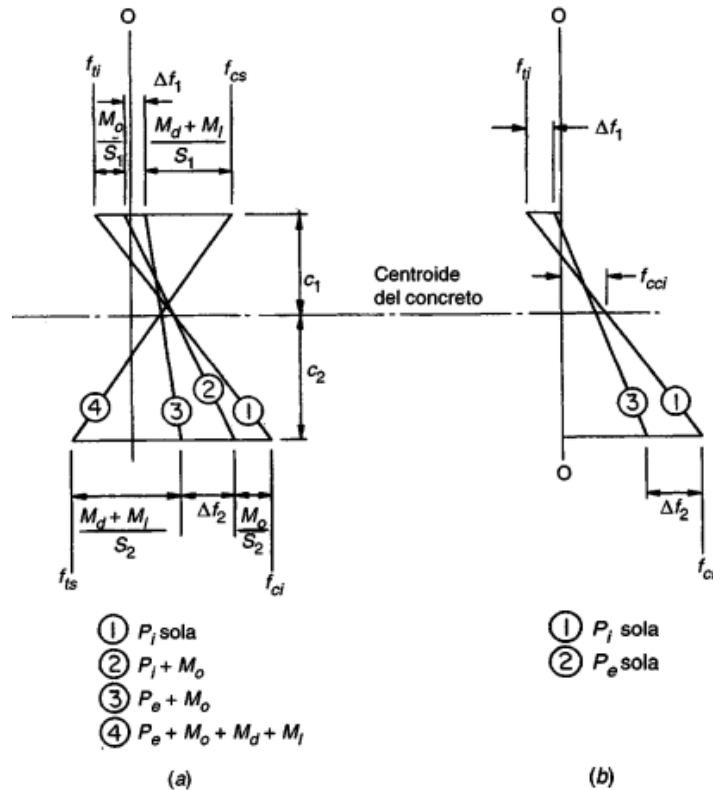
2.1.11. Vigas con excentricidad constante.

El método de diseño expuesto en la sección anterior se basa en las condiciones de esfuerzos en la sección de máximo momento de la viga, con el valor máximo de momento que resulta al aplicar el peso propio de manera inmediata. Si la fuerza de pretensado inicial y la excentricidad se mantuvieran constantes a lo largo de la luz, que con frecuencia es conveniente en la construcción presforzada pretensada, entonces los esfuerzos límite “ f_{ti} ” y “ f_{ci} ”, se excederían en otras secciones a lo largo de la luz donde el valor de m , es menor que su valor máximo. Para evitar esta situación, la excentricidad constante debe ser menor que la de la ecuación (13). Su valor máximo está determinado por las condiciones en los apoyos de una luz sencilla, donde el valor de m , es cero. (NILSON, 1982, pág. 143)

$$e = (f_{ti} - f_{cci}) \frac{S_1}{P_i} \quad (13)$$

En el gráfico 8 se ilustra las distribuciones de esfuerzos de flexión en las secciones de los apoyos y en el centro de la luz para una viga con excentricidad constante. En este caso, los esfuerzos “ f_{ti} ” y “ f_{ci} ” no deben excederse cuando el momento que genera el presfuerzo excéntrico actúe solo, como ocurre en los apoyos. Los cambios de esfuerzos de “ f_1 ” y “ f_2 ” después de que ocurren las pérdidas son iguales a $(1 - r)$ veces los esfuerzos en las superficies superior e inferior, respectivamente, ocasionados únicamente por el presfuerzo inicial. (NILSON, 1982, pág. 144)

Gráfico 8: Distribuciones de esfuerzos de flexion en una viga con tendones de excentricidad constante.



Se tiene la distribución de los esfuerzos de flexión con una viga de excentricidad constante con el detalle en la sección (a) se tiene los máximos momentos y en la sección (b) se tiene la sección en apoyo.

En este caso, los intervalos disponibles de esfuerzos entre los esfuerzos límite, deben absorber el efecto de m , al igual que el de M_d y M_i , como se observa de el gráfico 8.

Y los requisitos referentes a los módulos de sección son:



$$S_1 \geq \frac{M_0 + M_d + M_l}{R * f_{ti} - f_{cs}} \quad (14)$$

$$S_2 \geq \frac{M_0 + M_d + M_l}{f_{ts} - R * f_{cs}} \quad (15)$$

El esfuerzo en el centroide del concreto se encuentra con la ecuación (14) y la fuerza de presfuerzo inicial mediante la ecuación (15) como antes. Sin embargo, la expresión para la excentricidad requerida es diferente. En este caso, con respecto a el grafico 7.

$$e \leq (f_{ti} - f_{cci}) \frac{S_1}{P_i} \quad (16)$$

$$P_i = A_c (f_{cci}) \quad (17)$$

2.1.11.1. *Análisis bajo flexión de viga.*

Por el origen y el uso dado a la viga pretensada, generalmente se encuentra sometida a un estado de flexo-compresión. En esta tesis, el análisis o diseño se realizará por flexión y después se revisará el funcionamiento del elemento bajo cortante y resistencia ultima.

Existen tres etapas de carga de importancia en un miembro pretensado:

1. En el momento de la transferencia de tensión al concreto.
2. Al aplicar las cargas de servicio.
3. Al aplicar la carga factorizada.

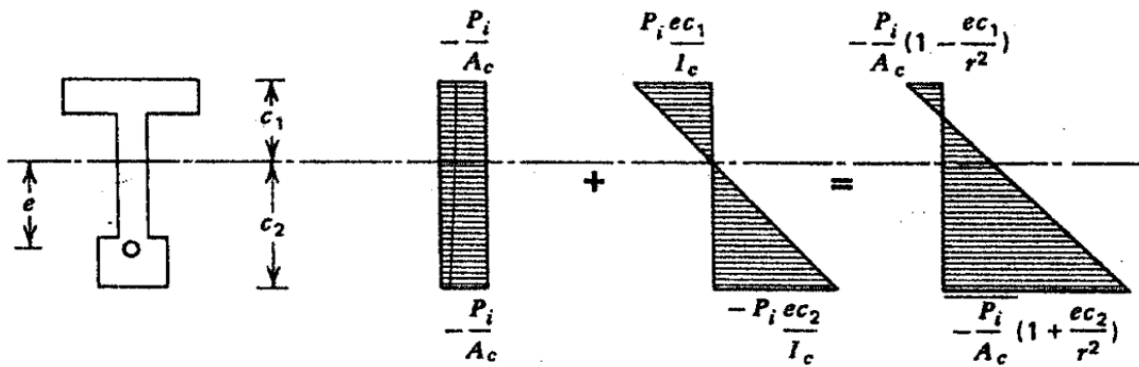
Las dos primeras condiciones se analizan con el método elástico, que se basa en el cálculo de esfuerzos del elemento en las fibras inferiores y superiores (que son las sometidas a mayores esfuerzos en las etapas críticas para compararlos con los esfuerzos) en las etapas críticas para compararlos con los esfuerzos permisibles que establece el reglamento del ACI. Por otro lado, la carga factorizada provoca esfuerzos que sobrepasaran el límite de fluencia, teniendo que utilizarse el método de resistencia a la ruptura. Ambas revisiones son necesarias en cualquier análisis que se efectuó. Al hacer un diseño elástico, es necesario verificar que la viga pueda soportar sobrecargas, y cuando se emplea el cálculo a la ruptura, debe aplicarse la

teoría de esfuerzos admisibles para comprobar si bajo determinadas condiciones de carga, la sección resulta sobre esforzada y con deflexiones excesivas. (NILSON, 1982, págs. 79-83)

2.1.11.2. Análisis bajo esfuerzos permisibles

El método supone esfuerzos elásticos del concreto. La fuerza pretensora inicial produce esfuerzos de compresión y un momento negativo, tal como se indica en el grafico 9. Cuando aplicamos el pre esfuerzo P_i al concreto, los esfuerzos en la fibra superior (f_1) e inferior (f_2), son la suma de. (NILSON, 1982, pág. 84)

Gráfico 9: Esfuerzos elasticos en una viga presforzada.



Efecto del presfuerzo inicial.

Fuente: Nilson, Diseño de estructuras de concreto presforzado, 1982.

$$f_1 = \frac{-P_i}{A_c} \left(1 - \frac{e \cdot c_1}{r^2} \right) \quad (18)$$

$$f_2 = \frac{-P_i}{A_c} \left(1 + \frac{e \cdot c_2}{r^2} \right) \quad (19)$$

Como el miembro provoca con su peso, un momento flector inverso al originado por el pre esfuerzo, tendremos que inmediatamente después de liberado el acero:

$$f_1 = \frac{-P_i}{A_c} \left(1 - \frac{e \cdot c_1}{r^2} \right) - \frac{M_0}{S_1} \quad (20)$$

$$f_2 = \frac{-P_i}{A_c} \left(1 + \frac{e \cdot c_2}{r^2} \right) + \frac{M_0}{S_2} \quad (21)$$

S = módulo de sección.

E = excentricidad del centroide del concreto al centroide del acero.

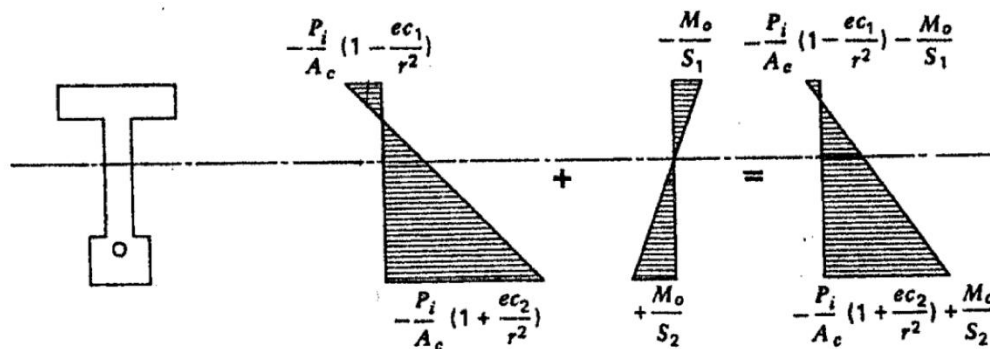
A_v = área de la sección transversal de concreto.

I = inercia de la sección del concreto.

M_o = momento flector debido al peso propio.

El estado anterior se muestra en el grafico 9.

Gráfico 10: Esfuerzos elasticos en una viga presforzada.



Efecto del presfuerzo inicial más el peso propio.

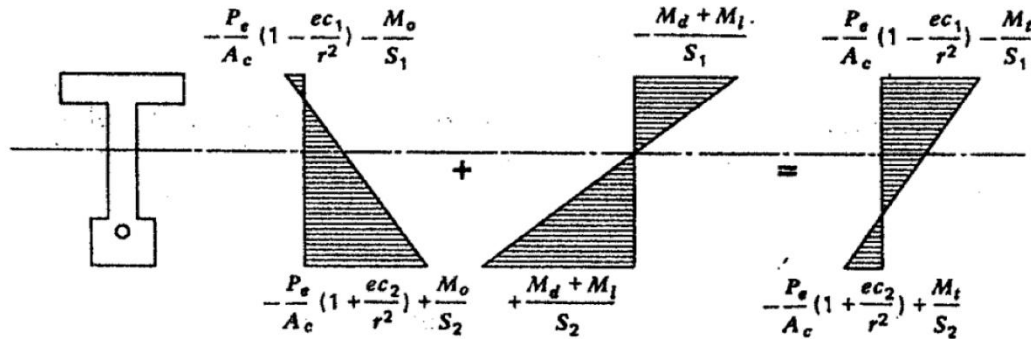
Fuente: Nilson, Diseño de estructuras de concreto presforzado, 1982.

El primer estado de carga crítico es diferente para vigas que tienen tendones con perfil parabólico con excentricidad nula en los apoyos y aquellas en las que la excentricidad permanece constante.

Cuando la excentricidad es variable, los esfuerzos permisibles se comparan con los esfuerzos producidos en la sección de máximo momento debido al peso propio de la viga, este momento reduce los esfuerzos que se presentan en la viga, y si bien es cierto que dicho momento decrece cerca de los apoyos también la excentricidad se reduce, haciendo confiable el diseño. En una viga con excentricidad constante, los esfuerzos en donde el peso propio provoca el mayor momento son sobrepasados en los apoyos, porque el efecto de la fuerza pretensora no cambia. Por esto, los esfuerzos permisibles deben compararse con los esfuerzos

iniciales que no incluyen la acción del peso propio. Existen después del estado inicial varias condiciones de carga, pero es difícil que alguna de ellas controle el diseño. El siguiente estado importante, es entonces, la etapa en la que se aplican las cargas de servicio con la fuerza pretensora inicial ya disminuida a causa de las pérdidas. (NILSON, 1982, pág. 85)

Gráfico 11: Esfuerzos elasticos en una viga presforzada.



Efecto del presfuerzo final más carga de servicio total.

Fuente: Nilson, Diseño de estructuras de concreto presforzado, 1982.

$$f_1 = \frac{-P_e}{A_c} \left(1 - \frac{e \cdot C_1}{r^2} \right) - \frac{M_0}{S_1} - \frac{M_l + M_d}{S_1} \quad (22)$$

$$f_2 = \frac{-P_e}{A_c} \left(1 + \frac{e \cdot C_2}{r^2} \right) + \frac{M_0}{S_2} + \frac{M_l + M_d}{S_2} \quad (23)$$

2.1.11.3. Esfuerzos permisibles en el concreto

Después de obtenidos los esfuerzos en los estados de carga más importantes, compararán con los siguientes esfuerzos permisibles.

1. Esfuerzo inmediatamente después de la transferencia del pre esfuerzo (antes de que ocurran las pérdidas del pre esfuerzo).

Esfuerzo de compresión en fibras extremas: $0.6f'ci$

Esfuerzo de tensión en fibras extremas, con excepción de lo permitido en "c": $0.8\sqrt{f'ci}$.

Esfuerzo de tensión de fibras extremas en los extremos de miembros simplemente apoyados: $1.6\sqrt{f'ci}$



2. Los esfuerzos bajo cargas de servicio (después de considerar todas las pérdidas de presfuerzo) no deben de exceder los siguientes valores:

Esfuerzos de compresión en fibras extremas: $0.45 f'c$

Esfuerzos de tensión en fibras extremas en la zona de tensión pre comprimida: $1.6\sqrt{f'c}$

Aparte de los esfuerzos permisibles que publica el ACI, se puede utilizar el código CSA, el cual introduce un factor que depende de la densidad del concreto. Para concreto normal, las diferencias no son significativas. Los valores máximos a compresión son más altos en las condiciones iniciales que en las finales, esto se debe a que, en la zona de tracción pre comprimida, las compresiones obtenidas por el pre esfuerzo son consumidas por las tracciones debidas a las cargas. Existen pues, solo con carácter provisional. (NILSON, 1982, pág. 92)

2.1.11.4. Esfuerzos permisibles en el acero.

Al adoptar los valores permisibles en los alambres o torones, lo esencial es mantener en reserva una capacidad de deformación suficiente del acero, comprendida entre el esfuerzo de fluencia y el de rotura para no estar a merced de una rotura brutal sin advertencia. Es incorrecto tensar los aceros a valores muy próximos a su límite de rotura, ya que no todos toman la misma fracción del esfuerzo total. El código ACI limita las tensiones en el acero. (NILSON, 1982, págs. 94-95)

1. Debidos a la fuerza de tensión del gato: $0.80 f_{pu}$ ó $0.94 f_{py}$

2. Tendones pretensados, inmediatamente después de la transferencia del pre esfuerzo:
 $0.70 f_{pu}$

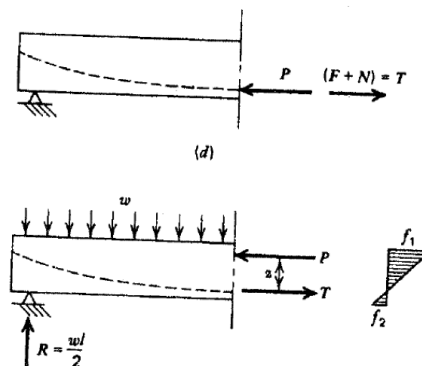
3. Tendones pos tensado, inmediatamente después del anclaje del tendón: $0.70 f_{pu}$

Fuente: (NILSON, 1982, págs. 94-65)

2.1.11.5. *Análisis por resistencia a la ruptura.*

La principal diferencia en el comportamiento de la viga de concreto presforzado con respecto a un concreto convencional, es que, bajo condiciones de servicio, es el brazo del par de interno compresión – tensión el que va incrementándose al requerirse mayor resistencia, permaneciendo constantes las fuerzas internas. Este comportamiento tiene un límite, cuando se sobrepasa, la viga muestra un comportamiento cada vez más parecido a un miembro de concreto reforzado, en el que van aumentando los esfuerzos de compresión tensión hasta llegar a la falla del miembro. (NILSON, 1982, págs. 81-82)

Gráfico 12 fuerzas internas en una viga pre esforzada.



Fuente: Nilson, Diseño de estructuras de concreto presforzado, 1982.

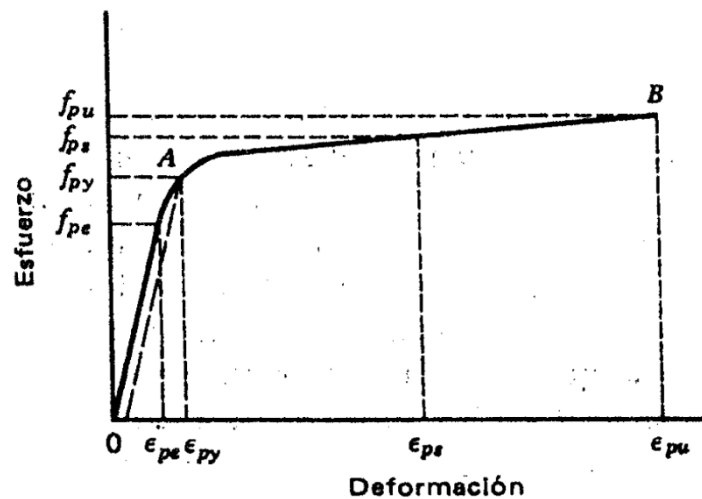
P = resultante de esfuerzos normales de compresión en el concreto.

T = fuerza de tensión opuesta a p .

Los elementos presforzados se pueden dividir como en el caso de los miembros con refuerzo común en sobre reforzados y sub reforzados. A excepción de pocos casos, todas las vigas se diseñan sub reforzadas, de esta manera, el miembro fallara cuando el acero ya haya sobrepasado el límite de fluencia y se estén presentado grandes deformaciones. (NILSON, 1982, pág. 99)

La diferencia entre una viga sub reforzada y otra sobre reforzada, estriba no solo en la cantidad de acero, sino que es importante la magnitud y excentricidad de la fuerza pretensora. En términos generales, la viga falla por desintegración del concreto en la zona de compresión, pero si la viga es sub reforzada, esta desintegración, no significa que el concreto haya llegado a su límite de rotura, sino que es el acero, que, a punto de llegar a la ruptura, tiene alargamientos tan grandes que al concreto le es imposible seguirlos. (NILSON, 1982, pág. 100)

Gráfico 13: Diagrama de esfuerzo - deformación del acero de alta resistencia.



Fuente: Nilson, *Diseño de estructuras de concreto presforzado*, 1982

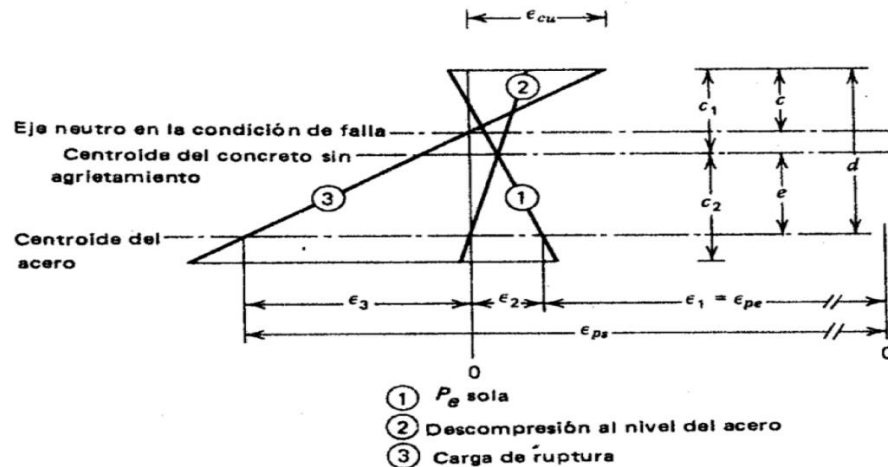
f_{py} , ϵ_{py} = esfuerzo y deformación de fluencia del acero.

f_{ps} , ϵ_{ps} = esfuerzo y deformación del acero cuando la viga falla.

f_{pu} , ϵ_{pu} = esfuerzo y deformación última del acero.

i. *Calculo del momento resistente por compatibilidad de deformaciones*

Gráfico 14: Análisis de deformaciones en una viga pre esforzada.



Fuente: Nilson, Diseño de estructuras de concreto presforzado, 1982

La ϵ_1 es resultado de la fuerza pretensora después de ocurridas todas las pérdidas.

$$\epsilon_1 = \epsilon_{pe} = \frac{f_{pe}}{E_p} \quad (24)$$

La deformación dos, se debe a un pequeño incremento en el esfuerzo del acero a medida que se van agregando las cargas muertas y vivas. Suponiendo que se mantiene una adherencia perfecta entre acero y concreto tendremos que:

$$\epsilon_2 = \frac{Pe}{Ac} * Ec \left(1 + \frac{e^2}{r^2} \right) \quad (25)$$

En el estado de falla, el eje neutro está a una distancia "c" por debajo de la parte superior de la sección. Por relación de triángulos.

$$\epsilon_3 = \frac{d-c}{c} \quad (26)$$

La deformación en la falla es la suma:

$$\epsilon_{ps} = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3 \quad (27)$$

Por lo que:

$$f_{ps} = E_p * \epsilon_{ps} \quad (28)$$



La profundidad del bloque de esfuerzos se halla de la condición de equilibrio c-t. Suponiendo que la sección trabaja en forma rectangular.

$$a = \beta_1 * c = A_s * \frac{f_{ps}}{0.85 * f'_c * b} \quad (29)$$

Como f_{ps} no se conoce aún, deberá proponerse un valor tentativo. Cuando se calcule la deformación total se comparará con la indicada por el diagrama esfuerzo-deformación del acero, para el valor supuesto de "fps". De observarse diferencias notables se repite el procedimiento.

Finalmente, el momento resistente factorizado será:

$$\phi M_n = \phi * A_p * \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (30)$$

Donde:

ϕ = es el factor de reducción de resistencia igual a 0.9 para el caso de flexión.

b = ancho efectivo del patín de compresión, se calcula de la misma manera que en el caso de la "viga".

ii. *Calculo del momento resistente con ecuaciones del ACI*

Este proceso de cálculo se emplea cuando la sección es rectangular o con patín, ya que no hay necesidad de iterar. Las ecuaciones a usar son una aproximación al cálculo más exacto derivado de alcanzar la compatibilidad entre los esfuerzos y las deformaciones en condiciones de carga de diseño. La fórmula aproximada puede minimizar la resistencia de las vigas con altos porcentajes de refuerzo. (NILSON, 1982, págs. 110-111)

El procedimiento al utilizar las ecuaciones del ACI, es similar al utilizado en el concreto reforzado, la diferencia se basa en el valor a tomar para el esfuerzo del acero en la falla. Para calcularlo, es de utilidad calcular con anterioridad el valor del pre esfuerzo efectivo en la viga presforzada. Calculado este dato, el esfuerzo cuando la viga llegue a fallar será el menor de los valores. (NILSON, 1982, pág. 111)



$$f_{ps} = 4200 + f_{pe} \quad (31)$$

$$f_{ps} = f_{py} \quad (32)$$

- cuando el presfuerzo efectivo f_{pe} es mayor que $0.5 f_{pu}$ en una viga pretensada, existe una tercera opción:

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - 0.5 * \frac{\delta p * f_{pu}}{f'c} \right) \quad (33)$$

$$\delta p = \frac{A_p}{b * d} \quad (34)$$

La profundidad del bloque "a" de esfuerzos se calcula con la ecuación:

$$a = A_s \cdot \frac{f_{ps}}{0.85 \cdot f'c \cdot b} \quad (35)$$

La resistencia nominal a la flexión será:

$$\phi M_n = \phi \cdot A_p \cdot f_{ps} \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (36)$$

Para determinar si la viga pretensada es sub reforzada el código del ACI fija un valor límite al siguiente índice de refuerzo:

$$\delta p \cdot \frac{f_{ps}}{f'c} \quad (37)$$

Cuando el índice de refuerzo es menor de 0.30, la viga pretensada se considera sub reforzada. Si se sobrepasa al valor de 0.30, el momento resistente en una viga pretensada rectangular será:

$$M_n = 0.25 * f'c * b * d^2 \quad (38)$$

2.1.11.6. *Análisis del agrietamiento.*

Cuando se sobrepasa al valor del momento de agrietamiento, el concreto comienza a tener fisuras y el acero toma las tensiones que soportaba el concreto. En estos instantes, la sección transversal ya no se puede considerar homogénea, por lo que se debe revisar las hipótesis iniciales.

El módulo de ruptura para la viga pretensada es:

$$f_r = 2 * \sqrt{f'c} \quad (39)$$



En una sección simple, el momento de agrietamiento se calcula con la siguiente ecuación:

$$M_{cr} = f' r * S_2 + P e \left(\frac{r^2}{c_2} + e \right) \quad (40)$$

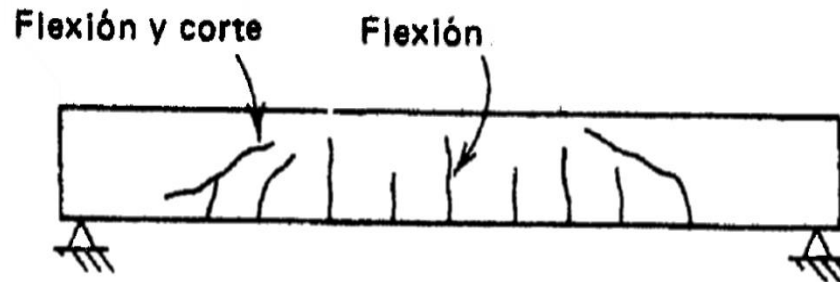
El hecho de verificar la sección de la viga pretensada bajo los esfuerzos permisibles implica revisar por agrietamiento, ya que en el reglamento solo se permite un esfuerzo máximo a tensión de $1.6\sqrt{f'c}$, es decir, menores al esfuerzo de ruptura del concreto. (NILSON, 1982, pág. 214)

2.1.11.7. Análisis por cortante.

El código del ACI excluye del refuerzo mínimo por cortante a las nervaduras de entresijos, porque es posible que exista una carga repartida entre zonas fuertes y débiles. De lo anterior se deduce que si el concreto soporta los esfuerzos de corte no será necesario la adición de estribos; todo esto suele suceder, tanto en vigas doble t, y así como en vigas pretensadas. (NILSON, 1982, pág. 215)

La falla por cortante o por corte en vigas pretensadas ocurren de dos maneras: flexo-cortante y cortante en el alma y las grietas por flexión cortante se presentan generalmente en el tercio medio del claro, la grieta se reproduce en forma inclinada y resulta de un esfuerzo cortante pequeño y de un esfuerzo de flexión dominante. Esta falla se presenta luego de haber ocurrido las grietas por flexión. (NILSON, 1982, pág. 216).

Ilustración 18: tipos de falla que se produce en una viga de concreto pretensado.



En la ilustración 18 se detalla el tipo de fisuras que se producen al momento de aplicar los diferentes tipos de carga en una viga de concreto pretensado.

La capacidad de soporte del concreto se calcula, para este tipo de falla de la siguiente manera:

$$V_{ci} = 0.16 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d + V_u \cdot \frac{M_{cr}}{M_u} \quad (41)$$

V_u y M_u son el cortante y el momento factorizados.

M_{cr} = momento de agrietamiento.

(NILSON, 1982) afirma. “las grietas por cortante en el alma, se producen si la resistencia de la viga en tensión diagonal es menor que su resistencia en flexión. En este caso la falla es súbita y sin previo aviso” (pág. 228).

Ilustración 19: grietas producidas por efecto que la resistencia a la flexión no es menor a la resistencia de tensión diagonal



En la ilustración 19 se tiene el efecto producido a causa de que la resistencia a la flexión no es menor al de la tensión diagonal en una viga pretensada según el autor Nilson y Arthur.



La contribución del concreto para este tipo de falla viene dada con la ecuación:

$$V_{cw} = (0.93\sqrt{f'_c} + 0.3f_{cc})bd + V_p \quad (42)$$

f_{cc} = esfuerzo a nivel del centroide del tendón.

V_p = componente vertical de la fuerza pretensora efectiva.

Funete: (NILSON, 1982, pág. 228) (NILSON, 1982, pág. 228)

Al momento de analizar se deberá tomarse como fuerza cortante V_c el menor de los valores de V_{ci} y V_{cw} .

Los cálculos para hallar los valores de “ V_{cw} ” y “ V_{ci} ” para un caso práctico involucran considerables cálculos.

(NILSON, 1982) afirma. “el código ACI presenta una expresión más simplificada para “ V_c ” que puede ser de utilidad para vigas de concreto pretensado, siempre que $\frac{f_{ps}}{f_{pu}} > 0.4$ ” (pág. 229). La

expresión es:

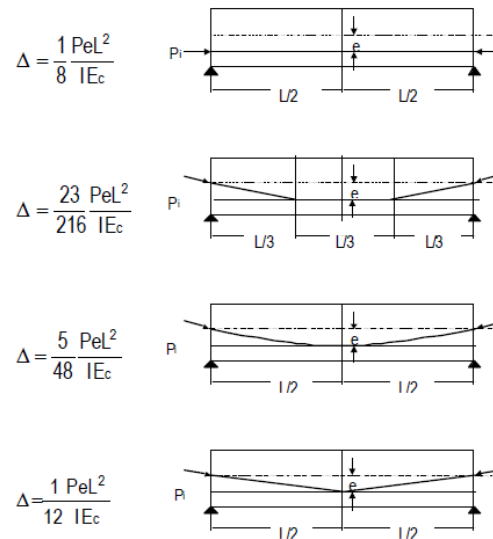
$$V_c = \left(0.16\sqrt{f'_c} + \frac{49V_{ud}}{M_u}\right)bw \cdot d \quad (43)$$

2.1.11.8. Análisis de las deflexiones en viga pretensada.

En un miembro presforzado típico, la aplicación de la fuerza presforzante producirá una flecha hacia arriba. El efecto de las pérdidas por contracción, flujo plástico y relajamiento, reduce gradualmente la flecha producida por la fuerza inicial. Sin embargo, el efecto del flujo plástico es doble. Mientras que produce una pérdida del presfuerzo tendiente a reducir la flecha, las deformaciones que provoca en el concreto aumentan la contra flecha. Por lo general, el Segundo efecto es el que predomina, y la contra flecha aumenta con el tiempo a pesar de la reducción de la fuerza presforzante.



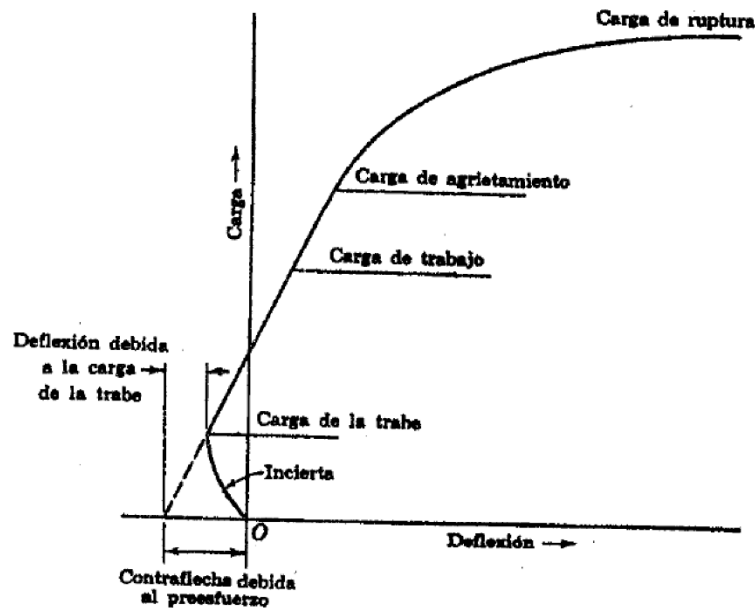
Gráfico 15 deflexiones en vigas pretensadas



Deflexiones al centro del claro para algunos tipos de elementos pretensados simplemente apoyados

En el siguiente diagrama se observa una contra flecha natural que se ocasiona en el concreto pretensado antes de aplicar las cargas de servicio en el elemento pretensado. La línea punteada indica el valor llegaría a alcanzar la deflexión inicial siempre que no actuara de inmediato el peso propio. Por otro lado, cuando la viga pretensada el valor del momento de agrietamiento, aumenta rápidamente la deflexión puesto que el momento de inercia de la sección se va reduciendo cada vez más pequeño considerablemente. (NILSON, 1982, pág. 356)

Gráfico 16: Deflexiones en una viga presforzada.



Fuente: Nilson, Diseño de estructuras de concreto presforzado, 1982.

cuando las deflexiones se encuentran durante etapas intermedias pudieran ser importantes, las etapas a considerarse normalmente son el estado inicial, considerando la fuerza presforzante inicial P_i y el peso propio, y el estado final, cuando la fuerza presforzante es reducida por todas las pérdidas y cuando las deflexiones son modificadas por el flujo plástico del concreto. Para el cálculo de deflexiones se deberán emplear los métodos usuales o fórmulas para deformaciones elásticas usando el módulo de elasticidad para el concreto de $15000 \cdot \sqrt{f'_c}$.

i. Deflexiones iniciales

La deflexión inicial " Δ_i " se calcula en la etapa de transferencia como la suma de la deflexión Δ_{pi} debida a la fuerza presforzante inicial incluyendo pérdidas iniciales más la deflexión inmediata " Δ_0 " debida al peso propio que se calcula fácilmente por los métodos convencionales. " Δ_{pi} " puede hallarse basándose en la variación de la curvatura a lo largo del claro, usando los principios del área de momentos; sin embargo, para los casos comunes, la deflexión al centro del



claro " ΔP_i " se puede calcular directamente de las ecuaciones mostradas en el gráfico 16. Así, la deflexión inicial en la transferencia es:

$$\Delta i = \Delta p_i + \Delta 0 \quad (44)$$

ii. Deflexiones finales

Las deflexiones diferidas de miembros de concreto presforzado deberán calcularse tomando en cuenta los esfuerzos en el concreto y en el acero bajo cargas sostenidas e incluyendo los efectos de flujo plástico y contracción del concreto y relajación del acero.

Estas deflexiones que consideran los efectos de larga duración debidos a la fuerza presforzante después de las pérdidas diferidas, se pueden calcular como la suma de las curvaturas inicial más los cambios debidos a la reducción del presfuerzo y debidos al flujo plástico del concreto.

Inmediatamente después de ocurrido las pérdidas de presfuerzo, la deformación es:

$$\Delta p_e = \Delta p_i * \frac{P_e}{P_i} \quad (45)$$

La contra flecha y la deflexión debida a las cargas, dependerán de las condiciones de cada caso en particular. El valor del flujo plástico ira variando con el tiempo de acuerdo a la ecuación:

$$Ct = \frac{t^{0.6}}{10+t^{0.6}} \cdot Cu \quad (46)$$

Considerando que las curvaturas causadas por el peso propio la carga muerta y parte de la carga viva, también serán afectadas por la fluencia plástica, se puede llegar a la siguiente ecuación para deformación total a largo plazo.

$$\Delta = -\Delta p_e - \frac{\Delta p_i + \Delta p_e}{2} \cdot Ct + (\Delta o + \Delta d + \Delta l_s)(1 + Ct) + \Delta I \quad (47)$$



iii. Deflexiones permisibles

El RCDF establece lo siguiente: el desplazamiento vertical en centímetros en el centro de trabes en el que se incluyen efectos a largo plazo debe ser menor o igual a

$$\Delta = \frac{L}{240} + 0.5 \quad (48)$$

Además, en miembros en los cuales sus deformaciones afecten a elementos no estructurales, como muros de mampostería, que no sean capaces de soportar estas deformaciones, se considerará como estado límite un desplazamiento vertical, medido después de colocar los elementos no estructurales menor o igual a:

$$\Delta = \frac{L}{480} + 0.3 \quad (49)$$

Para el reglamento nacional de edificaciones, la flecha máxima permisible de una viga es igual a una fracción de la luz (por ejemplo, L/180 para la acción de carga viva.).

Tabla 8: Deflexiones permisibles en vigas.

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$l/180^*$
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$l/360$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)†	$l/480 \ddagger$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$l/240 \S$

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones norma E-060.

2.1.12. Etapas elaboración de viga pretensada.

2.1.12.1. Preparación del molde.

La preparación del molde consiste en hacer la limpieza de los moldes o encofrados metálicos que normalmente se utiliza para este sistema de elementos prefabricados que viene a ser las vigas y columnas, el cual se le tiene que pasar una sustancia líquida que no se pueda hacer una mezcla con el agua o concreto, normalmente se realiza con petróleo para poder facilitar el trabajo para la hora del desencofrado, y también poder mantener el encofrado en buenas condiciones con respecto a los ataques a corrosión.

Ilustración 20: la preparación del molde o encofrado.



En la ilustración 20 se tienen la preparación del molde o encofrado metálico, que consiste en la limpieza y alineamiento correcto para proceder a tensar el alambre.

2.1.12.2. Corte del alambre.

El corte del alambre se realizará con ayuda de una cizalla, que esta corta el alambre para pretensar a la longitud deseada, que viene a ser la longitud de encofrado más la longitud de que viene a ser sujetados por los cabezales como se puede apreciar en la imagen y teniendo una

longitud sobrante de 1 m aproximadamente para que con esta longitud se proceda a tensar el acero a la fuerza requerida.

Ilustración 21: corte del alambre para pretensar



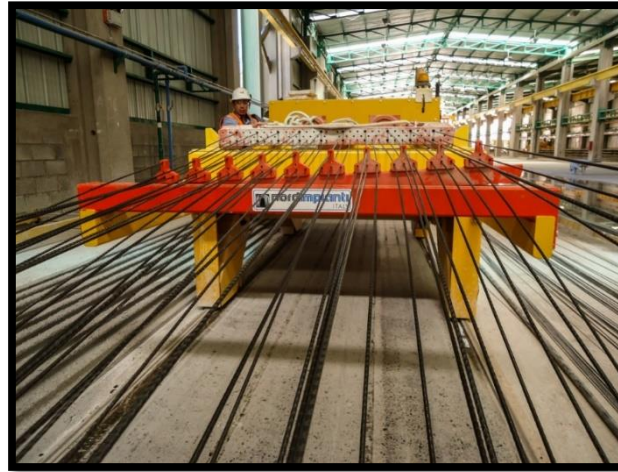
En la ilustración 21 se tiene el corte del alambre para pretensar y fijado en un extremo para posteriormente aplicar el esfuerzo requerido y fijar el alambre de manera segura.

2.1.12.3. Colocación de separadores en el alambre.

Se extiende el alambre en toda la longitud del encofrado. Los alambres pasan a través de los agujeros de los separadores para ser colocados en cada línea de los moldes.

Los separadores son distribuidos de acuerdo a la longitud deseada de cada elemento, según las especificaciones requeridas del elemento a producir. Entre cada par de separadores, se coloca una tapa entre los separadores para evitar la entrada de concreto y poder observar las distancias de corte del concreto.

Ilustración 22: colocación de separadores en los alambres



En la ilustración 22 se colocan los separadores en los alambres de manera transversal, para posteriormente cortar en dichos puntos de separación, que las medidas serán establecidas según los requerimientos de la obra.

2.1.12.4. Anclaje de alambre.

Después de tener bien alineados los alambres que se hacen pasar por los agujeros de la placa de anclaje y se aseguran con los sujetadores o cuñas. Cumplen función principal de fijar el alambre para poder ser tensado sin que se corra el alambre o sufra alguna variación con la fuerza a pretensar.

Ilustración 23: anclaje de alambres con las grapas o sujetadores

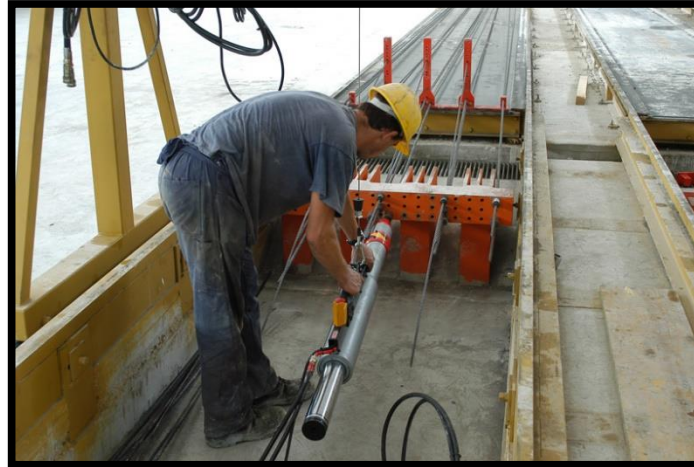


En la ilustración 23 se sujeta los extremos y fijar su ubicación del alambre

2.1.12.5. Tensado de alambre.

Los alambres son tensados con equipo hidráulico (gato ó bomba), el cual se puede realizar de una manera manual o mecánica o eléctrica. Cada alambre se tensa a la misma presión y definido previamente por el diseño de la viga.

Ilustración 24: tensado del alambre de alta resistencia.



En la ilustración 24 se realiza el tensado o el presfuerzo del alambre según la fuerza de diseño con un equipo mecánico (minigato hidráulico), proceso a realizar con alta precisión cuidado para no producir muchas pérdidas de tensión en el resto de los alambres.

2.1.12.6. Fabricación del concreto.

El concreto se puede elaborar en la planta o adquirir de una empresa que provee concreto calificado. Para la viga pretensada, se requiere un concreto con resistencia de $f'c$ de 380 kg/cm² o mayor.

Ilustración 25: elaboración del concreto de alta resistencia.



En la ilustración 25 se tiene la elaboración del concreto de alta resistencia según la dosificación obtenida en el diseño de mezcla en el cual se tiene que manejar el control de calidad de una forma muy rigurosa

2.1.12.7. Vaciado del concreto.

Una vez elaborado el concreto, éste se distribuye a lo largo de toda la longitud del encofrado y se vacía con la ayuda de una pala

Ilustración 26: vaciado de los elementos estructurales



En la ilustración 26 se tiene el proceso de vaciado de las vigas pretensadas con ayuda de un equipo mecánico y es el proceso en forma industrial.

Ilustración 27: vibrado de vigas pretensadas



En la ilustración 27 se tiene el vaciado de vigas pretensadas de manera artesanal en un obrador, el cual se tiene que manejar los mismos estándares de control de calidad de concreto

2.1.12.8. Vibrado del concreto, acabado y colocación de ganchos.

El vibrado tiene es fundamental para la resistencia final del concreto, es el proceso por medio del cual se logra un mayor contacto entre los granos de la mezcla, para eliminar en lo posible, el aire atrapado dentro de ésta. El procedimiento correcto de aplicación es sumergir verticalmente el vibrador en la masa de concreto y retirarlo lentamente en el momento en que la mezcla produce un flujo de agua y cemento hacia la superficie.

Ilustración 28: vibrado de concreto



En la ilustración 28 se tiene el vibrado de las vigas pretensada



2.1.12.9. Curado del concreto.

El método de curado más usado en elementos prefabricados, así como en los pretensados es el curado a vapor. Con este método es posible la producción de elementos pre esforzados en forma económica y rápida al permitir la utilización diaria de los moldes.

El ciclo de curado con vapor es el siguiente: primeramente, después del vaciado de concreto se debe esperar de 3 a 4 horas hasta que el concreto alcance su fraguado inicial, cuidándolo con una cubierta para evitar la deshidratación de la superficie de la pieza fabricada, seguidamente consiste en elevar la temperatura hasta 33° o 35° c durante una hora. En las siguientes 2 horas se elevará gradualmente hasta llegar a 70° u 80° c.

El proceso de vaporizado durará de 6 a 8 horas manteniendo la temperatura entre 70° y 80° c. Es necesario que durante este proceso se continúe con un período de enfriamiento gradual cubriendo al elemento para lograr que el enfriamiento sea más lento y uniforme. La duración total de este proceso es de aproximadamente 18 horas, lo que permite optimizar el empleo del molde a un uso diario.

Para que el pretensado funcione correctamente es necesario que el concreto haya llegado a la resistencia a la compresión necesaria para resistir los esfuerzos debidos a la transferencia del pre esfuerzo al momento de cortar los cables y liberar las piezas para su extracción. Generalmente el valor de f'_{ci} se considera del 70 u 80 por ciento del f'_{c} de diseño.

2.1.12.10. Destensado del alambre y cortes.

Cuando el concreto adquiere el 80% de la resistencia de diseño f'_{c} , se procede a cortar los alambres para la liberación del pre esfuerzo. Primeramente, se realiza una pre-transferencia al aflojar los alambres del extremo móvil. Posteriormente se cortan los alambres que se encuentran entre los separadores (comenzando del centro de la mesa hacia los extremos).

Ilustración 29: corte del alambre de alta resistencia.



En la ilustración 29 se procede al corte del alambre pretensado con ayuda de una máquina de soldar para optimizar el tiempo de corte de estos alambres.

2.1.12.11. Desencofrado de la viga.

Una vez cortados los alambres, se empieza a desmoldar la viga a través de los ganchos que fueron colocados en el proceso de vaciado.

Ilustración 30: desencofrado de vigas.



En la ilustración 30 se tiene el desencofrado de las vigas pretensadas que se realiza con alto cuidado y con ayuda de barretas metálicas para poder levantar las vigas y retirar del encofrado y proceder con su curado respectivo.

2.1.12.12. *Acarreo y almacenaje.*

El almacenaje es otra fase importante, un elemento deberá almacenarse soportado únicamente en dos apoyos localizados cerca de los puntos empleados para levantarlo (donde se hallan las orejas). En caso de utilizar otros puntos de apoyo para el almacenaje de las piezas prefabricadas, deberá revisarse su comportamiento para dicha condición. Ahora si por cuestiones de diseño será de utilidad más de dos apoyos, se deberá asegurar que el elemento no quede sin algún soporte debido a asentamientos diferenciales en los apoyos, esta consideración es de importancia cuando se está tratando con elementos pre esforzados donde el efecto del pre esfuerzo suele ser muy importante.

Ilustración 31: acarreo y almacenaje de vigas pretensadas.



En la ilustración 31 se tiene el acarreo de las vigas pretensada y para posteriormente llevar a almacenar en obra para darle su uso respectivo



2.2. Marco teórico conceptual

- **La American Concrete Institute (ACI):** es una organización sin fines de lucro de educación técnica para la sociedad fundada en 1904 y es una de las autoridades líderes mundiales en el manejo y práctica del concreto.
- **Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE):** Es la norma técnica rectora en el territorio nacional que establece los derechos y responsabilidades de los actores que intervienen en el proceso edificatorio, con el fin de asegurar la calidad de la edificación.
- **Vivienda social:** una vivienda social es una vivienda económica que la caracteriza el precio de esta, por ser para zonas de bajos recursos económicos y también contempla un método rápido de construcción.
- **Elemento estructural:** son cada uno de las partes que conforma una estructura o una edificación como vienen a ser las zapatas, columnas, vigas, losas etc. Que cada uno de ellos cumple un desempeño estructural en la edificación.
- **Desempeño:** Desempeño es el acto y la consecuencia de desempeñar: cumplir una obligación, realizar una actividad, dedicarse a una tarea.
- **Flexión:** Se denomina flexión al tipo de deformación que presenta un elemento estructural alargado en una dirección perpendicular a su eje longitudinal. El término "alargado" se aplica cuando una dimensión es dominante frente a las otras. ... El esfuerzo que provoca la flexión se denomina momento flector.
- **Deformación:** La deformación es el cambio en el tamaño o forma de un cuerpo debido a esfuerzos internos producidos por una o más fuerzas aplicadas sobre el mismo o a la ocurrencia de dilatación térmica.



- **Deflexión en vigas:** son las Deformación que sufre el elemento estructural (viga) a causa del efecto de las flexiones internas producidas por cargas o fuerzas externas que producirán un desplazamiento a lo largo de la luz de la estructura
- **viviendas prefabricadas:** son viviendas construidas a partir de secciones estandarizadas, que son fabricadas con antelación fuera de su lugar de emplazamiento, y posteriormente enviadas a su ubicación definitiva para su ensamblaje final.
- **Muro portante:** Se denomina muro de carga o muro portante a las paredes de una edificación que poseen función estructural; es decir, aquellas que soportan otros elementos estructurales del edificio, como arcos, bóvedas, vigas o viguetas de forjados o de la cubierta.
- **Estructura ornamental:** son estructuras con acabados con la finalidad de darle una temática de adorno y un resalte o alto relieve de acabados en una estructura.
- **Acero de alta resistencia;** es un tipo de acero que requiere más presión que el acero normal para ser doblado más allá del límite en que no vuelve a su forma inicial. Según la clasificación de USLAB (Ultra Light Steel Auto Body), se considera acero de alta resistencia el que tiene un límite elástico entre 210 y 550 MPa, y acero de resistencia «ultra alta» al que tiene más de 550 MPa.
- **Acero de baja relajación:** El proceso de baja relajación de los alambres para pretensado se realiza para disminuir la pérdida por relajación, que es la disminución de la tensión en función del tiempo, bajo una deformación impuesta de magnitud constante y se utilizan en vigas postes presforzados prefabricados.
- **Cuña:** Pieza de madera o de metal que se inserta en una junta para reforzar el empalme o evitar que se mueva. También llamada chaveta, llave.



- **Límite de fluencia:** El límite de fluencia (o resistencia límite de fluencia) de un material se define como la tensión existente en la sección de una probeta normalizada de dicho material, sometida a un ensayo de tracción o a un ensayo de compresión, en el instante en que se inicia la fluencia o deformación plástica del mismo.
- **Esfuerzo:** El esfuerzo es una fuerza que actúa sobre el área unitaria en la que se aplica, existen esfuerzos de tensión, flexión, compresión y cortantes. La deformación unitaria se define como el cambio de dimensión por unidad de longitud. El esfuerzo suele se suele expresar en pascales (Pa) o en psi (libras por pulgadas cuadradas, por sus siglas en ingles). La deformación unitaria no tiene dimensiones y con frecuencia se expresa en pulg/pulg o en cm/cm.
- **Esfuerzo normal:** El esfuerzo normal (esfuerzo axil o axial) es el esfuerzo interno o resultante de las tensiones perpendiculares (normales) a la sección transversal de un prisma mecánico. Este tipo de sollicitación formado por tensiones paralelas está directamente asociado a la tensión normal.
- **Excentricidad:** La excentricidad es la distancia entre el punto de aplicación de la carga y aquel donde se concentra la fuerza resultante. O puede ser conocido también como la distancia entre la línea real de acción de las cargas de compresión o de tracción y la línea de acción que produciría un esfuerzo uniforme en la sección transversal de la estructura.
- **Centroide:** Punto que se considera como el centro o dentro de gravedad de una figura bidimensional.
- **Cargas de servicio:** Carga concentrada que se aplica en el nudo de una cercha. También llamada carga de trabajo, carga de uso



- **Carga viva:** Carga externa movable sobre una estructura que incluye el peso de la misma junto con el mobiliario, equipamiento, personas, etc., que actúa verticalmente, por tanto, no incluye la carga eólica. También llamada carga variable.
- **Carga muerta:** Carga vertical aplicada sobre una estructura que incluye el peso de la misma estructura más la de los elementos permanentes. También llamada carga permanente, con carga.
- **Perdida de tensión:** Reducción de la fuerza de tensión inicial que resulta de los efectos, combinados o aislados, de la retracción del concreto y la relajación del acero; generalmente puede suponer una deformación elástica del concreto.
- **Sección transversal:** Proyección de una sección de un objeto que se ha realizado mediante un corte perpendicular al eje largo del mismo.
- **Concreto de alta resistencia:** concreto de alta resistencia viene a ser el concreto con resistencias mayores a 350 kg/cm² que normalmente son utilizados para concreto presforzado
- **Agregado:** material granular de composición mineral que se mezcla en distintos tamaños junto con cemento y agua, para formar concreto. Los agregados pueden ser arenas, gravas, roca triturada. Su función dentro del concreto se basa fundamentalmente, en proporcionar una masa de partículas capaces de resistir las acciones de desgaste o de intemperismo que puedan actuar sobre el concreto, forman una especie de esqueleto adecuado para la pasta de agua y cemento.
- **Módulo de ruptura del concreto:** es La resistencia a la flexión del concreto que es una medida de la resistencia a la tracción es determinada mediante los métodos de



ensayo ASTM C78 (cargada en los puntos tercios) o ASTM C293 (cargada en el punto medio). el Módulo de Rotura es cerca del 10% al 20% de la resistencia a compresión.

- **Momento de agrietamiento:** se le llama "momento de agrietamiento" al momento flector interno que produce grietas, por haber alcanzado resistencia a tracción del concreto.
- **Deformación:** es la alteración del estado físico debido a una fuerza mecánica externa, a una variación de temperatura, a un cedimiento de apoyos, etc.
- **Flujo plástico:** El flujo plástico es la propiedad de muchos materiales mediante la cual ellos continúan deformándose a través de lapsos considerables bajo un estado constante de esfuerzo o carga.
- **Contracción o retracción del concreto:** La retracción o contracción es el acortamiento que experimenta el concreto durante el proceso de endurecimiento y secado. Se debe principalmente a la pérdida por evaporación del exceso de agua de mezclado. La retracción es el acortamiento del concreto (descargado) que tiene lugar durante el fraguado.
- **Esfuerzo de fluencia.** Indicación del esfuerzo máximo que se puede desarrollar en un material sin causar una deformación plástica. Es el esfuerzo en el que un material exhibe una deformación permanente especificada y es una aproximación práctica de límite elástico.
- **Esfuerzo de ruptura.** La tensión de rotura se obtiene por lo general realizando un ensayo de tracción y registrando la tensión en función de la deformación (o alargamiento); el punto más elevado de la curva tensión-deformación es la tensión de rotura.



- **Módulo de elasticidad:** Relación entre la fatiga unitaria y la correspondiente deformación unitaria en un material sometido a un esfuerzo que está por debajo del límite de elasticidad del material.
- **Presforzado.** El presfuerzo significa la creación intencional de esfuerzos permanentes en una estructura o conjunto de piezas, con el propósito de mejorar su comportamiento y resistencia bajo condiciones de servicio y de resistencia.
- **Temática:** es un término que puede funcionar como sustantivo o adjetivo. En el primer caso, hace referencia al tema o a la gran variedad de temas y asuntos que caracterizan a un hecho o fenómeno.

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN



3.1. Metodología de la investigación

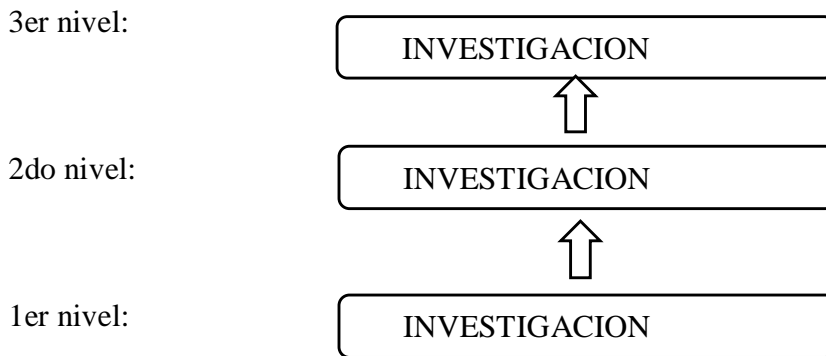
3.1.1. Tipo de investigación.

La presente investigación es del tipo proyectiva (o proyecto factible: este tipo de investigación, consiste en la elaboración de una propuesta, o un modelo, como solución a un problema o necesidad de tipo práctico, ya sea de un grupo social, o de una región geográfica, en un área particular del conocimiento, a partir de un diagnóstico preciso de las necesidades del momento, los procesos explicativos o generadores involucrados y de las tendencias futuras, es decir, con base en los resultados de un proceso investigativo.) Y experimental.

Esta tesis partió con el fin dar solución al interés de fomentar el uso de las vigas pre esforzadas en la construcción en la provincia de cusco y de preferencia en las zonas alto andinas en lugares donde puede facilitar una eficiente construcción con las viviendas prefabricadas para así pretender innovar la tecnología de construcción que se utiliza comúnmente. Todo esto se realizó con la finalidad de comprobar si las vigas que se elaboren cumplan con las características y las solicitudes para las cuales se diseñaron y se utilice este producto en el futuro.

3.1.2. Nivel de investigación.

Sánchez carlessi h. Y reyes meza c. (2006) manifiestan que siguiendo a selltiz, jahoda y otros (1965) podemos identificar tres niveles o esquemas básicos de investigación (según la profundidad y objetivo). Estos son:



Este trabajo de tesis abarca hasta el segundo nivel de investigación (investigación descriptiva), se abarca el tema de las vigas pre esforzadas en lo que concierne al diseño y fabricación, todo esto con el fin de tener una nueva tecnología de construcción y con la factibilidad para su elaboración en la provincia del cusco.

3.1.3. Población y muestra.

3.1.3.1. Población.

En el presente trabajo de investigación se tomará como población a:

- La vivienda aporticada prefabricada en zonas alto andinas de la provincia del cusco
- También se tomará como población objeto de estudio y diseño a las vigas pre esforzadas de 5 metros ya que esta se considera como una longitud de diseño de la viga pre esforzadas
- Se considera como población de estudio al tipo de acero de alta resistencia que se vende en el mercado

3.1.3.2. Muestra.

Las muestras que se tendrán para el control se mencionarán a continuación

- Para la elaboración de la vivienda aporticada se ubicará una zona accesible para su construcción de la vivienda aporticada prefabricada.



- Para las pruebas a flexión, se tomará como muestra representativa vigas de 5m de longitud, esto básicamente para realizar un ensayo de campo
- En lo concerniente al acero de alta resistencia, se considera como muestra a especímenes de 1m de longitud del acero de alta resistencia que se utilizará para la elaboración de vigas pre esforzadas, esta longitud también es determinada por la maquina universal donde serán ensayadas.
- Durante el proceso de elaboración de vigas pre esforzadas y diseño de concreto se tomarán briquetas de concreto para controlar su calidad.
- Finalmente, las muestras representativas serán vigas pre esforzadas de 5m las cuales representan el caso real de diseño.

3.1.4. Técnicas e instrumentos para la recolección de datos.

A continuación, detallamos una breve descripción para cada uno de los ensayos que se tuvieron que realizar.

3.1.4.1. *Ensayo de tracción directa a varillas de acero (límite de fluencia).*

Los ensayos de tracción de los alambres de acero están basados en la norma ASTM A881 y ASTM A421, que fueron ensayados en la Maquina Universal del Laboratorio de Mecánica de Suelos, de la escuela profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco. El objetivo primordial de los ensayos realizados fue determinar las propiedades mecánicas del alambre de alta resistencia para pretensado.

3.1.4.2. *Resistencia a la compresión axial del concreto de diseño.*

Los resultados del ensayo para determinar la compresión axial de los testigos cilíndricos de concreto se obtuvieron mediante la aplicación del método recomendado en la norma ntp.339.034. Hormigón (concreto): “método de ensayo normalizado para la determinación de la resistencia a



la compresión del concreto, en muestras cilíndricas" y el aci 318s-05 "requisitos del reglamento para concreto estructural".

3.1.4.3. Prueba de flexión en campo.

El laboratorio de materiales de la escuela profesional de ingeniería civil no cuenta con equipo para realizar ensayos a flexión con muestras de más de un metro de longitud, por lo tanto, se tuvo que simular un ensayo de flexión en campo siguiendo la metodología que utiliza la empresa Vipret para ensayar las vigas pre esforzadas que esta fábrica (Vipret, s.f.).

Procedimiento

1. Se procede al armado de una viga pre esforzadas simulando la instalación con 5 metros de luz sobre dos apoyos simples separados a cinco metros.
2. Para controlar las deflexiones se colocará un dial a la mitad de la luz para controlar las deflexiones a medida que se aumente la carga, sobre las cuales se harán las mediciones respectivas.
3. Empieza el proceso de carga sobre la viga pre esforzadas con placas de concreto con 28.500 kg cada una, simulando una carga distribuida de 1.5 m. En la zona central de la viga, a medida que se aumenta la carga se dará la lectura respectiva de la medición de la respectiva deflexión de la viga con la lectura que marque el dial.
4. Luego de ensayar la viga pre esforzadas hasta la carga de diseño se procede a la etapa de descarga midiendo las deflexiones a medida que se descarga.
5. Una vez se tenga las vigas pre esforzadas descargadas completamente, se procede a ensayar las vigas pre esforzadas hasta la resistencia ultima, esto quiere decir que se cargan las vigas hasta su ruptura controlando siempre las deflexiones.

CAPÍTULO IV

DISEÑO DE VIGA PRETENSADA



4.1. Memoria de cálculo del diseño de viga pretensada

Datos previos del proyecto:

Resistencia del concreto a diseñar: $f'_c=380\text{kg/cm}^2$

Longitud a diseñar: $L=5.00\text{ m}$

Peso propio de la viga: $W_o=43.20\text{ kg/m}$.

Sobrecarga permanente: $W_{sc}=80\text{kg/cm}^2$

Perdidas del pretensado: se considerará por recomendación una pérdida de 15%.

Esfuerzos permisibles en el concreto pretensado:

Esfuerzos inmediatamente después de la transferencia de presfuerzo (antes que ocurran las pérdidas de presfuerzo)

Esfuerzos en la zona de compresión:

$$f_{ci} = 0.60 * f'_c = f_{ti} = 0.60 * 380$$

$$f_{ci} = 228.00\text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos en la zona de tracción:

$$f_{ti} = 0.8 * \sqrt{f'_c} = 0.8 * \sqrt{380}$$

$$f_{ti} = 15.59\text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo permisible después de ocurridas todas las pérdidas

Para la zona en compresión:

$$f_{cs} = 0.45 * f'_c = 0.45 * 380$$

$$f_{cs} = 171.00\text{ kg/cm}^2$$

Para la zona en tracción:

$$f_{ts} = 1.6 * \sqrt{f'_c} = 1.6 * \sqrt{380}$$



$$f_{ts} = 31.19 \text{ kg/cm}^2$$

Hallando los módulos de sección S_1 y S_2 para encontrar las dimensiones de la viga:

Hallando los momentos por carga muerta y sobrecarga:

$$M_o = w * \frac{L^2}{8}$$

$$M_o = 13500 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_d = 25000 \text{ kg} - \text{cm}$$

Para hallar los módulos de sección se usan las formulas:

$$S_1 \geq \frac{M_o + M_d + M_l}{R * f_{ti} - f_{cs}}$$

$$S_1 \geq \frac{13500 + 25000 + 0.00}{0.85 * 15.59 - (-171)}$$

$$S_1 \geq 208.95 \text{ cm}^3$$

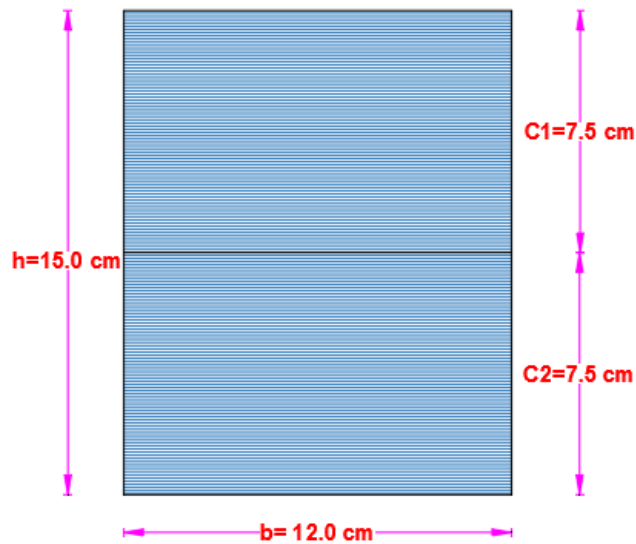
$$S_2 \geq \frac{M_o + M_d + M_l}{f_{ts} - R * f_{cs}}$$

$$S_2 \geq \frac{13500 + 25000 + 0.00}{31.19 - 0.85 * (-228)}$$

$$S_2 \geq 171.12 \text{ cm}^3$$

Se plantea una viga de 12x15 cm:

Ilustración 32: diseño de viga pretensada.



En la ilustración 32 se tiene la viga con sus medidas para una primera iteración del diseño y análisis.

Área de la sección de la viga: 180.00 cm²

Momento de inercia de la sección de la viga

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{12 * 15^3}{12} = 3375 \text{ cm}^4$$

Módulo de sección de la viga:

$$S1 = S2 = \frac{I}{y_c} = \frac{3375}{7.5} = 450.00 \text{ cm}^3$$

Radio de giro:

$$r^2 = \frac{I}{A} = \frac{3375}{180} = 18.75 \text{ cm}^2$$

Hallando el esfuerzo en el centroide del concreto:

$$f_{cci} = f_{ti} - \frac{C_1}{h}(f_{ti} - f_{ci})$$
$$f_{cci} = 15.59 - \frac{7.5}{15}(15.59 - (-228))$$



$$f_{cci} = -106.20 \text{ kg/cm}^2$$

Hallando la fuerza pretensora:

$$P_i = A_c(f_{cci})$$

$$P_i = 180 * (106.20) = 19116.46 \text{ kg}$$

Ya que 19116.46 kg es una fuerza considerablemente grande, Se considerará una fuerza de pretensado de 7700 kg, posteriormente se analizará si esta fuerza satisface los esfuerzos permisibles en la viga pretensada.

Hallando la excentricidad:

$$e \leq (f_{ti} - f_{cci}) \frac{S_1}{P_1}$$

$$e \leq (15.59 - 106.20) \frac{450}{7700} = 7.1 \text{ cm}$$

Se tomará una excentricidad de 2.4 cm.

Hallando el área de acero:

$$A_p = \frac{P_i}{F_{py}} = \frac{7700}{11492.31}$$

$$A_p = 0.88 \text{ cm}^2$$

Se utilizará el alambre para pretensado de 4mm de diámetro, el área de la sección de este alambre es 0.1257 cm².

Hallando el número de varilla de alambre: $0.88/0.1257 = 7$ alambres de 4mm de diámetro.

4.2. Análisis de la viga pretensada

4.2.1. Propiedades del concreto.

Para los datos del concreto por ser concreto de lata resistencia y de requerimientos mínimos para el sistema pres forzado se trabajará con los siguientes datos

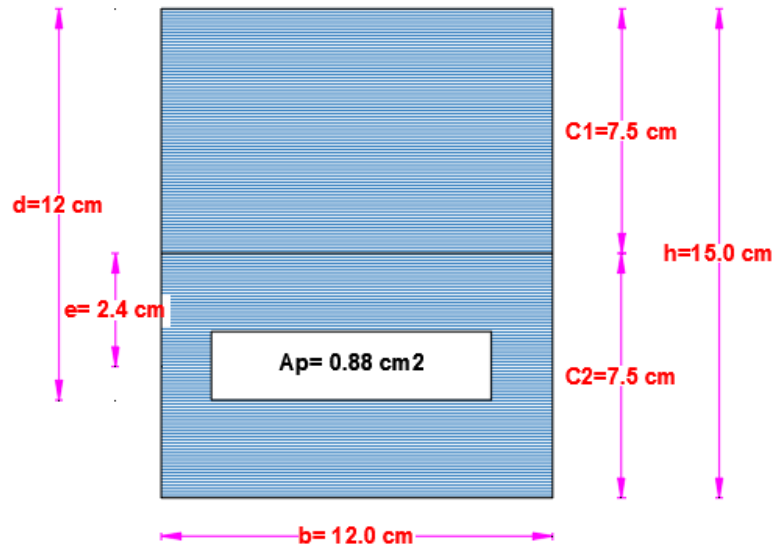
Resistencia del concreto: $f'c=380\text{kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad del concreto: $E_c=15,000*\sqrt{380}=292403.84 \text{ kg/cm}^2$

4.2.2. Propiedades de sección de viga

Los datos con los que se trabajará la viga son los siguientes:

Ilustración 33: Propiedades de la sección de viga pretensada para el diseño



En la ilustración 33 se tiene las propiedades de la sección de la viga para el diseño y análisis

Longitud a diseñar: $L=5.00 \text{ m}$

Ancho de viga: $b=12.00 \text{ cm}$ Altura de viga: $h=15\text{cm}$

Área de concreto: $A_c=180.00 \text{ cm}^2$

Centroide: $Y_c=7.50\text{cm}$

Momento de inercia: 3375.00 cm^4

Módulo de sección: $S_1=S_2=450.00 \text{ cm}^3$

Radio de giro al cuadrado: $r^2=18.75 \text{ cm}^2$

Distancia de fibra superior: $c_1= 7.50\text{cm}$

Distancia de fibra inferior: $c_2= 7.50\text{cm}$



4.2.3. Condiciones del presfuerzo.

Diámetro del alambre de alta resistencia: $Diam. = 4.0 \text{ mm}$.

Área total del acero: $A_s = 0.88 \text{ cm}^2$

Esfuerzo de tensado: $f_p = 8750.00 \text{ kg/cm}^2$

Fuerza total inicial: 7700 kg .

Fuerza en cada alambre: 1100 kg

Módulo de elasticidad del acero: $E = 20000000 \text{ Kg/cm}^2$

Módulo de fluencia del acero: $f_{py} = 11492.31 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de ruptura del acero: $f_{pu} = 13392.23 \text{ kg/cm}^2$

Excentricidad promedio: 2.40 cm

CONDICIONES DE CARGA

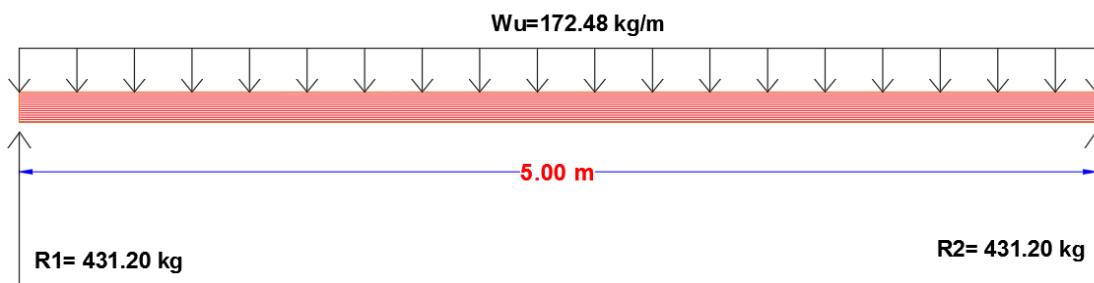
Peso propio: $W_o = 43.20 \text{ kg/m}$.

Sobrecarga permanente: $W_{sc} = 80 \text{ kg/m}$

Carga viva: $W_l = 0.00 \text{ kg/m}$

Carga última: $W_u = 1.4 * (43.20 + 80) + 1.7 * (0.00) = 172.48 \text{ kg/m}$.

$W_u = 172.48 \text{ kg/m}$



4.2.4. Pérdidas de presfuerzo.

Ahora se procederá a calcular las pérdidas durante el pretensado de la viga.



4.2.4.1. *Perdidas por flujo plástico (PFP).*

Se procede a calcular las pérdidas que ocurren durante el tiempo, una de estas pérdidas es la pérdida por flujo plástico del concreto.

Utilizando las ecuaciones de pérdidas por flujo plástico se tiene:

$$f_{cs} = \frac{-P_i}{A_c} \left(1 + \frac{e^2}{r^2} \right) + \frac{M_t * e}{I_c} = \frac{7700}{180} \left(1 + \frac{2.4^2}{18.75} \right) + \frac{(13500 + 25000) * 2.4}{3375}$$

$$f_{cs} = -28.54 \text{ kg/cm}^2$$

Se toma en cuenta el factor recomendado (Nilson, Diseño de estructuras de Concreto Presforzado, 1982) $Cu = 2.35$, así como la relación modular (n) entre el acero y el concreto a los 28 días.

$$n_p = \frac{E_p}{E_c} = \frac{2000000}{292403.84} = 6.84$$

$$PFP = Cu * n_p * f_{cs} = 2.35 * 6.84 * 23.46$$

$$PFP = 458.76 \text{ kg/cm}^2$$

4.2.4.2. *Perdidas por deslizamiento del anclaje (PDA).*

Durante el proceso constructivo se vio, un pequeño reajuste del anclaje durante la transferencia de la fuerza al anclaje, dando un valor no mayor a $\Delta l = 1 \text{ mm}$. La longitud total de la pista de elaboración de las viguetas tiene un total de 12.00 m.

$$PDA = \frac{\Delta L}{L} * E_p = \frac{0.001 \text{ cm}}{1200 \text{ cm}} * 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$PDA = 166.67 \text{ kg/cm}^2$$



4.2.4.3. *Perdida por acortamiento elástico (PAE).*

Usando las ecuaciones:

$$f_{cs} = \frac{-P_i}{A_c} \left(1 + \frac{e^2}{r^2} \right) + \frac{M_o * e}{I_c} = \frac{-7700}{180} \left(1 + \frac{2.4^2}{18.75} \right) + \frac{13500 * 2.4}{3375} =$$

$$f_{cs} = 46.32 \text{ kg/cm}^2$$

Siendo "n", la relación que existe entre los módulos de elasticidad del acero y del concreto en el momento de la transferencia, se tiene la pérdida por acortamiento elástico del concreto.

$$n_p = \frac{E_p}{E_c} = 6.84$$

$$PAE = n_p * f_{cs} = 6.84 * 41.24$$

$$PAE = 316.82 \text{ kg/cm}^2$$

4.2.4.4. *Perdida por contracción del concreto (PRC).*

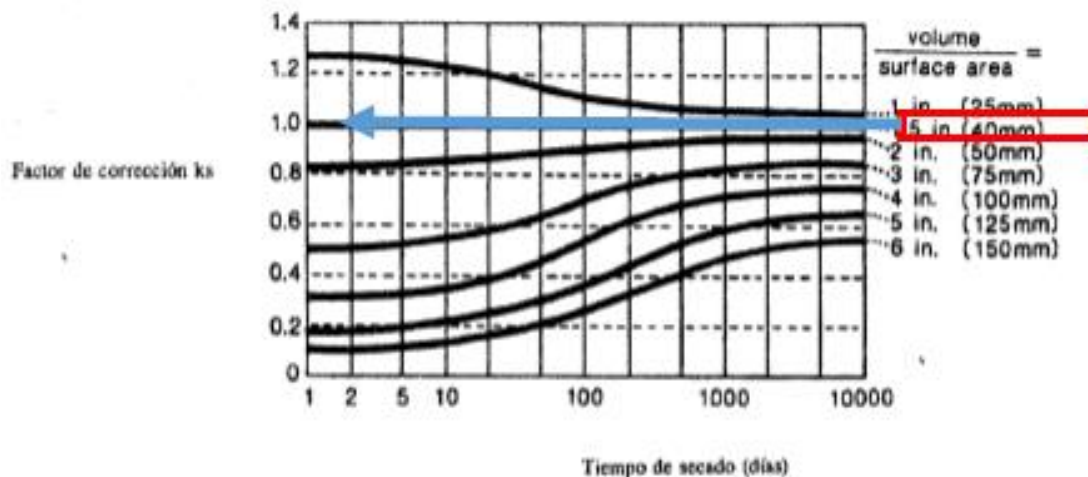
Para determinar la contracción del concreto se tomará en cuenta el tipo de curado de la viga pretensada hasta el momento de que intervengan las cargas de servicio.

Para el valor de Ks, se tomará el valor del gráfico.

$$\frac{\text{volumen}}{\text{area}} = \frac{\text{area seccion}}{\text{perimetro seccion}} = \frac{180}{54} = 3.33 \text{ cm} \cong 40 \text{ mm}$$



Según el gráfico número 6 se encontrará el valor de “ks”



Según la tabla número 7 con una humedad de 40% se tiene el valor de “kh”

Tabla 9 Para el valor de Kh, se tomará el valor de la Tabla 5, para una humedad mínima de 40%.

Prom. Hum. Relativa en el ambiente	Kh
40 %	1.43
50 %	1.29
60 %	1.14
70 %	1.00
80 %	0.86
90 %	0.43
100 %	0

$K_s = 1.43$

$K_h = 1.0$

Tomando un tiempo de 5 años (1825 días), siendo un tiempo prudente para ver una mayor contracción del concreto. Se tiene:

$$\epsilon_{sh} = -0.51 * 10^{-3} * k_s * k_h * \left(\frac{t}{35 + t} \right) = -0.51 * 10^{-3} * 1.43 * 1.0 * \left(\frac{1825}{35 + 1825} \right)$$



$$\epsilon_{sh}=0.0007$$

Tenemos el valor de 0.0007 para el valor de la deformación del concreto en un tiempo de 1825 días (5 años), este valor se asemeja al que recomienda el autor (Nilson, Diseño de estructuras de Concreto Presforzado, 1982) en el capítulo III, para concretos curados con humedad.

$$PRC = E_p * \epsilon_{sh} = 2000000 * 0.0007$$

$$PRC = 1431.15 \text{ kg/cm}^2$$

4.2.4.5. *Perdida por relajamiento del acero.*

Para el cálculo de las pérdidas por relajamiento del acero, influye el tiempo a la cual se quiere calcular la pérdida, en este caso tomaremos 5 años, también influye el tipo del acero, como es su esfuerzo a la fluencia, determinada por ensayos.

Se procede a calcular para un tiempo de 5 años.

T=5 años= 1825 días.

$$PRA = f_{pi} * \frac{\log t}{10} * \left(\frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0.55 \right) = 11422.41 * \frac{\log 1825}{10} * \left(\frac{8750}{13392.23} - 0.55 \right) =$$

$$PRA = 603.19 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

En la tabla siguiente se muestra el resumen de pérdidas de presfuerzo en la viga pretensada



Tabla 10: Resumen de Perdidas de Presfuerzo.

PERDIDAS DEL PRETENSADO		
PAE	316.82 kg/cm ²	
	3.62%	PERDIDAS
PDA	166.67 kg/cm ²	INSTANTANEAS
	1.90%	
PRC	1431.15 kg/cm ²	
	16.36%	PERDIDAS
PFP	458.76 kg/cm ²	RELACIONADAS
	5.24%	CON EL TIEMPO
PRA	603.19 kg/cm ²	
	6.89%	
PERDIDAS TOTALES=	2976.59 kg/cm ²	
R=	34.02%	
fpe=	5773.41 kg/cm ²	Presfuerzo efectivo
Pe=	5080.60 kg	Fuerza efectiva

Fuente: Elaboración propia.

De la tabla anterior se obtiene la pérdida del presfuerzo (R=34.02%) y con ello se calcula el esfuerzo efectivo del pretensado (Fpe).

4.2.5. Análisis bajo esfuerzos permisibles.

Para el análisis de la viga presforzada, se tiene las cargas y momentos actuantes por el peso propio de la viga y la sobrecarga que soportara dicho elemento estructural.

Peso propio: $W_o=43.20$ kg/m.

Sobrecarga permanente: $W_{sc}=80$ kg/m

Carga viva: $W_l=0.00$ kg/m

Carga ultima: $W_u=1.4*(43.20+80) + 1.7*(0.00) = 172.48$ kg/m.

Con estos datos de carga se procede a calcular los esfuerzos producidos en la viga pretensada.

4.2.5.1. Esfuerzos producidos por el presfuerzo.

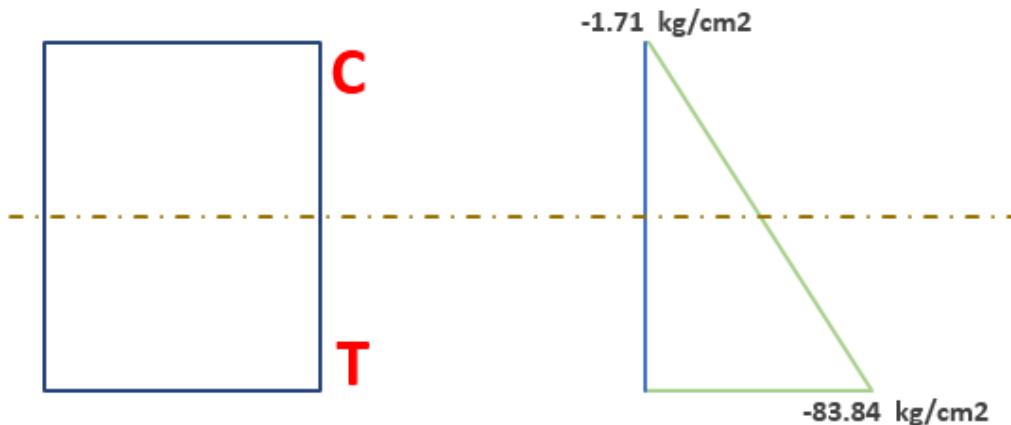
$$f_1 = \frac{-P_i}{A_c} \left(1 - \frac{e * C_1}{r^2} \right) = \frac{-7700}{180} \left(1 - \frac{2.4 * 7.5}{18.75} \right)$$

$$f_1 = -1.71 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = \frac{-P_i}{A_c} \left(1 + \frac{e * C_2}{r^2} \right) = \frac{-7700}{180} \left(1 + \frac{2.4 * 7.5}{18.75} \right)$$

$$f_2 = -83.84 \text{ kg/cm}^2$$

Gráfico 17 Efecto del presfuerzo inicial.



Fuente: Elaboración Propia.

4.2.5.2. Esfuerzos producidos por el presfuerzo efectivo (Pe).

$$P_e = R * P_i = 34.02\% * 7700 = 5080.60 \text{ kg}$$

$$f_1 = \frac{-P_e}{A_c} \left(1 - \frac{e * C_1}{r^2} \right) = \frac{-5080.60}{180} \left(1 - \frac{2.4 * 7.5}{18.75} \right)$$

$$f_1 = -1.13 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = \frac{-P_e}{A_c} \left(1 + \frac{e * C_2}{r^2} \right) f_2 = \frac{-5080.60}{180} \left(1 + \frac{2.4 * 7.5}{18.75} \right)$$

$$f_2 = -55.32 \text{ kg/cm}^2$$

Gráfico 18: Efecto del Presfuerzo efectivo.



Fuente: Elaboración propia.

4.2.5.3. Esfuerzos producidos por el presfuerzo efectivo y peso propio (P_e+M_o).

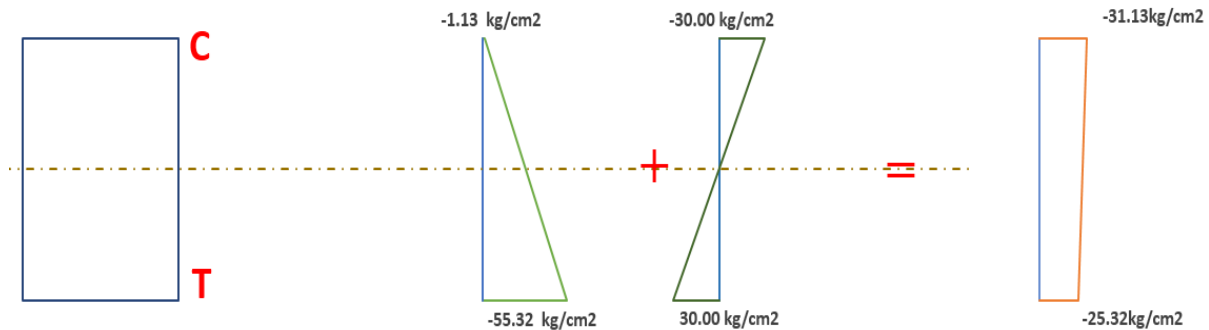
$$f_1 = \frac{-P_e}{A_c} \left(1 - \frac{e * C_1}{r^2} \right) - \frac{M_o}{S_1} = \frac{-5080.60}{180} \left(1 - \frac{2.4 * 7.5}{18.75} \right) - \frac{13500}{450}$$

$$f_1 = -31.13 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = \frac{-P_e}{A_c} \left(1 + \frac{e * C_2}{r^2} \right) + \frac{M_o}{S_2} = \frac{-5080.60}{180} \left(1 + \frac{2.4 * 7.5}{18.75} \right) + \frac{13500}{450}$$

$$f_2 = -25.32 \text{ kg/cm}^2$$

Gráfico 19: Efecto del presfuerzo efectivo mas el peso propio.



Fuente: Elaboración propia.

4.2.5.4. Esfuerzos producidos por el presfuerzo efectivo y peso propio ($P_e+M_o+M_d+M_l$).

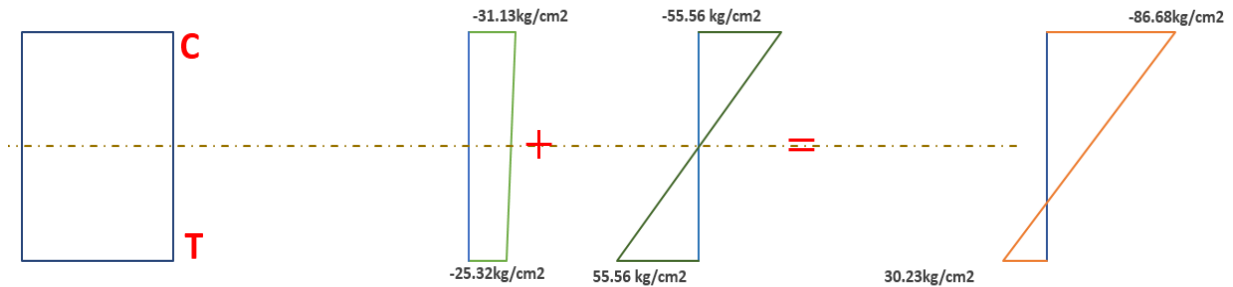
$$f_1 = \frac{-P_e}{A_c} \left(1 - \frac{e * C_1}{r^2} \right) - \frac{M_o}{S_1} - \frac{M_l + M_d}{S_1} = \frac{-5080.60}{180} \left(1 - \frac{2.4 * 7.5}{18.75} \right) - \frac{13500}{450} - \frac{0 + 25000}{450}$$

$$f_1 = -86.68 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = \frac{-P_e}{A_c} \left(1 + \frac{e * C_2}{r^2} \right) + \frac{M_0}{S_2} + \frac{M_l + M_d}{S_1} = \frac{-5080.60}{180} \left(1 + \frac{2.4 * 7.5}{18.75} \right) + \frac{13500}{450} + \frac{0 + 25000}{450}$$

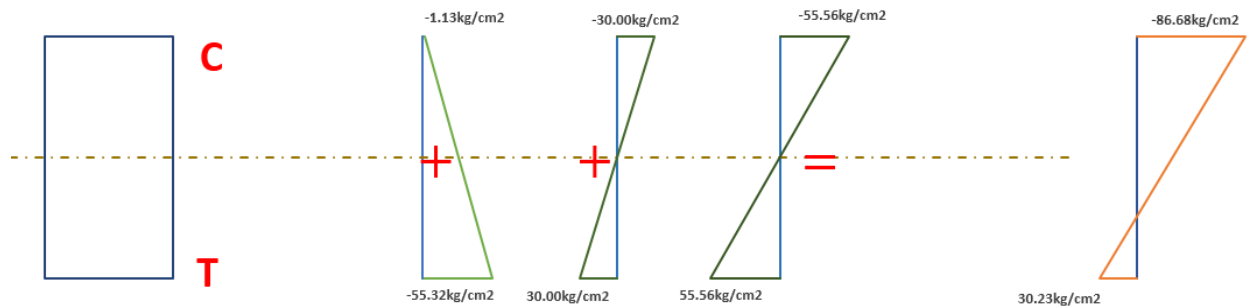
$$f_2 = 30.23 \text{ kg/cm}^2$$

Gráfico 20: Efecto del presfuerzo final mas carga de servicio.



Fuente: Elaboración propia.

Gráfico 21: Resumen de Presfuerzos de la viga pretensada.



Fuente: Elaboración propia.

4.2.5.5. Esfuerzos permisibles en el concreto.

Para el caso de los esfuerzos permisibles (ACI 318-2002) se comparará con los esfuerzos obtenidos ya calculados, los cuales tienen que estar por debajo de los esfuerzos permisibles.

Esfuerzo permisible antes de ocurridas todas las pérdidas

Para la zona de compresión:

$$f_{ci} = 0.60 * f'_c = f_{ti} = 0.60 * 380$$

$$f_{ci} = 228.00 \text{ kg/cm}^2$$

Como $1.71 \text{ kg/cm}^2 < 228 \text{ kg/cm}^2$, está dentro del margen.



Para la zona en tracción:

$$f_{ts} = 1.6 * \sqrt{f'_c} = 1.6 * \sqrt{380}$$

$$f_{ts} = 62.38 \text{ kg/cm}^2$$

Como $-83.84 \text{ kg/cm}^2 < 6238 \text{ kg/cm}^2$, está dentro del margen

Esfuerzo permisible después de ocurridas todas las pérdidas

Para la zona en compresión:

$$f_{cs} = 0.45 * f'_c = 0.45 * 380$$

$$f_{cs} = 171.00 \text{ kg/cm}^2$$

Como $86.86 \text{ kg/cm}^2 < 171 \text{ kg/cm}^2$, está dentro del margen

Para la zona en traccion

$$f_{ts} = 1.6 * \sqrt{f'_c} = 0.8 * \sqrt{380}$$

$$f_{ts} = 31.19 \text{ kg/cm}^2$$

Como $30.23 \text{ kg/cm}^2 < 31.19 \text{ kg/cm}^2$, está dentro del margen

4.2.6. Análisis y diseño por resistencia a la ruptura.

Calculo del momento resistente usando ecuaciones ACI

$$\frac{f_{pe}}{f_{pu}} = \frac{5773.41}{13392.23} = 0.43$$

Como $0.43 < 0.50$, entonces existen dos posibles valores para el esfuerzo en el acero de la falla

$$f_{ps} = f_{py} = 15229.88 \text{ kg/cm}^2$$



$$f_{ps} = 4200 + f_{pe} = 4200 + 5773.41 = 11492.31 \text{ kg/cm}^2$$

Como se vio en las propiedades de la sección de la viga se toma 7 alambres para el presfuerzo, dado un área de 0.88 cm². Este valor ayudara con las siguientes ecuaciones siguientes

Hallando la cuantía de acero:

$$\delta_p = \frac{A_p}{b * d} = \frac{0.80}{12 * 13}$$

$$\delta_p = 0.0056$$

Hallando el índice de esfuerzo:

Si $\delta_p \cdot f_{ps} / (F' C) < 0.30$ entonces la falla es subreforzada.

$$\Delta_p \cdot \frac{F_{ps}}{F' C} = 0.0056 * \frac{11492.31}{380} = 0.17$$

Como $0.17 < 0.30$, la falla es sub-reforzada.

Hallando el bloque de esfuerzo:

$$a = \beta_1 * c = \frac{A_p * f_{ps}}{0.85 * f'_c * b} = \frac{0.88 * 11492.31}{0.85 * 380 * 12}$$

$$a = \beta_1 * c = 2.26$$

Finalmente, el momento resistente factorizado será:

$$\phi M_n = \phi * A_p * f_{ps} \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi M_n = \phi * A_p * f_{ps} \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.90 * 0.88 * 11492.31 \left(13 - \frac{2.26}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 93743.26 \text{ kg-cm.}$$

$$M_u = 62650.00 \text{ kg-cm}$$

$$\text{Si } M_u < \phi M_n \text{ Ok!!!}$$



4.2.7. Revisión por cortante.

Se analizará la viga pre pretensada de 5m. Se determinará si la viga pre esforzada, sufre daños por corte, para lo cual se hará una revisión por corte, como se detalla a continuación.

$$V_u = \frac{W_u * L}{2} = \frac{172.48 * 5}{2}$$

$$V_u = 431.2 \text{ kg}$$

Hallando el momento de agrietamiento en la viga:

$$M_{cr} = f' r * S_2 + P e \left(\frac{r^2}{C_2} + e \right) = 15000 * \sqrt{380} * 450 + 5080.60 \left(\frac{18.75}{7.5} + 2.4 \right)$$

$$M_{cr} = 42439.17 \text{ kg} - \text{cm}$$

Para hacer la revisión por cortante, se halla los valores de cortante ultimo y el valor de momento de agrietamiento, siendo valores importantes para esta revisión.

$$V_{ci} = 0.16 * \sqrt{f'_c} * b * d + V_u * \frac{M_{cr}}{M_u}$$

$$V_{ci} = 0.16 * \sqrt{380} * 12 * 13 + 431.2 * \frac{42438.17}{53900}$$

$$V_{ci} = 826.07 \text{ kg}$$

Si $V_{ci} > V_u$ Ok!!!

Se observa que el valor de cortante último es menor que el valor de la cortante que puede resistir el concreto.

Finalmente, se hace la revisión mediante una expresión simplificada:

Si $F_{pe}/F_{pu} > 0.42$, se usa la siguiente ecuación:

$$5773.41/13392.23 = 0.42,$$

Como $0.42 > 0.40$, por lo tanto, se puede usar la siguiente formula:



$$V_c = \left(0.16\sqrt{f'c} + 49 * \frac{V_u * d}{M_u} \right) b_w * d = \left(0.16\sqrt{380} + 49 * \frac{431.2 * 13}{53900} \right) 12 * 13$$

$$V_c = 1281.54 \text{ kg}$$

Si $V_c > V_u$ Ok!!!

El valor de la cortante última no excede al valor de la cortante que resiste el concreto, los valores de cortante que se revisaron en este parte. Por lo que se puede precisar que la viga pre esforzada no presentará fallas producidas por cortante.

4.2.8. Revisión de las deflexiones.

Como siguiente revisión se tiene la revisión de las deflexiones que presentara la viga pre esforzada debida a las diferentes cargas que se presentan.

$$\Delta P_i = \frac{P_i * e * L^2}{8 * E_c * I} = \frac{7700 * 2.4 * 500^2}{8 * 292403.83 * 3375}$$

$$\Delta P_i = 0.59 \text{ cm}$$

$$\Delta P_e = \Delta P_i * \frac{P_e}{P_i} = 0.59 * 5080.60 / 7700$$

$$\Delta P_e = 0.39 \text{ cm}$$

Las deflexiones producidas por el peso propio, carga muerta y carga viva, están dadas por la siguiente ecuación.

$$\Delta = \frac{5 * W * L^4}{384 * E_c * I}$$

4.2.8.1. Hallando la deflexión producida por el peso propio.

$$\Delta o = \frac{5 * 0.4320 * 500^4}{384 * 292403.83 * 3375} = 0.36 \text{ cm}$$

4.2.8.2. Hallando la deflexión producida por la carga muerta.

$$\Delta d = \frac{5 * 0.80 * 500^4}{384 * 292403.83 * 3375} = 0.66 \text{ cm}$$



4.2.8.3. Hallando la deflexión producida por la carga viva.

$$\Delta l = \frac{5 * 0.00 * 500^4}{384 * 292403.83 * 3375} = 0 \text{ cm}$$

Para determinar la deflexión final, se determinará la flecha a los 6 meses y 5 años, utilizando el valor de flujo plástico

$$C_t = \frac{t^{0.6}}{10 + t^{0.6}} * C_u$$

Para t= 6 meses = 180 días, Cu=2.35 (según arthur Nilson.)

$$C_t = \frac{180^{0.6}}{10 + 180^{0.6}} * 2.35$$

$$C_t = 1.63$$

$$\Delta = -\Delta_{pe} - \frac{\Delta_{pi} + \Delta_{pe}}{2} * C_t + (\Delta_o + \Delta_d + \Delta_d) * (1 + C_t)$$

$$\Delta = -0.39 - \frac{0.59 + 0.39}{2} * 1.63 + (0.36 + 0.66 + 0.00) * (1 + 1.63)$$

$$\Delta_{6\text{meses}} = 0.56 \text{ cm}$$

A los 6 meses se muestra una flecha de 0.56 cm producido solo por el peso propio, se considera el tiempo de 6 meses, en el caso de que la viga pre esforzada no se haya usado, haciendo que el flujo plástico sea mayor. (NILSON, 1982)

Para el caso de la deflexión final a los 5 años se muestra a continuación:

Para t= 5 años = 1825 días, Cu=2.35 (según arthur Nilson.)

$$C_t = \frac{t^{0.6}}{10 + t^{0.6}} * C_u = \frac{1825^{0.6}}{10 + 1825^{0.6}} * 2.35$$

$$C_t = 2.12$$

$$\Delta = -\Delta_{pe} - \frac{\Delta_{pi} + \Delta_{pe}}{2} * C_t + (\Delta_o + \Delta_d + \Delta_d) * (1 + C_t)$$



$$\Delta = -0.39 - \frac{0.59 + 0.39}{2} * 2.12 + (0.36 + 0.82 + 0.00) * (1 + 2.12)$$

$$\Delta_{5\text{años}} = 1.75 \text{ cm}$$

La deflexión a los 5 años es de 1.75 cm, siendo una deflexión aceptable, comparado con la deflexión permisible por el RNE, se tiene:

$$\Delta = \frac{L}{240} = \frac{500}{240}$$

$$\Delta = 2.08 \text{ cm}$$

Se observa que la deflexión a los 5 años que se producirá, con las cargas de servicio es menor (1.75 cm. < 2.08 cm.) Que la deflexión máxima que estipula el RNE.

CAPÍTULO V

PROCESO DE ELABORACIÓN DE ELEMENTOS PREFABRICADOS



5.1. Proceso de elaboración de vivienda aporticada prefabricada

En el este capítulo se detallará paso a paso la metodología del proceso de elaboración de elementos estructurales prefabricados desde la ubicación del área de trabajo hasta la construcción de la vivienda aporticada prefabricada, en donde en cada ítem se especifica cada una de las etapas, partidas y sub partidas que se programó para ejecutar la construcción de la vivienda aporticada prefabricada

5.1.1. Trabajos preliminares.

Para la producción de las vigas y columnas de la vivienda prefabricada se tiene que hacer los trabajos preliminares el cual se divide en las siguientes sub partidas.

I. Ubicación del área.

La ubicación del área de trabajo es importante para realizar los trabajos de producción de elementos prefabricados, en el cual se requiere de áreas considerables con longitudes considerables, ya que para la producción de estos elementos se vacía en pistas con longitudes hasta los 100 metros lineales, pero para nuestro caso solo será necesario una longitud de 14 ya por tratarse de trabajos con fines de investigación, en cuanto se encontró un área adecuada que cumple con nuestros requerimientos mínimos se procede con el reconocimiento del terreno y área de trabajo que con esta verificación se puede hacer un replanteo correspondiente. El área de trabajo se ubicaba en una planta de concreto premezclado en el sector de k'ayrapampa San Jerónimo, colindante con la facultad de Agronomía y Zootecnia de la Universidad Nacional De San Antonio Abad Del Cusco, se escogió este lugar porque ahí se encontró la mayor cantidad los materiales para su producción de los elementos prefabricados.

Ilustración 34: ubicación de area de trabajo



En la ilustración 34 se tiene la localización de la ubicación de lugar donde se realizaría el trabajo de investigación y producción de elementos prefabricados.

II. Limpieza de área.

Al realizar el reconocimiento de terreno y para proceder con el trazo y replanteo se requiere que el área se encuentre libre de elementos orgánicos e inorgánicos que perjudiquen para el libre trabajo de esta partida. El área se encontró con bastante material reciclado como: perfiles de acero, materiales de mecánica de maquinaria pesada y entre otros el cual se hace una limpieza y acondicionamiento del área, para hacer el trazo y replanteo pertinente y establecer la zona exacta donde se instalaría los equipos para la producción de elementos prefabricados.

III. Nivelación de terreno.

Con la limpieza del terreno y respectivo trazo y replanteo del área de trabajo se procede con la nivelación de puntos para el vaciado de la pista de producción de elementos prefabricados, donde la nivelación se realizó con la intervención de una maquinaria pesada (pala frontal o cargador frontal), la maquinaria nivelo los puntos el cual raspo los desniveles del terreno para tener un área nivelada y posteriormente hacer su vaciado de losa respectivo o vaciado de pista de trabajo.

Ilustración 35: Nivelacion de terreno



En la ilustración 35 se tiene la nivelación del área exacta donde se realizará la producción de vigas y para el cual se tienen que tener un piso bien nivelado u con un acabado llano.

IV. Compactación de terreno.

La condición del material del área de trabajo no se encontró en una condición favorable por lo que se realizó un trabajo previo al vaciado y por proceso constructivo se procede con la compactación del terreno y que se realizó con una compactadora manual (sapito o canguro) en toda el área que se delimito para el vaciado de pista trabajo.

V. Vaciado de losa de piso.

Según lo programado y al avance realizado ya corresponde al vaciado de losa de piso o pista de trabajo. Después de tener el área nivelada y compactada se procedió con la instalación de los puntos de referencia para el proceso constructivo del vaciado de la losa, y después de tener los puntos de nivel de la losa se procedió con el vaciado respectivo con ayuda de un mixer para la preparación de concreto, la cantidad requerida fue de 4.8 m³ para un área de 16m de largo 3m y espesor de 10 cm con un concreto de 140 kg/cm².

Ilustración 36 (a) (b): vaciado de pista producción



En la ilustración 36 (a)(b) se realiza un vaciado de una pista de producción, lugar donde se ubicarán los encofrados y su producción de las vigas pretensadas.

5.1.2. Instalación de equipos.

Conforme se culminó con los trabajos preliminares se procede con la instalación de los equipos de pretensado. El cual se detalla a continuación en las siguientes sub partidas.

I. Anclaje de rieles de fijación.

Para realizar la producción de elementos se tiene que contar con dos extremos anclados o empotrados al piso para realizar el trabajo de fijación del alambre de pretensado, para esta sub partida primero se perforó en el piso con una broca de 3 /4" una profundidad de 20 cm en 5 puntos en cada cara del perfil de acero en sentido transversal al sentido del vaciado de los elementos prefabricados, estos puntos tenían que estar equidistantes del centro de luz donde se asienta el perfil de acero , después de la perforación del piso se procede con la perforación de los perfiles de acero en sentido transversal al perfil para que puedan atravesar los alambres para pretensar, la perforación del perfil de acero se realizó con ayuda de un prensa de mesa con una broca de 6mm según la distribución de acero que se realiza en el capítulo de diseño de viga pretensada. Después de tener todos los materiales listos se procedió con el empotramiento de las

varillas de 5/8 en cada una de las perforaciones que se realizó en el piso que serviría de fijador del perfil que posteriormente se ancla entre las varillas, con los perfiles de acero ya con la colocación correcta se terminó su fijación soldando las varillas al perfil y formando una unión rígida para función que desempeñe.

Ilustración 37: anclaje de rieles de sujeción.



En la ilustración 37 se tiene el empotramiento del riel de sujeción en los extremos del encofrado para cumplir la función de sujetas el alambre al momento de aplicar el esfuerzo

II. Instalación de encofrados.

En esta sub partida se tiene por finalidad instalar los encofrados para ello primeramente se tenía que preparar, se cortó las planchas negras de metal de 3/16” según la distancia que era necesario para poder plegar en de u con las medidas de diseño, se tenía las planchas de 2.40m y se necesitaba con luces mayores de 10, en cual se empalmo soldando. Después de tener listo el encofrado se procedió con la instalación en la ubicación que se dio al inicio en la instalación de los perfiles I de acero, después de tenerlos alineados se les paso con petróleo por fines constructivos de vaciado.

Ilustración 38: instalación del encofrado



En la ilustración 38 se tiene la instalación de los encofrados metálicos y con respectivo alineamiento

III. Instalación de motor de pretensado.

Esta sub partida se tiene por finalidad fijar el motor de pretensado en un extremo con el fin de tensionar el acero de pretensado, se procedió a ponerle dos brazos que permitan tener una distancia de 1 m del perfil para en que en esa parte de pueda sujetar el acero de pretensado con una grampa o sujetador, y en el extremo opuesto al de los brazos del motor se emperno con un perno de 5/8” para que no pueda moverse y estar fijo.

Ilustración 39: instalación del motor de pretensado.



En la ilustración 39 se tiene la instalación del motor de pretensado que cumplirá la función del minigato de tensar los alambres a la fuerza requerida según el diseño que se tiene en el capítulo anterior.

5.1.3. Producción de elementos.

En esta partida se detalla paso a paso como se realiza la producción de los elementos prefabricados presforzados (vigas pretensadas) y a continuación se detalla.

I. Tensado de alambres de acero.

En esta partida tiene por finalidad sujetar un extremo, este extremo se puso unas grampas fijadoras para alambres acerados y por el otro extremo someter a tensión la requerida por el diseño, la tensión a la que se requerida era de 1.30 toneladas de fuerza con el control de deformación para dicha fuerza se tendría una deformación de 12 cm que este proceso se realizó para cada alambre que se tensiono. Después de tensar el alambre y sujetar en ambos extremos se procedió a poner unos estribos que fueron solo por proceso constructivo, con la finalidad de que los alambres no se superpongan o se puedan enredar y no cambie su orientación a la hora del vaciado, estos estribos se colocaron a una distancia de 250 m. Aproximadamente, también ahí se

puso unas asas de alambón para que cumplan una función de apoyo para la manipulación de los elementos, estas asas se le puso a una distancia de 1.5 m aproximadamente para que a la hora de realizar el desencofrado nos facilite el rápido desmontado. Los estribos y las asas se realizaron con alambón o alambre #8.

Ilustración 40: tensado de alambres



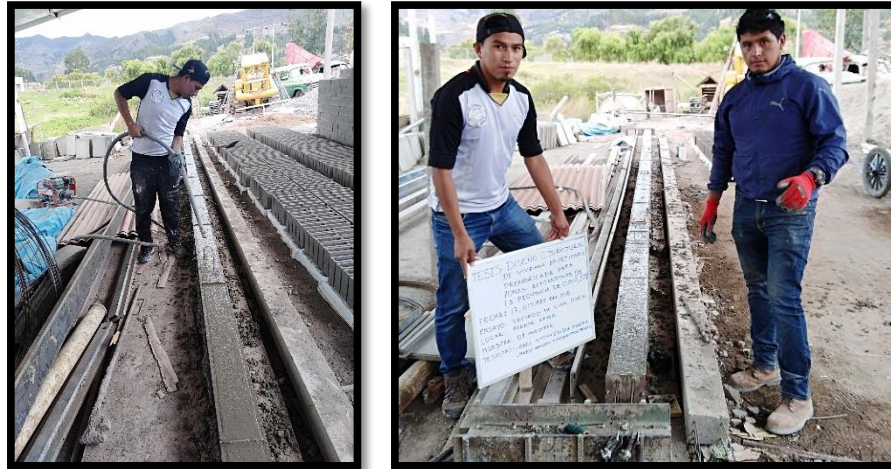
En la ilustración 40 se tiene el tensado de los alambres y acomodando el encofrado en su posición final y correcta y poniendo las tapas en el extremo para después proceder al vaciado

II. Vaciado de vigas.

En esta sub partida tiene como finalidad vaciar los elementos pretensados(vigas), con los alambres tensados como se requiere el diseño se procede a la preparación de la mezcla con un diseño a la compresión uniaxial de 380 kg/cm², y con un asentamiento (slump) de 5". La cantidad requerida por la viga fue de 0.35 m³ de concreto. Por requerir una cantidad mínima se realizó en un mezclador manual (trompo de 9 pies³). Con la mezcla lista se vertió en el encofrado y a medida que se estaba avanzando se realizaba el vibrado de la mezcla para eliminar las cangrejeras y hacer que sea lo más homogéneo posible, y esta sub partida se llevó el control

exigente para asegurar la resistencia de diseño, para el cual se extrajo las muestras necesarias según exigencias de norma 3 probetas por ensayo realizado.

Ilustración 41 (a) (b): vaciado de viga



En la ilustración 41 (a) (b) se tiene el vaciado de una viga pretensada

III. Corte de alambre de acero.

En esta sub partida se tiene que cortar el alambre de acero pretensado el cual para cortar se tiene que realizar ciertas verificaciones que el más importante es: comprobación de resistencia de las briquetas que se extrajo en el vaciado, estas briquetas tienen que pasar una resistencia de diseño de 380 kg/cm² en compresión uniaxial, esta verificación se realizó en el laboratorio particular, que para someter a carga de compresión a dichas briquetas se tenía que realizar un previo refrentado (capping) para poder llevar a compresión uniaxial de dichas probetas, después de la comprobación se procede con el corte del acero con un cizalla en ambos extremos de la viga.

Ilustración 42: corte de alambre para pretensar



En la ilustración 42 se tiene el proceso de corte del alambre que se realizó con la ayuda de una cizalla

IV. Desencofrado de vigas.

En esta partida se tiene como objetivo el desencofrado de la viga que para esto se procedió manualmente, después de asegurar que el concreto llega a la resistencia de diseño se procede con el desencofrado de las vigas en esto fueron muy útiles las asas que se puso, se hecho a un lado del vaciado para jalar a un lado el encofrado y al otro lado la viga haciendo una palanca con una barreta hasta separar ambos elementos por completo.

Ilustración 43: desencofrado de viga pretensada



En la ilustración 43 se tiene el desencofrado de la viga que se realizó con ayuda de una barreta de metal

V. *Curado de viga.*

En esta partida se trabajó con ayuda de una amoladora porque se tenía que cortar en una medida las vigas en las medidas requeridas para los ensayos respectivos y curar a vapor para esto las vigas la envolvimos con un plástico y con agua en el interior para en todo el proceso de curado hasta los 28 días.

Ilustración 44 (a) (b): curado de la viga pretensada



En la ilustración 44 (a) (b) se tiene el momento del curado de la viga, se le puso arena para poder mantener la humedad por mayor tiempo y así la viga de concreto se mantiene mayor tiempo en el contacto con el agua.

5.1.4. Preparación de elementos prefabricados.

La preparación de los elementos se realiza con el fin de tener las muestras adecuadas para los ensayos requeridos y para la construcción de la vivienda aporticada prefabricada

I. *Corte de viga.*

En esta sub partida se tiene como finalidad tener las muestras listas para su uso correspondiente. Primeramente, se requiere vigas para para los ensayos de campo y laboratorio que para una de ellas se tiene las medidas respectivas para sus ensayos que para las vigas de campo se tendrá vigas de 5m de longitud para extraer datos sobre la deflexión de la viga, y

posteriormente se hizo el corte de las vigas para la construcción de la vivienda prefabricada aporticada con luces de 5m como indica en el diseño.

Ilustración 45; cote de viga pretensada



En la ilustración 45 se tiene el corte de la viga a una longitud de 5 m como se realizó en el capítulo del diseño de viga pretensada.

II. Perforación.

En esta sub partida se tiene por finalidad perforar las vigas y columnas para poner los espárragos (varillas de acero grado 2). Primeramente, se perforo las columnas con ayuda de un roto martillo con una broca de 1/2" una profundidad de 30 cm para que con esas varillas se les pueda empernar con las vigas, después de tener las columnas perforadas se procedió con la perforación de las vigas con la broca de la misma medida para posteriormente llevar a lugar donde se construirá la vivienda.

Ilustración 46(a) (b): perforacion de viga pretensada

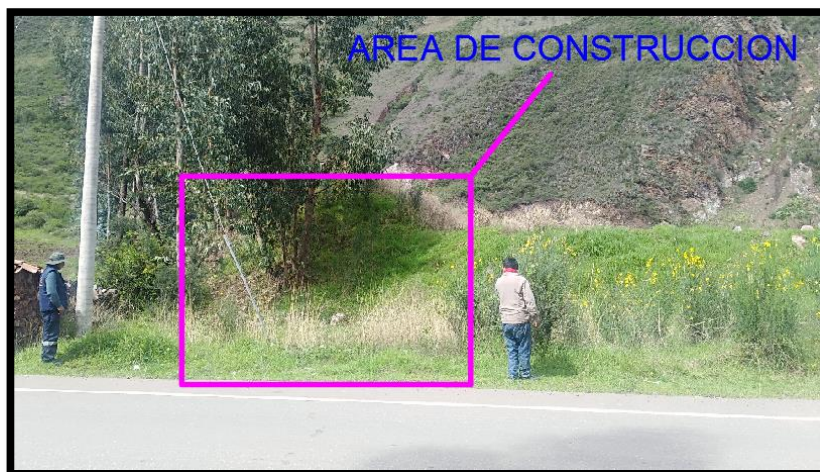


En la ilustración 46 se tiene la perforación la viga pretensada, anclar mediante esos agujeros con los espárragos (varillas roscadas) al momento del montaje de la vivienda aporticada prefabricada

5.1.5. Instalación de elementos pre fabricados.

Esta partida se trabajó en 3 etapas el cual se detalla a continuación cada una de ellas con las medidas que se tomara en cuenta y el tiempo que se requirió la construcción se realizó en la zona de Amarupampa en la localidad que se encuentra a 5 minutos de la localidad de san salvador. En la carretera cusco – san salvador.

Ilustración 47: ubicación del area de construccion de la vivienda.



En la ilustración 47 (a) (b) se tiene la ubicación de arrea de construccion que está localizada en Amarupampa en la pisca Huambutio - San Salvador.

I. Vaciado de zapata.

En esta partida se tiene por finalidad realizar las zapatas de la vivienda prefabricada aporticada con las especificaciones del diseño que dio por resultado. Primero se hizo un replanteo para ubicar los puntos donde levantarían las columnas, luego se procedió con la excavación de la zapata para luego proceder con el vaciado de ella con una altura de 10 cm más una parrilla de acero y concreto que se requería según las especificaciones del diseño de la zapata.

Ilustración 48; vaciado de zapatas



En la ilustración 48 se tiene el vaciado de las zapatas con un solado de 10 cm

II. Traslado e izado de columna.

En esta sub partida se tiene la finalidad de izar las columnas prefabricadas en el lugar donde se construirá la vivienda prefabricada, para lo cual primeramente se tuvo que realizar el traslado de las columnas prefabricadas de la ciudad del cusco (exactamente de la planta de concreto en k'ayra) a la localidad de Amarupampa donde se ubica la construcción de la vivienda aporticada prefabricada. Después de trasladar las columnas con ayuda de una grúa mecánica se levantó cada una de ellas para poner en su eje respectivo y arrostrar con alambres para conseguir su

verticalidad respectiva y posteriormente proceder con el vaciado de las zapatas y confinar adecuadamente las columnas.

Ilustración 49(a) (b): traslado e izado de columnas prefabricadas.



En la ilustración 49 (a) (b) se tiene el traslado de la granja k'ayra – San Jerónimo – Cusco lugar donde es la producción de elementos presforzados, a Amarupampa lugar donde se construye la vivienda prefabricada aporticada.

III. Traslado de montaje de viga.

En esta sub partida tiene por finalidad montar las vigas pretensadas para terminar de construir el pórtico de la vivienda prefabricada, de la misma forma que con las columnas de procedió con el montaje de las vigas pretensadas, pero en esta partida se realizó con bastante cuidado porque se tenía ya un pequeño inconveniente que era el de centrar la viga en el lugar perfecto para hacer encajar las varillas enroscadas para confinar las vigas con las columnas.

Ilustración 50: montaje de viga pretensadas



En la ilustración 50 se tiene el montaje de la viga pretensada, instalando y empalmando con las columnas prefabricadas que se realizó con ayuda de una grúa.

Ilustración 51: instalación completa de vigas pretensadas



En la ilustración 51 se tiene montaje completo del sistema aporticado de la vivienda prefabricada aporticada

5.1.6. Armado y montaje de techo.

En esta partida tiene por finalidad montar el techado de la vivienda prefabricada aporticada para finalizar la investigación que se realizó de la siguiente manera.

I. *Preparación y montaje de techo.*

Primero se preparó el material con que se va construir los perfiles rectangulares de 1 1/2”x3” x3mm, se cortó preparo los perfiles según se tenían las medidas para la vivienda prefabricada aporticada, después de preparar la estructura de metal se llevó a la localidad donde se encuentra la vivienda aporticada prefabricada, después del armado de la estructura metálica se procede con el techado con la calamina, y con esta etapa ya se finaliza la investigación.

Ilustración 52: montaje del techado



En la ilustración 52 se tiene el montaje del techado dos aguas, techo de calamina de la vivienda aporticada prefabricada.

CAPITULO VI

ENSAYO DE MATERIALES

6.1. Acero de alta resistencia

6.1.1. Ensayo de tracción directa a varillas de acero (límite de fluencia).

En el presente capítulo, se muestran los resultados obtenidos de los ensayos realizados de los alambres de acero de alta resistencia que se utilizarán en la elaboración de las vigas pretensadas. Los ensayos realizados corresponden a tracción universal de los alambres de alta resistencia hasta cargas de rotura.

Los ensayos de tracción de los alambres de alta resistencia fueron realizados en la Máquina Universal del Laboratorio de Mecánica de Suelos, de la escuela profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional San Antonio Abad del Cusco. El objetivo de obtener las propiedades mecánicas.

Ilustración 53 (a) (b): ensayo de tracción del alambre de alta resistencia.



En la ilustración 53 (a) (b) se tiene el ensayo de tracción directa en la máquina universal del alambre para pretensar de alta resistencia.

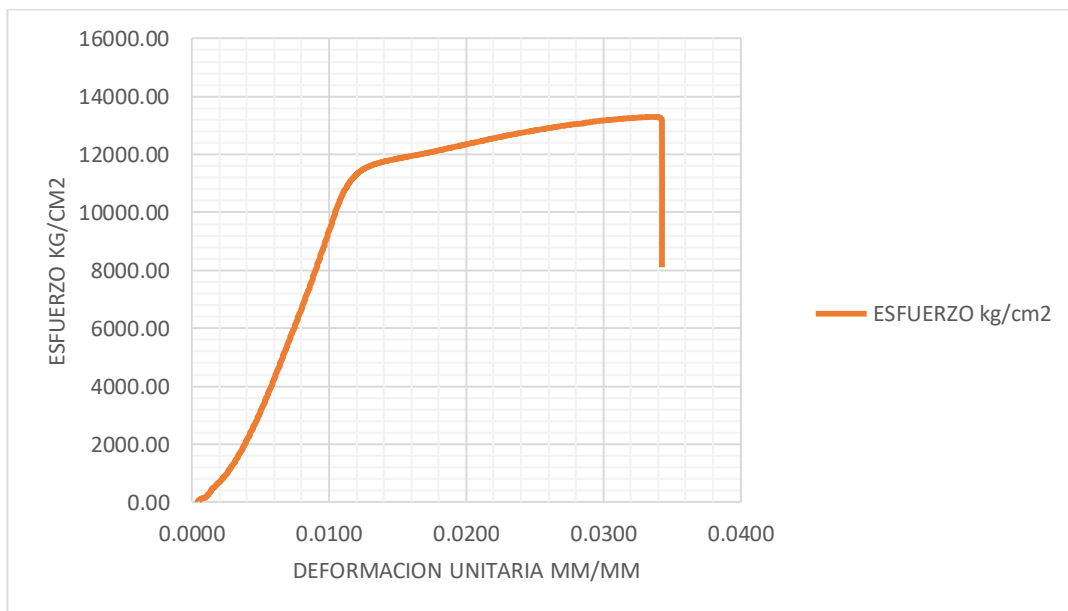
Se trata de muestras de alambres de acero de alta resistencia, para su uso como tendones de pre esforzado. Estos alambres poseen una estructura monolítica, con un dentado de tipo helicoidal para generar superficie de adherencia con el concreto, de tipo corrugado. Se presentan



para el presente estudio muestras de diámetro nominal de 4.0mm Las muestras presentan una sección constante sin resaltes ni reducciones locales.

Las muestras del alambre para el pre esfuerzo, son ensayadas en la maquina universal, La aplicación de la carga se realiza en forma constante creciente y durante el ensayo se mide la deformación axial.

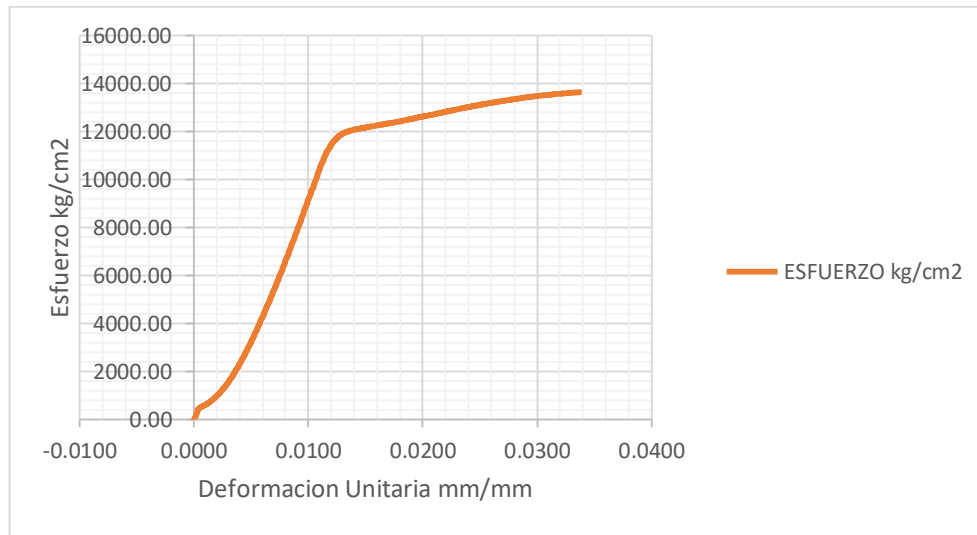
Gráfico 22: Curva de esfuerzo – deformacion de la muestra N° 1.



Fuente: Elaboración Propia.

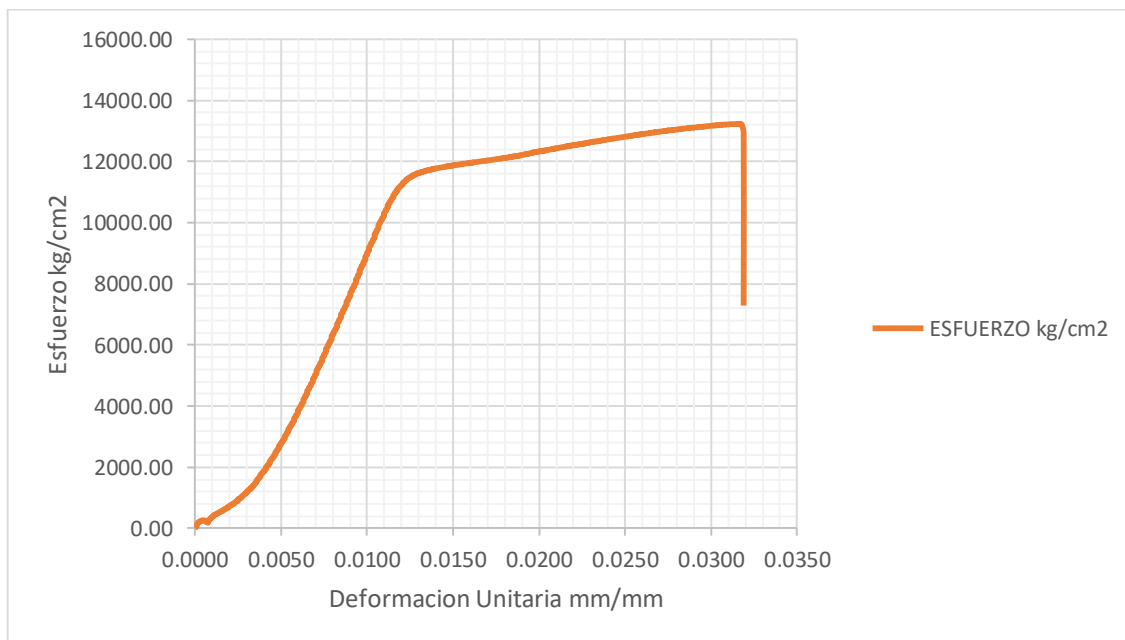


Gráfico 23: Curva de esfuerzo – deformacion de la muestra N° 2



Fuente: Elaboración Propia.

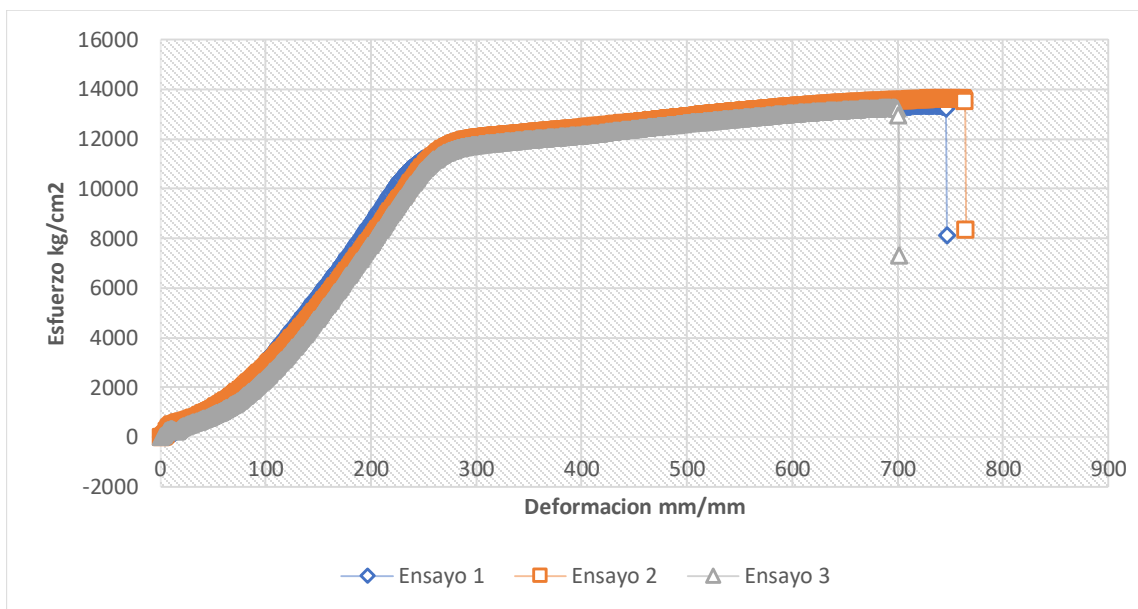
Gráfico 24: Curva de esfuerzo – deformacion de la muestra N° 3



Fuente: Elaboración Propia.



Gráfico 25: Curva de esfuerzo – deformación de todas las muestras.



Fuente: Elaboración Propia.

En la siguiente tabla se muestra un resumen de los valores del acero para pretensado de los 3 ensayos realizados en la maquina universal.

Tabla 11: Valores obtenidos de los ensayos de Esfuerzo – deformacion del acero para pretensado.

MUESTRA	CARGA DEL LIMITE DE FLUENCIA (kg)	DEFORMACION UNITARIA EN EL LIMITE DE FLUENCIA (mm/mm)	CARGA DE LA TRACCION MAXIMA (kg)	MAXIMA DEFORMACION UNITARIA (mm/mm)
1	1448	0.01263	1673	0.03397
2	1500	0.01318	1712.50	0.03376
3	1479	0.01394	1663.75	0.03169

Fuente: Elaboración Propia.

6.2. Ensayo de testigos de viga pretensada

6.2.1. Resistencia a la compresión axial de testigos de concreto tomados durante la fabricación de vigas pre esforzadas.

Los resultados del ensayo para determinar la compresión axial de los testigos de concreto (briquetas) se obtuvieron mediante la aplicación del método recomendado en la norma NTP.339.034. HORMIGÓN (CONCRETO): "Método de ensayo normalizado para la determinación de la resistencia a la compresión del concreto, en muestras cilíndricas" y el ACI 318S-05 "Requisitos del reglamento para concreto estructural". Estos resultados pueden observarse en la Tabla 12 – 13 – 14.

Los testigos de concreto serán refrentados con yeso de alta resistencia o con mortero de azufre. Según la NTP 339.037 HORMIGÓN (CONCRETO). Práctica normalizada para el refrentado de testigos cilíndricos de hormigón (concreto). Para obtener datos confiables.

Se sacaron testigos (briquetas) de concreto debidamente refrentados con el fin de conocer la resistencia adquirida durante 3, 7 y 28 días de curado.

Ilustración 54: muestreo de testigos de concreto de las viga pretensada



En la ilustración 54 (a) (b): en la izquierda se tiene el muestreo de los testigos de concreto, y en la derecha e tiene el refrentado de la briqueta para someter a la prueba de compresión uniaxial.

Ilustración 55: ensayo de compresión uniaxial de testigos de concreto



En la ilustración 55 (a) (b) se tiene el ensayo de compresión uniaxial de las briquetas muestreadas de la viga pretensada

Tabla 12: rotura de briquetas en 3 días

Muestra	Peso (kg)	Diámetro promedio (cm)	Altura (cm)	Resistencia (kg)	Área en (cm ²)	Resistencia (kg/cm ²)	%
1	4.08	10.11	20.16	31984.50	80.28	398.43	104.85%
2	4.04	10.13	20.12	31219.60	80.60	387.36	101.94%
3	4.05	10.12	20.16	31780.70	80.44	395.11	103.98%
4	4.01	10.10	20.15	31654.86	80.12	395.10	103.97%
5	4.08	10.12	20.13	31387.23	80.44	390.21	102.69%

Fuente: Elaboración Propia.



Tabla 13: rotura de briquetas en 7 días

Muestra	Peso (kg)	Diámetro promedio (cm)	Altura (cm)	Resistencia (kg)	Área en (cm ²)	Resistencia (kg/cm ²)	%
1	4.05	10.11	20.16	33684.50	80.28	419.60	110.42%
2	4.16	10.13	20.12	33319.60	80.60	413.42	108.79%
3	3.97	10.12	20.16	33730.70	80.44	419.35	110.35%
4	4.01	10.10	20.15	33744.86	80.12	421.19	110.84%
5	4.10	10.12	20.13	33488.23	80.44	416.33	109.56%

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 14: rotura de briquetas en 28 días

Muestra	Peso (kg)	Diámetro promedio (cm)	Altura (cm)	Resistencia (kg)	Área en (cm ²)	Resistencia (kg/cm ²)	%
1	4.01	10.11	20.16	35781.34	80.28	445.72	117.30%
2	4.05	10.13	20.12	35342.12	80.60	438.51	115.40%
3	3.90	10.12	20.16	35657.48	80.44	443.30	116.66%
4	3.99	10.10	20.15	35766.89	80.12	446.43	117.48%
5	4.04	10.12	20.13	34999.65	80.44	435.12	114.51%

Fuente: Elaboración Propia.

Según el diseño de vigas pretensadas planteadas, la resistencia del concreto a la cual se debe transferir las cargas de pre esforzado del acero al concreto es de 380 kg/cm², el resultado de este ensayo (rotura de briquetas) nos permite desencofrar y liberar o destensar los alambres de alta resistencia cuando haya llegado o sobrepasado la resistencia de diseño (380kg/cm²).



6.3. Ensayo de flexión en viga

6.3.1. Pruebas a flexión en vigas pre esforzadas.

I. *Prueba de deflexión en campo.*

El laboratorio de mecánica de suelos de la escuela profesional de ingeniería civil no posee con una máquina para realizar ensayos a flexión con muestras de más de un metro de longitud, por este motivo se simuló un ensayo de flexión en campo siguiendo la metodología siguiente:

Procedimiento

- 1°. Se procede con la colocación de la viga pretensada de 5.00 metros de luz, simulando cargas actuantes en la viga, sobre dos apoyos simples separados 5.00 metros.
- 2°. Para controlar las deflexiones se colocan dos cuerdas que marquen la horizontalidad entre los apoyos, sobre las cuales se harán las mediciones respectivas.
- 3°. Empieza el proceso de carga sobre la viga pre esforzadas con unos bloques de concreto de 28.5 Kg cada una, simulando una carga distribuida, a medida que se aumenta la carga se realizan las mediciones de deflexiones en la viga. Se continúa adicionando cargas hasta llegar a la carga de diseño de la viga pretensada siempre realizando las mediciones, se continúa con el mismo procedimiento hasta llegar a la ruptura de la viga pretensada.

En primer lugar, se fabricaron dos caballetes de acero para utilizarlos como apoyos de las vigas, los caballetes estaban colocados a 5 metros.

Colocación de la viga pre esforzada, encima de los caballetes, para empezar con el ensayo respectivo como en la ilustración 27 se tiene la parte de la colocación de la viga sobre los caballetes

Un cordel fue sujetado a los caballetes para marcar la horizontalidad de las vigas pre esforzadas, con ayuda de una regla métrica medimos la deflexión de la viga en relación a las

cuerdas horizontales y se observa en la ilustración 28 la marca en el centro de la luz de la viga punto más crítico para medir las deflexiones con las cargas aplicadas en el ensayo.

Ilustración 56: ensayo de deflexión de viga en campo



En la ilustración 56 se tiene la preparación de equipos para medir la deflexión de la viga en campo al momento de aplicar cargas

Ilustración 57: instalación de equipos para medir la deflexión de viga en campo



En la ilustración 57 se tiene instalación completa y lista para registrar las deflexiones de la viga al aplicar las cargas

Con la viga puesta en los caballetes ya apoyadas a la distancia propuesta se procede con carga de elementos de albañilería (placas de concreto de 40x50 cm con espesor de 6.8mm con un peso promedio de 28.500 kg) y se puede apreciar en la ilustración 29 como se está empezando a

cargar con los elementos de albañilería el cual se empezó a cargar por la parte central y se cargaba una placa a cada extremo a la vez y ase una carga distribuida y concentrada.

Ilustración 58: aplicación de cargas a viga en campo



En la ilustración 58 se tiene el proceso con el que se empezó a registrar los datos de las deflexiones al aplicar la carga a la viga

Teniendo en cuenta la resistencia para la cual fueron diseñadas las vigas se midió la deflexión final de diseño tal como indica el ensayo de campo tomado como referencia.

Una vez descargada completamente la viga pre esforzada y haber medido la deflexión, se cargó completamente superando la resistencia de diseño y midiendo las deflexiones correspondientes.

Continuamos con la adición de placas de concreto sobre las vigas pre esforzadas, para finalmente presenciar su ruptura.

Ilustración 59: proceso de carga a viga en campo



En la ilustración 59 se tiene el proceso como se realizó la carga a la viga pretensada

Ilustración 60: momento de falla de viga pretensada



En la ilustración 60 se observa el momento en el que falla la viga pretensada y se puede apreciar que es en la zona central.

Como resultado de la ruptura se obtiene la sección que se aprecia en la figura claramente se aprecian los tres refuerzos de tracción colocados en la parte inferior y el refuerzo a compresión colocado en la parte superior de la viga.

Ilustración 61: zona de falla de viga pretensada



En la ilustración 61 se observa la zona de falla que viene a ser la zona central de la viga.

II. Ensayos de flexión en campo de vigas pretensadas.

En los siguientes cuadros se detallan el proceso de carga y la deflexión en la viga pretensada, con la finalidad de simular la sobrecarga actuante de diseño, para obtener datos y así comparar con los valores de diseño, tanto en las deflexiones de la viga, como para el módulo de elasticidad de la viga pretensada.

Uno de los valores más importantes en el diseño de concreto reforzado es el módulo de elasticidad, puesto que este influye en las deflexiones, derivas y rigidez de una estructura.

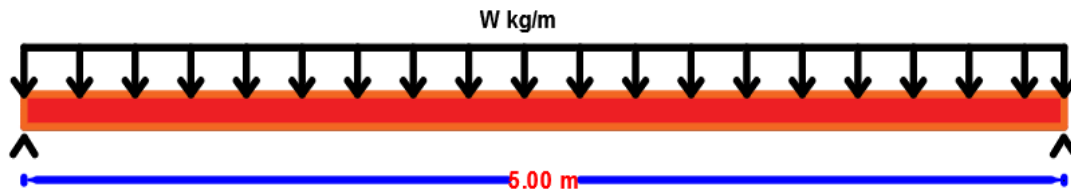
Para el diseño de la viga pretensada, se tomó como valor de módulo de elasticidad de $ec=15000*\text{raíz}(380) = 292403.83 \text{ kg/cm}^2$.

III. Primer ensayo de flexión de viga en campo.

En este primer ensayo se sobrecargó la viga pretensada en forma distribuida a lo largo de toda la longitud (5.00 Metros) tal como se muestra en la imagen, donde se obtuvo los datos tanto de carga soportada por la viga y la deflexión correspondiente que sufre el elemento.



Ilustración 62: caracterización de viga del primer ensayo



En la ilustración 62 se tiene una caracterización de la viga y la forma que se le aplicó la carga de manera distribuida a lo largo de los 5 metros de luz

Para encontrar la deflexión con la carga correspondiente se usará la siguiente ecuación:

$$EIY = \frac{wL}{12} * X^3 - \frac{w}{24} * X^4 - \frac{wL^3}{24} * X$$

E: módulo de elasticidad de la viga.

W: carga distribuida kg/m

I: momento de inercia de la viga.

X: deflexión en el centro de la viga pretensada (2.5m).

Y: deflexión de la viga.

A continuación, en la tabla 15 se muestran las cargas con sus respectivas deflexiones medidas que fueron tomadas durante el ensayo hasta la ruptura de la viga pretensada, también se muestra los módulos de elasticidad, calculadas para cada carga con el fin de comparar con el módulo de elasticidad $E_c = 15000 * \sqrt{380} = 292403.83 \text{ kg/cm}^2$.



Tabla 15: Valores obtenidos del ensayo N° 1

Proceso de carga			cálculos				
Nro. plac as	Deflección (mm)	Carga total (kg)	Deflexión dial (m)	Carga distribuida (kg/m)	Eiy	E calculado (kg/m ²)	E diseño concreto (kg/m ²)
1	1	28.5	0.001	5.70	0.00	0.00e+00	2.9e+09
2	1	57	0.001	11.40	92.77	2.75e+09	2.9e+09
3	1	85.5	0.001	17.10	139.16	4.12e+09	2.9e+09
4	2	114	0.002	22.80	185.55	2.75e+09	2.9e+09
5	2	142.5	0.002	28.50	231.93	3.44e+09	2.9e+09
10	6	285	0.006	57.00	463.87	2.29e+09	2.9e+09
20	27	570	0.027	114.00	927.73	1.02e+09	2.9e+09
25	47	712.5	0.047	142.50	1159.67	7.31e+08	2.9e+09
30	63	855	0.063	171.00	1391.60	6.54e+08	2.9e+09
40	99	1140	0.099	228.00	1855.47	5.55e+08	2.9e+09
50	144	1425	0.144	285.00	2319.34	4.77e+08	2.9e+09
59	150	1681.5	0.150	336.30	2736.82	5.41e+08	2.9e+09
60	150	1710	0.150	342.00	2783.20	5.50e+08	2.9e+09
70	150	1995	0.150	399.00	3247.07	6.41e+08	2.9e+09

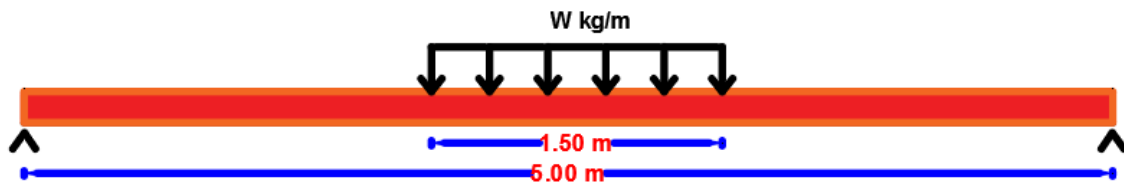
Fuente: Elaboración Propia.

IV. Segundo ensayo de flexión en viga en campo.

Para el segundo caso se procedió a cargar en la viga en el centro de la luz en 1.50 metros en forma distribuida, tal como se aprecia en la imagen.

En este ensayo se obtuvo mediciones más precisas, ya que se contó con el DVT que tiene una capacidad de medición de 50mm de alta precisión como máximo.

Ilustración 63: caracterización de viga del segundo ensayo



En la ilustración 63 se tiene una caracterización de la viga y la forma que se le aplicó la carga de manera distribuida en la zona central con una longitud de 1.50 metros de luz.

Para encontrar la deflexión en la viga se utilizó la siguiente ecuación:

$$EIY = \frac{wL}{12} * X^3 - \frac{w}{24} * \left(X - \frac{5-L}{2}\right)^4 + \frac{w}{24} * \left(X - \frac{5+L}{2}\right)^4 + \left[-\frac{25}{12} * wL + \frac{w}{120} * \left(\frac{5+L}{2}\right)^4 - wL * \left(\frac{5-L}{2}\right)^4\right] * X$$

E: módulo de elasticidad de la viga.

W: carga distribuida kg/m

I: momento de inercia de la viga.

X: deflexión en el centro de la viga pretensada (2.5m).

Y: deflexión de la viga.

A continuación, en la tabla 16 se muestran las cargas con sus respectivas deflexiones medidas con mayor exactitud que fueron tomadas durante el ensayo hasta llegar a una deflexión menor a 50.00mm, puesto que el dial dvt tiene como máxima medición de lectura los 50.00 mm, también se muestran los módulos de elasticidad de la viga pretensada calculadas para cada carga con el fin de comparar con el módulo de elasticidad $E_c = 15000 * \text{raíz}(380) = 292403.83 \text{ kg/cm}^2$.



Tabla 16: valores obtenidos del ensayo N° 2.

Proceso de carga			cálculos				
Nro. Placas	Deflexión (mm)	Carga total (kg)	Deflexión dial (m)	Carga distribuida (kg/m)	Eiy	E calculado (kg/m ²)	E diseño concreto (kg/m ²)
0	0	0	0.00000				
1	0.705	28.5	0.00071	19.00	-71.13	3.0e+09	2.9e+09
3	2.33	85.5	0.00233	57.00	-213.39	2.7e+09	2.9e+09
4	3.3	114	0.00330	76.00	-284.52	2.6e+09	2.9e+09
4	3.50	120	0.00350	80.00	-299.49	2.5e+09	2.9e+09
6	5.23	171	0.00523	114.00	-426.78	2.4e+09	2.9e+09
7	6.38	199.5	0.00638	133.00	-497.91	2.3e+09	2.9e+09
9	8.43	256.5	0.00843	171.00	-640.16	2.3e+09	2.9e+09
10	9.67	285	0.00967	190.00	-711.29	2.2e+09	2.9e+09
12	12.43	342	0.01243	228.00	-853.55	2.0e+09	2.9e+09
13	14.93	370.5	0.01493	247.00	-924.68	1.8e+09	2.9e+09
15	20.15	427.5	0.02015	285.00	-1066.94	1.6e+09	2.9e+09
16	24.51	456	0.02451	304.00	-1138.07	1.4e+09	2.9e+09
18	32.51	513	0.03251	342.00	-1280.33	1.2e+09	2.9e+09
19	37	541.5	0.03700	361.00	-1351.46	1.1e+09	2.9e+09
21	45.8	598.5	0.04580	399.00	-1493.72	9.7e+08	2.9e+09

Fuente: Elaboración Propia.

CAPÍTULO VII

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS



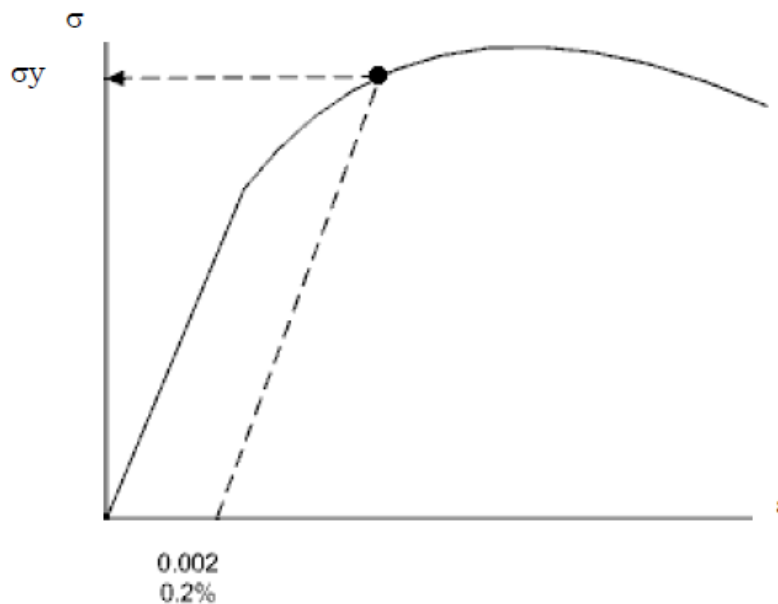
7.1 Análisis e interpretación de resultados

7.1.1. Análisis de resultado de acero para pretensado.

En todas las muestras ensayadas se logra la fluencia con estricción y ruptura por tracción. La Tabla 17 muestra un resumen de los resultados obtenidos para la serie de muestras de diámetro nominal 4.0 mm. En la tabla se muestra la nomenclatura utilizada, el límite de fluencia, la resistencia a la tracción máxima, con los promedios respectivos.

Los datos obtenidos de la maquina universal dan como curvas de esfuerzo- deformación, como la Obtenidas las curvas de cada prueba, se analizó y determinó su límite de fluencia. El límite de fluencia se define como el valor del esfuerzo que al ser aplicado al acero produce una deformación permanente de 0.2%, tal como se puede observar en el Gráfico 26

Gráfico 26: Limite de Proporcionalidad al 0.2%



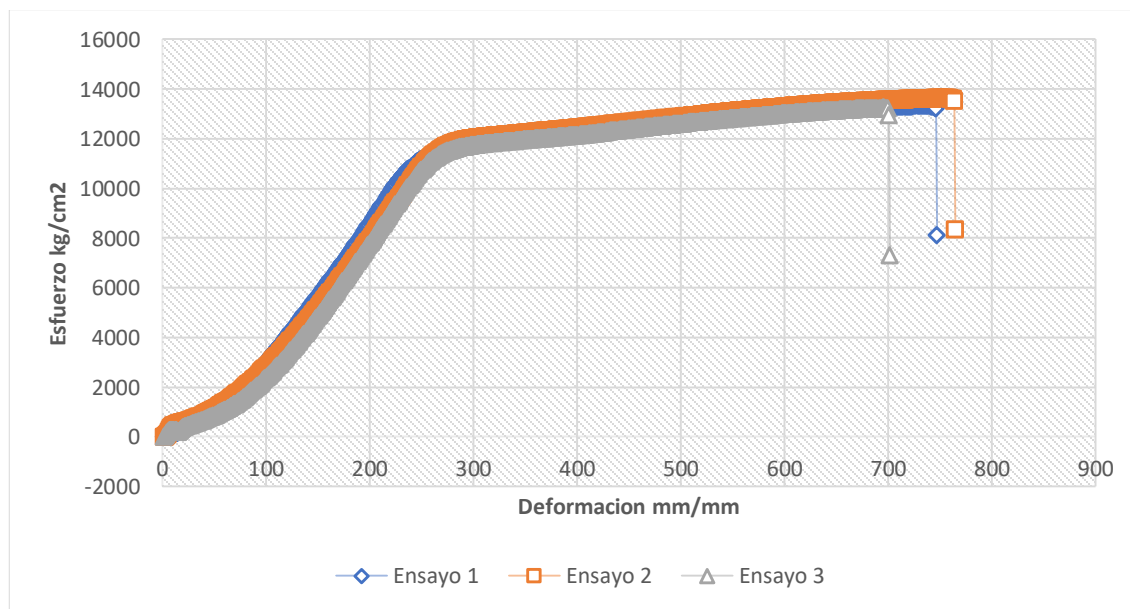
Fuente: Resistencia de Materiales, PYTEL & SINGER, 2008



El límite aparente de proporcionalidad al 0.2%, está relacionado al punto de fluencia de cualquier material. Se aplica este concepto para aquellos materiales que no cuentan con un punto de fluencia bien definido, o que carecen de él, como es en este caso en particular. Para hallar el módulo de fluencia y módulo de ruptura con sus correspondientes deformaciones del acero pretensado de 4mm de diámetro, se traza una paralela a la tangente en el origen a la curva partiendo de un valor normalizado que suele tomarse del 0.2%.

Se procedió a realizar el ensayo de 3 muestras de alambres con longitud de 600mm en la maquina universal, de donde se obtienen los siguientes resultados:

Gráfico 27 comparación de curvas de esfuerzo – deformación de los 3 ensayos del alambre de alta resistencia



Fuente: Elaboración Propia.

En cada caso se analizó el límite de fluencia y a la deformación que se produce, como se observan en los gráficos 28, 29 y 30.

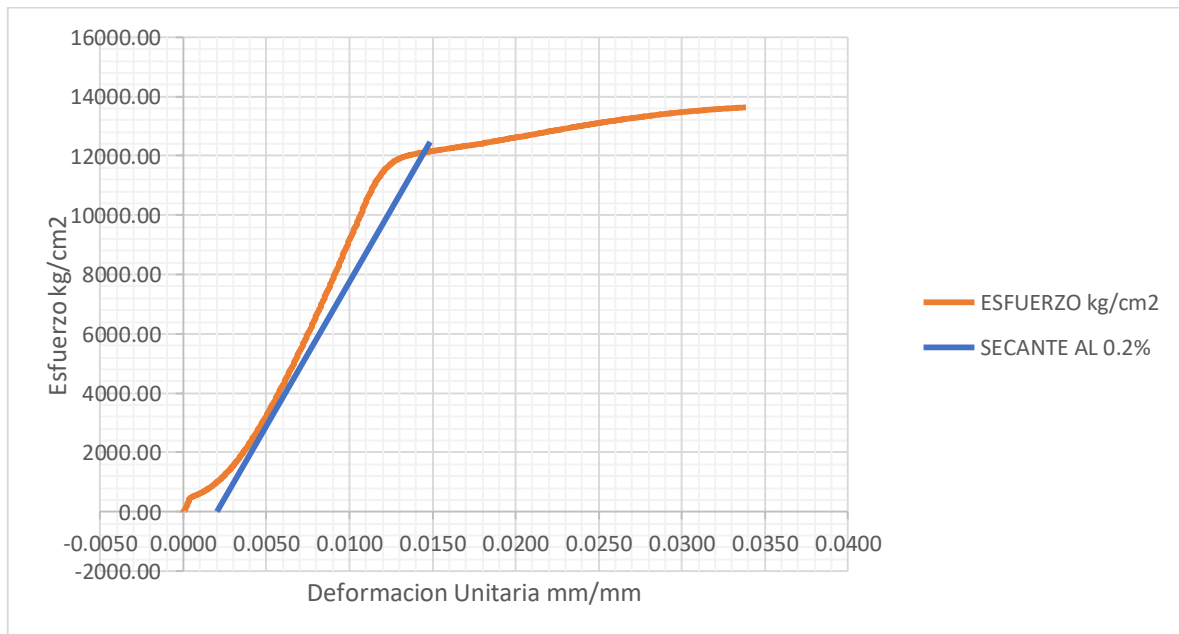


Gráfico 28: Límite de proporcionalidad al 0.2% aplicando a la muestra N° 1.



Fuente: Elaboración Propia.

Gráfico 29: Límite de proporcionalidad al 0.2% aplicando a la muestra N° 2.



Fuente: Elaboración Propia.



Gráfico 30: Límite de proporcionalidad al 0.2% aplicando a la muestra N° 3.



Fuente: Elaboración Propia.

De las curvas esfuerzo- deformación unitaria, se obtienen las propiedades mecánicas del acero de alta resistencia que se observa en la Tabla 17, donde se encuentra el promedio de cada propiedad mecánica, y los que son usados en los distintos cálculos que se realizaron para el diseño de la viga pretensada.



Tabla 17: Propiedades mecánicas del alambre de 4mm de diámetro.

MUESTRA	CARGA DEL LIMITE DE FLUENCIA (kg)	ESFUERZO DE LIMITE DE FLUENCIA (kg/cm ²)	DEFORMACION UNITARIA EN EL LIMITE DE FLUENCIA (mm/mm)	CARGA DE LA TRACCION MAXIMA (kg)	ESFUERZO DE ROTURA (kg/cm ²)	MAXIMA DEFORMACION UNITARIA (mm/mm)
1	1448	11518.84	0.01263	1673	13309.33	0.03397
2	1500	11568.57	0.01318	1712.50	13627.64	0.03376
3	1479	11389.53	0.01394	1663.75	13239.70	0.03169
PROM.	1475.42	11492.31	0.01325	1682.92	13392.23	0.03314

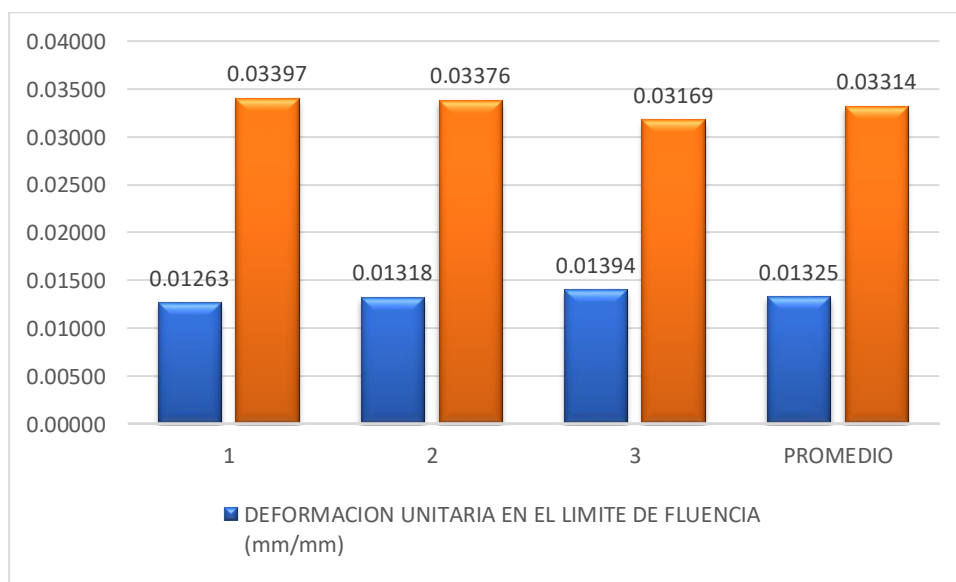
En la tabla 17 se muestra los valores de módulo de fluencia de cada muestra, que es necesaria para realizar el diseño de la viga pretensada. Fuente: Elaboración Propia.

Módulo de fluencia del acero: $f_{py} = 11492.88 \text{ kg/cm}^2$.

Deformación unitaria en el límite de fluencia: 0.01325 mm/mm .

Módulo de ruptura o esfuerzo de rotura del acero: $f_{pu} = 13392.23 \text{ kg/cm}^2$.

Gráfico 31: Resumen de Deformaciones unitarias de las muestras del acero para pretensado.



Fuente: Elaboración Propia.



Según el Gráfico 31 se observa que se tiene una deformación unitaria promedio (4) en el límite de fluencia de 0.01372 mm/mm y en el punto de ruptura tenemos una deformación unitaria promedio de 0.03336 mm/mm, siendo en este caso la deformación unitaria en el límite de fluencia el 41.12% de la deformación unitaria del alambre en el punto de ruptura. Dependiendo de la calidad del acero de alta resistencia se diseñan viguetas de diferentes longitudes, para este trabajo de investigación, se utilizó un acero con baja concentración de carbono el cual posee una deformación unitaria pequeña y un límite de fluencia bajo para considerarse acero de alta resistencia.

La fuerza aplicada se mide mediante la deformación del acero, según los ensayos realizados, la deformación unitaria del acero utilizado es de 0.01372 mm/mm en el punto de fluencia, tomando un 75% se tiene una deformación de 0.01090 mm/mm, por lo que para una longitud de 12 metros de acero a pretensar se tiene una deformación de 12cm de tensado en el acero, lo que equivale a 1100kg de fuerza de tensado.

7.1.2. Análisis de los testigos a resistencia a la compresión axial de testigos de concreto tomados durante la fabricación de vigas pre esforzados.

Los resultados del ensayo para determinar la compresión axial de los testigos cilíndricos de concreto se obtuvieron mediante la aplicación del método recomendado en la norma NTP.339.034. HORMIGÓN (CONCRETO). Así como el correcto refrentado de los testigos de concreto (briquetas).



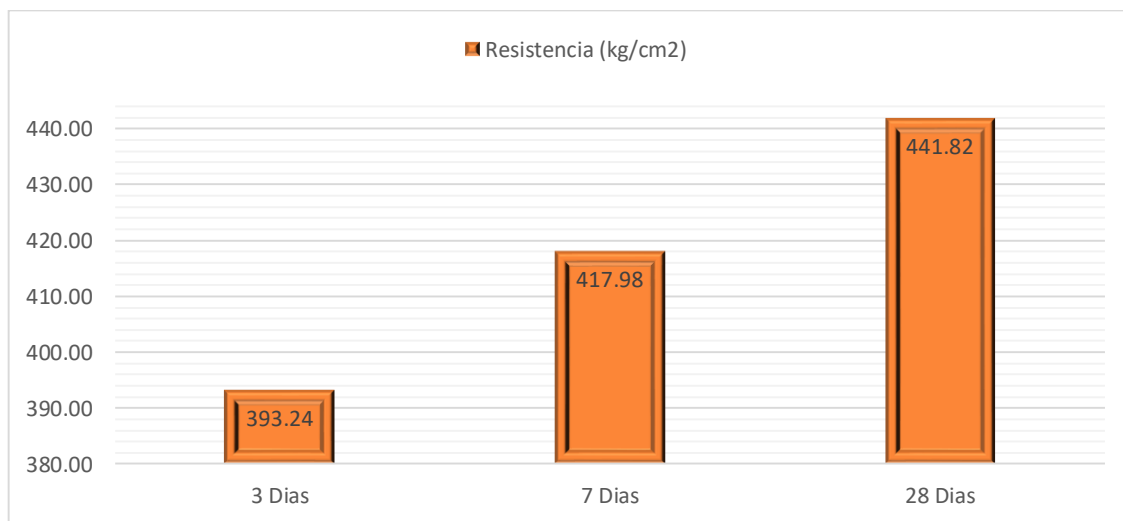
Tabla 18: Promedio de resistencia a la compresión de testigos de concreto

Rotura	Peso (kg)	Diámetro promedio (cm)	Altura (cm)	Resistencia (kg)	Área en (cm ²)	Resistencia (kg/cm ²)	%
3 días	4.05	10.12	20.14	31605.38	80.37	393.24	103.48%
7 días	4.06	10.12	20.14	33593.58	80.37	417.98	109.99%
28 días	4.00	10.12	20.14	35509.50	80.37	441.82	116.27%

Fuente: Elaboración Propia.

De acuerdo a los resultados de resistencia a la compresión axial mostrados en la Tabla 18, se observa que la resistencia promedio ($f'c$) es de 393.24, 427.98 y 441.82 kg/cm² a los 3, 7 y 28 días respectivamente

Gráfico 32: Resultados promedio de los testigos de concreto de 3, 7 y 28 días respectivamente.



Fuente: Elaboración Propia.

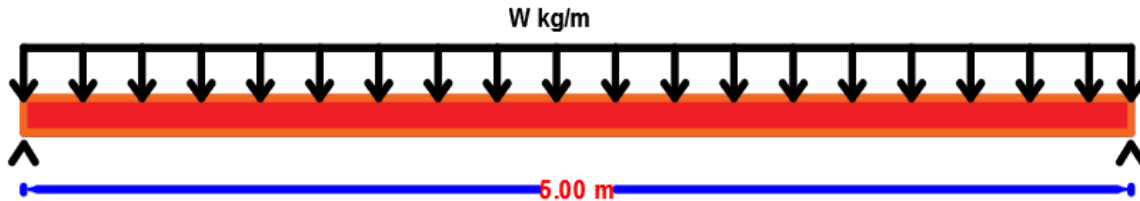
La resistencia de diseño de la viga pretensada fue de 380 kg/cm², en el gráfico 32 se muestra que, a los 3 días, el concreto alcanzó una resistencia promedio de 393.24 kg/cm². Por lo

tanto, a los 3 días ya se podría cortar los alambres tensados de la viga presforzada garantizando una correcta transmisión de pre esfuerzos del alambre de alta resistencia hacia el concreto.

7.1.3. Pruebas a flexión en vigas pre esforzadas.

1º. Primer ensayo en campo de viga pretensada.

Ilustración 64: caracterización de viga del primer ensayo.



En la ilustración 62 se tiene una caracterización de la viga y la forma que se le aplico la carga de manera distribuida a lo largo de los 5 metros de luz

Para encontrar la deflexión con la carga correspondiente se usará la siguiente ecuación:

$$EIY = \frac{wL}{12} * X^3 - \frac{w}{24} * X^4 - \frac{wL^3}{24} * X$$

E: módulo de elasticidad de la viga.

W: carga distribuida kg/m

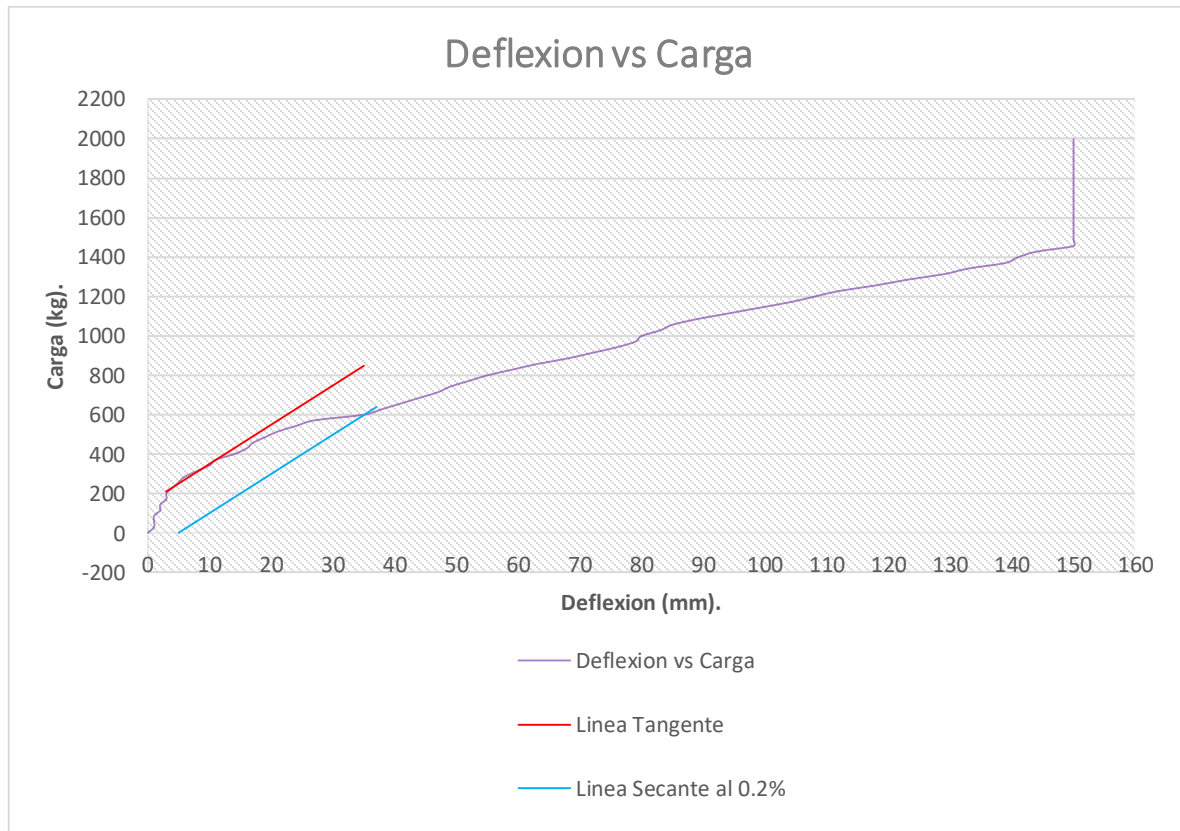
I: momento de inercia de la viga.

X: deflexión en el centro de la viga pretensada (2.5m).

Y: deflexión de la viga.



Gráfico 33: Limite de Proporcionalidad al 0.2% para encontrar la zona elastica de la viga.



Fuente: Elaboración Propia.

Resultados del primer ensayo.

I. El rango elástico se determina con el límite aparente de proporcionalidad al 0.2%, que consiste en trazar una paralela a la tangente en el origen a la curva partiendo de un valor normalizado (equivalente a la deformación en el límite de proporcionalidad de otros materiales) que suele tomarse del 0.2%.

II. En el gráfico 33 se aprecia el comportamiento de la viga sometida a flexión, nos muestra un rango elástico (comprendido desde los 0kg hasta los 600kg) y un rango plástico (comprendido desde los 600kg hasta los 1995kg). Y se aprecia claramente el punto de ruptura con una carga de 1995kg.

III. Para la carga de diseño de 80 kg/m² se obtuvo una deflexión de 14 mm. Y se obtuvo un módulo de elasticidad de 1.2x10⁹ kg/m².

IV. Analizando los resultados se determina que la viga pre esforzadas cumple con las sollicitaciones y posee un comportamiento elástico con la sobrecarga de diseño de 80 kg/m².

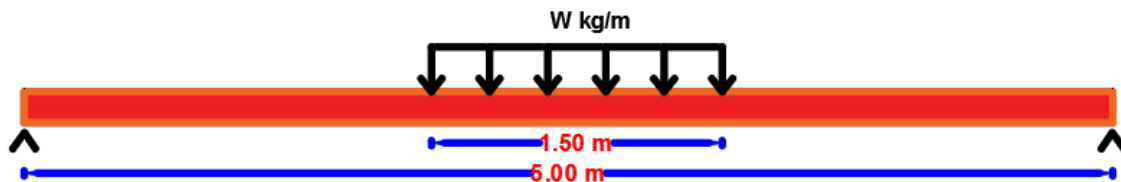
V. La deflexión máxima medida en el ensayo para viga pretensada fue de 15cm, por cuestiones de seguridad ya no se procedió a medir las siguientes deflexiones, puesto que se estuvo adicionando más cargas para que la viga llegue a la ruptura, y por lo tanto la viga podría fallar en cualquier momento.

VI. La carga de ruptura en la viga pretensada fue de 1995 kg. Que equivale en forma de carga distribuida a w= 399kg/m en toda la longitud. Por lo tanto, la viga pretensada soporta aproximadamente hasta 5 veces su carga de diseño.

VII. En la viga pretensada al momento de la ruptura no se presentó fallas por corte, solo se presentó fallas por flexión tal como se muestran en las imágenes del panel fotográfico.

2º. segundo ensayo en campo de viga pretensada.

Ilustración 65: caracterización de viga del segundo ensayo.



En la ilustración 63 se tiene una caracterización de la viga y la forma que se le aplico la carga de manera distribuida en la zona central con una longitud de 1.50 metros de luz.

$$EIY = \frac{wL}{12} * X^3 - \frac{w}{24} * \left(X - \frac{5-L}{2}\right)^4 + \frac{w}{24} * \left(X - \frac{5+L}{2}\right)^4$$

$$+ \left[-\frac{25}{12} * wL + \frac{w}{120} * \left(\frac{5+L}{2}\right)^4 - wL * \left(\frac{5-L}{2}\right)^4 \right] * X$$

E: módulo de elasticidad de la viga.



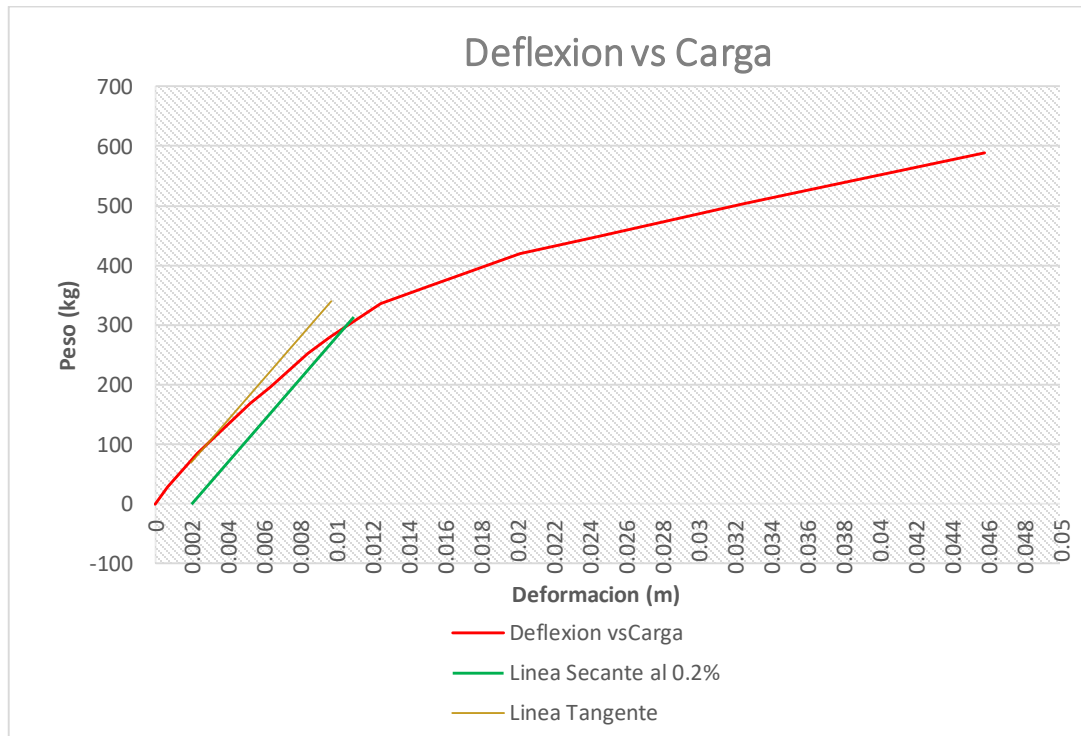
W: carga distribuida kg/m

I: momento de inercia de la viga.

X: deflexión en el centro d la viga pretensada (2.5m).

Y: deflexión de la viga.

Gráfico 34: Limite de Proporcionalidad al 0.2% para encontrar la zona elastica de la viga.



Fuente: Elaboración Propia.

Resultados del segundo ensayo.

I. El rango elástico se determina con el limite aparente de proporcionalidad al 0.2%, que consiste en trazar una paralela a la tangente en el origen a la curva partiendo de un valor normalizado (equivalente a la deformación en el límite de proporcionalidad de otros materiales) que suele tomarse del 0.2%.



- II. En el gráfico 34 se aprecia el comportamiento de la viga sometida a flexión, se muestra un rango elástico (comprendido desde los 0.00kg hasta los 300.00kg) y un rango plástico (comprendido desde los 300.00kg hasta los 600.00kg).
- III. En el segundo ensayo, la viga pretensada se sometió a una situación crítica, ya que se sobrecarga la viga pretensada en el centro de la luz, para obtener deflexiones considerables.
- IV. Para la carga de diseño de 80kg/m² se obtuvo una deflexión de 3.50 mm.
- V. Se obtuvo un módulo de elasticidad de 2.5×10^9 kg/m², este valor se asemeja al módulo de elasticidad de diseño 2.9×10^9 kg/cm², por lo tanto, la viga pretensada con la sobrecarga diseñada se encuentra dentro del rango elástico.
- VI. En el rango elástico los módulos de elasticidad hallados, se asemejan al módulo de elasticidad de diseño. En el rango plástico el módulo de elasticidad empieza a disminuir considerablemente.
- VII. Analizando los resultados se determina que la viga pretensada cumple con las sollicitaciones y poseen un comportamiento elástico con la sobrecarga de diseño de 80kg/m².
- VIII. En este segundo ensayo la carga de ruptura en la viga pretensada fue 1710 kg, no se procedió a tomar mediciones más de 50mm de deflexión ya que es la máxima lectura de medición del dial DVT.
- IX. En la viga pretensada en el momento de la ruptura no se presentó fallas por corte, solo se presentó fallas por flexión tal como se muestran en las imágenes del panel fotográfico.

CAPÍTULO VIII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES



8.1 Conclusiones y recomendaciones

8.1.1. Conclusiones.

- La alternativa de construcción de elementos prefabricados permite reducir los plazos de ejecución ya que se eliminan los tiempos muertos entre las distintas tareas o trabajos en obra. Todos los trabajos responden a una metodología de trabajo elaborada en orden pre establecido.
- Al implementar el sistema prefabricado de concreto se abren nuevas posibilidades desde el punto de vista constructivo a diferentes tipos de obras civiles de mayor envergadura.
- Debe disponerse indispensablemente de maquinaria (grúa) para el montaje de los elementos prefabricados (vigas y columnas) y tener el espacio suficiente para maniobrar en su instalación.
- El almacenamiento, manipulación y la forma de transporte puede afectar a las piezas prefabricadas, si estas operaciones no son realizadas por un personal capacitado. Ya que los elementos prefabricados sufren estados de carga transitorios en su transporte y colocación, izado y ajustes, que pueden afectar la resistencia estructural del elemento prefabricado.
- El acero utilizado en la elaboración de vigas pretensadas, tiene una tensión de límite de fluencia de 11492.31 kg/cm² y una tensión a la rotura de 13392.23 kg/cm² que cumple con los requerimientos para elaborar elementos pre esforzados.
- Los testigos de concreto (briquetas) muestran como resultado que se llegó a la resistencia de diseño (mayor a 380kg/cm²), esto garantiza la calidad del elemento prefabricado.



- Las vigas pretensadas poseen una capacidad de deflexión y recuperación altas, sin presentar grietas considerables, dentro de la zona elástica, tal como se apreciaron en el ensayo de deflexión de viga pretensada en campo.
- La viga pretensada soporta hasta 5 veces su carga de diseño, esto indica que los factores de seguridad que se aplicaron en el diseño de la viga pretensada para la sección de 12x15cm, garantiza la confiabilidad al momento de diseñar elementos pretensados. Para la carga de 1995 kg una sección adecuada de viga pretensada sería de 20x25cm, con una fuerza de tensado total de 15000 kg, y con 14 varillas de acero de 4mm de diámetro ($f_y=11492.31 \text{ kg/cm}^2$).
- La deflexión inicial teórica (deflexión por pretensado más deflexión por peso propio del elemento) obtenida en el diseño de la viga pretensada de sección 12x15 cm fue de -0.23 cm (0.23 cm de contra flecha). La contra flecha medida en campo fue de 0.58, eso no indica que se tuvo un alto control de calidad al instante de tensar los alambres.
- Las deflexiones halladas por los ensayos de deflexión de la viga en campo, están dentro del límite impuesto por el reglamento nacional de edificaciones.
- Para elaborar vigas pretensadas en el presente trabajo se realizaron ensayos previos para que finalmente se logren los resultados deseados, por lo que se superaron errores y mejoraron las técnicas para optimizar el tiempo de fabricación.

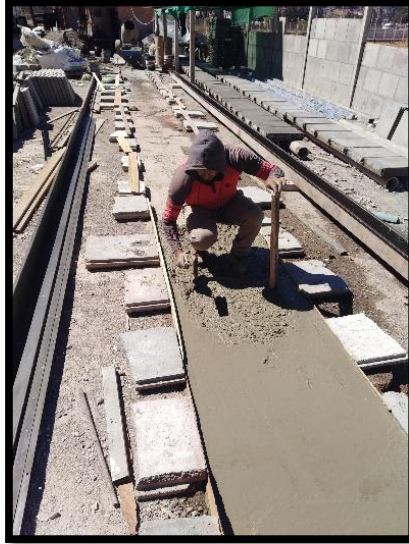


8.1.2. Recomendaciones.

- Se recomienda implementar una planta a nivel industrial para la elaboración masiva de vigas pretensadas en la ciudad de cusco, puesto que existe un amplio mercado por explotar.
- Realizar estudios para fabricar vigas pretensadas de distintas luces y secciones que tengan diferentes solicitaciones de carga.
- Durante el proceso constructivo, se recomienda contar con personal experimentado en elaboración para las vigas pretensadas, ya que es un proceso constructivo nuevo en nuestra provincia de cusco.
- Para la fabricación de vigas pretensadas se recomienda, usar alambre de baja relajación de alta resistencia mayor a 18,000 kg/cm², que ayuda a disminuir las pérdidas dependientes del tiempo, teniendo un mayor esfuerzo a la ruptura, y mejorando el elemento pre esforzado.
- El principal inconveniente para fabricar las vigas pretensadas es la adquisición del acero de alta resistencia, puesto que en la ciudad de cusco este material no es comercializado, lo venden empresas de lima, pero en cantidades industriales. El acero de alta resistencia se consiguió en la ciudad de la paz – Bolivia ya que ellos son productores masivos de elementos pretensados.
- Para tener un mejor control de las deflexiones de la viga pretensada se recomienda realizar ensayos que impliquen hallar el módulo de elasticidad del elemento (viga).
- se debe tener alto cuidado con el transporte de las piezas prefabricadas, para no tener problemas de fisuramiento en vigas y columna.

CAPITULO IX

PANEL FOTOGRAFICO



Vaciado de cama de apoyo. Acabado de cama de apoyo.



Ensayo de tracción de acero. Alineamiento de encofrado.



Sujeción de alambre al motor.



Tensado de alambre.



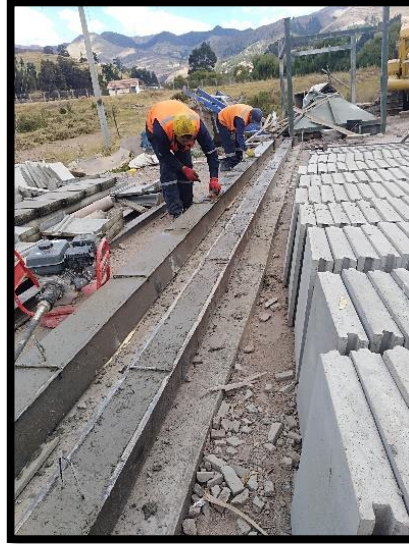
Sujeción de cable para pretensado.



Fijación de alambre con grapas.



Preparación para vaciado.



Vaciado de elementos pretensados.



Vaciado de columnas de prueba de 5m



Techado de área de pretensado



Dosificación de concreto



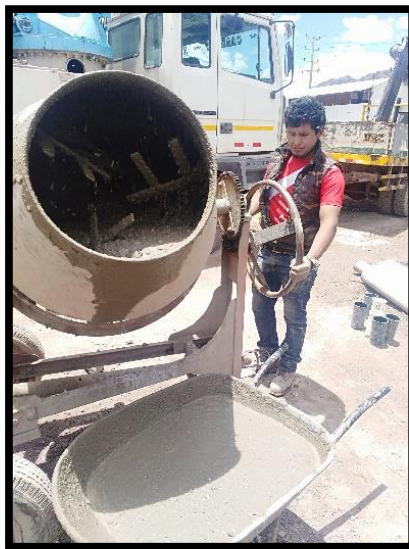
Extracción de testigos (briquetas) y finalizado de vaciado.



Curado de vigas.



Preparación para siguiente vaciado.



Dosificación de concreto



vibrado de concreto



Extracción de testigos



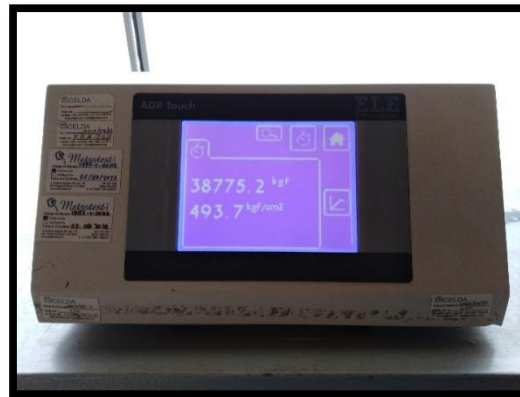
Acabados de viga.



Refrentado de briqueta.



Sometiendo a carga de compresión y falla de la briqueta.



Resultado de briqueta sometida a compresión



Desenfofrado de viga.



Medición de contra flecha en piso.



Corte de vigas para ensayo.



Preparación de vigas para ensayo de flexión en campo.



Marcado centro de luz de viga e inicio de aplicación de carga a la viga.





Medición de deflexión de viga con carga aplicada y resultado de las fisuras producida por aplicación de carga.



Proceso intermedio de aplicación de carga a la viga



Punto antes de falla con la máxima carga soportada y falla de la viga con la carga aplicada.



Resultado de falla del concreto en la zona central de la viga.



Preparación para segundo ensayo de flexión de viga en campo.



Resultado de fisuras producidas por la aplicación de la carga.



Proceso de aplicación de carga a viga antes de la falla.



Punto de falla de la viga con máxima carga aplicada que le desestabilizo al llegar a la falla.



Resultado de acero después de la falla.



Proceso de perforación de columna para empotramiento de varillas enroscadas.



Perforación de columna con roto martillo.



Perforación de viga con roto martillo para empernar el sistema aporticado



Reconocimiento de terreno para construcción de vivienda prefabricada



Limpeza del área de construcción y nivelación y compactación de terreno para la construcción de vivienda prefabricada.



Descarga de material para vaciado de zapatas.



Replanteo de ubicación de zapatas para su excavación.



Vaciado de zapatas.



Izado y plomado de columnas.



Vaciado de columnas.



Traslado de vigas a la grúa para su traslado y posterior montaje.



Ubicación de vigas pretensadas a su lugar y sentido



Inicio de montaje de vigas pretensadas.



Colocación de vigas con las vigas en el eje de las varillas roscadas.



Sujeción de vigas pretensadas con las varillas y el empernado.



Finalizado del montaje de vigas pretensadas.



Techado de la vivienda prefabricada aporticada.

CAPITULO X

ANEXOS



Anexo 1. Análisis y diseño de sistema aporticado

Fuerzas y momentos por el método de las rigideces

$(2 \sum k) * \theta'_1 + \sum k * \theta'_2 + \sum k' * \Delta' = -\sum M_1^e$ Ecuación de desplazamiento angular.

$\sum k * \theta'_1 + \sum k * \theta'_2 + C * \Delta' = -V$ Ecuación de desplazamiento lineal.

$$M_1 = (2 * \theta'_1 + \theta'_2) * k + \Delta' * k + M_1^e$$

$$k = \frac{I}{L}$$

$$k' = \frac{k}{L}$$

$$k'' = \frac{k'}{L}$$

$$C = \frac{2}{3} * \sum k''$$

$$V = \frac{1}{3} * (\sum h^e + \sum H)$$

$$h^e = \frac{M_1 + M_2}{L}$$

M_1 : momento en los extremos del elemento estructural

I: momento de inercia del elemento estructural

K= rigidez

θ'_0 : Desplazamientos angulares o giros.

Δ' : Desplazamientos lineales.



Hallando el momento de inercia de la viga de 12 x 15 cm:

$$I_v = \frac{1}{12} * b * h^3 = \frac{1}{12} * 12 * 15^3 = 3375.00 \text{ cm}^4$$

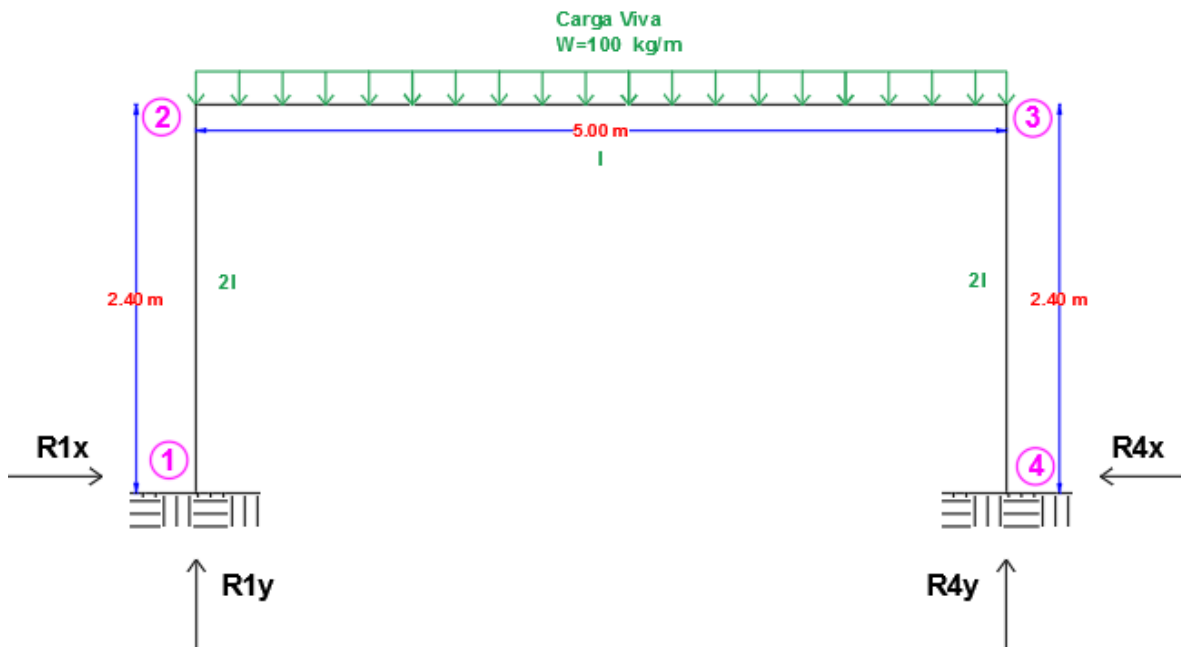
Hallando el momento de inercia de la columna de 17 x 17 cm:

$$I_c = \frac{1}{12} * b * h^3 = \frac{1}{12} * 17 * 17^3 = 6960.08 \text{ cm}^4$$

De los cálculos se deduce que el momento de inercia de la columna es el doble al momento de inercia de la viga.

$$I_c = 2 * I_v$$

1. Hallando las reacciones y momentos en el pórtico con carga viva = 100 kg/m.



➤ Hallando el momento de empotramiento perfecto de la carga distribuida.

$$M^e = \frac{1}{12} * w * L^2 = \frac{1}{12} * 100 * 5^2$$

$$M^e = 208.3 \text{ kg} - \text{m}$$



- Hallando las rigideces en cada elemento del pórtico.

En la viga:

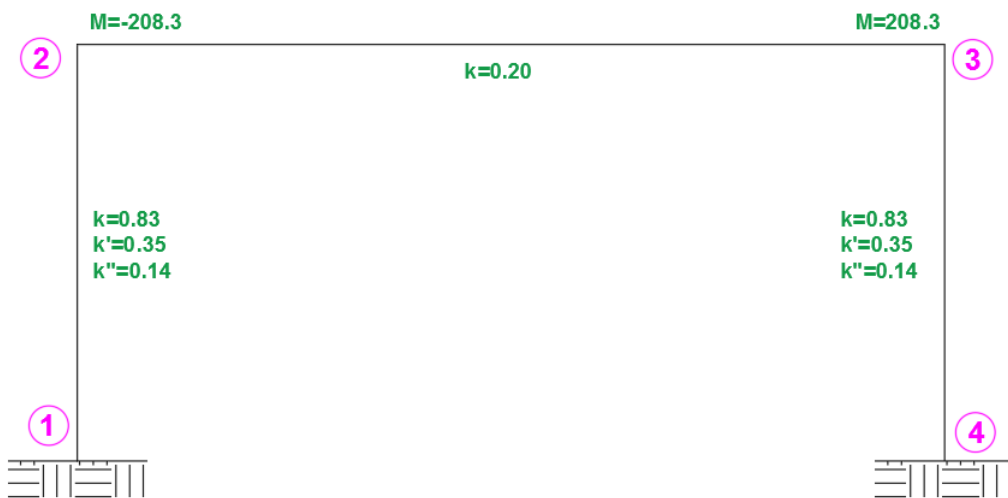
$$k = \frac{I}{L} = \frac{1}{5} = 0.2$$

En la columna:

$$k = \frac{I}{L} = \frac{2}{2.4} = 0.83$$

$$k' = \frac{k}{L} = \frac{0.83}{2.4} = 0.35$$

$$k'' = \frac{k'}{L} = \frac{0.35}{2.4} = 0.14$$



Incógnitas:

$$\theta'_2, \theta'_3, \Delta'_1$$

- Aplicando las ecuaciones de desplazamiento angular y desplazamiento lineal se obtiene los siguientes sistemas de ecuaciones:

$$V = \frac{1}{3} * (0.00 + 0.00)$$

$$V = 0.00$$



$$C = \frac{2}{3} * (0.14 + 0.14)$$

$$C = 0.19$$

$$\begin{bmatrix} 2.06 & 0.20 & 0.35 \\ 0.20 & 2.06 & 0.35 \\ 0.35 & 0.35 & 0.19 \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} \theta'_1 \\ \theta'_2 \\ \Delta'_1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 208.3 \\ -208.3 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} \theta'_1 \\ \theta'_2 \\ \Delta'_1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 111.98 \\ -111.98 \\ 0 \end{bmatrix}$$

- Hallando los momentos actuantes en los extremos de cada elemento:

$$M_1 = (2 * \theta'_1 + \theta'_2) * k + \Delta' * k + M_1^e$$

$$M_{12} = (2 * 111.98 - 111.98) * 0.2 - 208.3 = -185.94 \text{ kg} - m$$

$$M_{21} = (2 * -111.98 + 111.98) * 0.2 + 208.3 = 185.94 \text{ kg} - m$$

$$M_{13} = (2 * 111.98 + 0) * 0.83 - 208.3 = 185.89 \text{ kg} - m$$

$$M_{31} = (2 * 0 + 111.98) * 0.83 = 92.94 \text{ kg} - m$$

$$M_{24} = (2 * -111.98 + 0) * 0.83 + 208.3 = -185.89 \text{ kg} - m$$

$$M_{42} = (2 * 0 - 111.98) * 0.83 = -92.94 \text{ kg} - m$$

- Hallando las reacciones en los apoyos 3 y 4:

$$\sum M_4 = 0$$

$$R_1 * 5 - 100 * 5 * 2.5 + 92.94 - 92.94 = 0$$

$$R_1 = 250 \text{ kg}$$

- Hallando la reacción en el nudo 4:

$$\sum Fy = 0$$

$$R_4 + 250 - 100 * 5 = 0$$

$$R_4 = 250 \text{ kg}$$



2. Hallando las reacciones y momentos en el pórtico con peso propio de los elementos.



- Hallando el momento de empotramiento perfecto de la carga distribuida.

$$M^e = \frac{1}{12} * w * L^2 = \frac{1}{12} * 43.2 * 5^2$$

$$M^e = 90.00 \text{ kg} - m$$

- Hallando las rigideces en cada elemento del pórtico.

En la viga:

$$k = \frac{I}{L} = \frac{1}{5} = 0.2$$

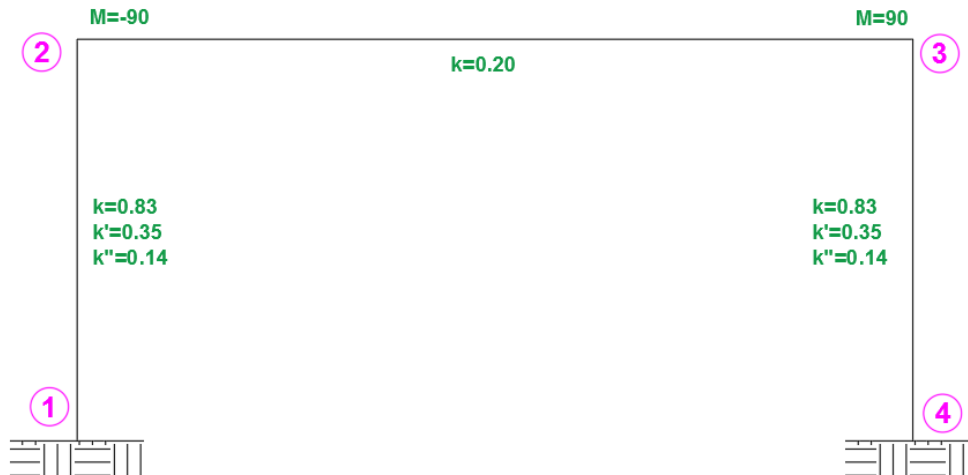
En la columna:

$$k = \frac{I}{L} = \frac{2}{2.4} = 0.83$$

$$k' = \frac{k}{L} = \frac{0.83}{2.4} = 0.35$$



$$k'' = \frac{k'}{L} = \frac{0.35}{2.4} = 0.14$$



Incógnitas:

$$\theta'_2, \theta'_3, \Delta'_1$$

- Aplicando las ecuaciones de desplazamiento angular y desplazamiento lineal se obtiene el siguiente sistema de ecuaciones:

$$V = \frac{1}{3} * (0.00 + 0.00)$$

$$V = 0.00$$

$$C = \frac{2}{3} * (0.14 + 0.14)$$

$$C = 0.19$$

$$\begin{bmatrix} 2.06 & 0.20 & 0.35 \\ 0.20 & 2.06 & 0.35 \\ 0.35 & 0.35 & 0.19 \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} \theta'_1 \\ \theta'_2 \\ \Delta'_1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 90 \\ -90 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} \theta'_1 \\ \theta'_2 \\ \Delta'_1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 48.39 \\ -48.39 \\ 0 \end{bmatrix}$$



- Hallando los momentos actuantes en los extremos de cada elemento:

$$M_1 = (2 * \theta'_1 + \theta'_2) * k + \Delta' * k + M_1^e$$

$$M_{12} = (2 * 48.39 - 48.39) * 0.2 - 90 = -80.32 \text{ kg} - m$$

$$M_{21} = (2 * -48.39 + 48.39) * 0.2 + 90 = 80.32 \text{ kg} - m$$

$$M_{13} = (2 * 48.39 + 0) * 0.83 - 90 = 80.33 \text{ kg} - m$$

$$M_{31} = (2 * 0 + 48.39) * 0.83 = 40.16 \text{ kg} - m$$

$$M_{24} = (2 * -48.39 + 0) * 0.83 + 90 = -80.33 \text{ kg} - m$$

$$M_{42} = (2 * 0 - 48.39) * 0.83 = -40.16 \text{ kg} - m$$

- Hallando las reacciones en los apoyos 1 y 4:

$$\sum M_4 = 0$$

$$R_1 * 5 - 43.2 * 5 * 2.5 + 40.16 - 40.16 - 166 * 5 = 0$$

$$R_1 = 274 \text{ kg}$$

$$\sum Fy = 0$$

$$R_4 + 274 - 43.20 * 5 - 166 - 166 = 0$$

$$R_4 = 274 \text{ kg}$$

De los cálculos se obtiene los siguientes resultados en la base del pórtico (Nudos 1 y 4):

- Carga y momento actuante por carga viva:

$$Pl = 250 \text{ kg}$$

$$Ml = 92.94 \text{ kg} - m$$

- Carga y momento actuante por carga muerta:

$$Pd = 274 \text{ kg}$$

$$Md = 40.16 \text{ kg} - m$$



Anexo 2. Diseño de columna prefabricada

Datos:

- Resistencia última en flexión biaxial $\mathbf{pu} = 690.00 \text{ kgf}$
- Momento último en sentido 'x' $\mathbf{mux} = 220.00 \text{ kgf-m}$
- Momento último en sentido 'y' $\mathbf{muy} = 220.00 \text{ kgf-m}$
- Esfuerzo de compresión del concreto $\mathbf{f'c} = 380 \text{ kg/cm}^2$
- Límite de fluencia de acero $\mathbf{fy} = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Recubrimiento $\mathbf{r} = 3.00 \text{ cm}$
- Momento nominal superior $\mathbf{mns} = 428.55 \text{ kgf-m}$
- Momento nominal inferior $\mathbf{mni} = 214.46 \text{ kgf-m}$
- Altura nominal de columna $\mathbf{hn} = 240.00 \text{ cm}$
- Base de la columna $\mathbf{b} = 17 \text{ cm}$
- Altura de la columna $\mathbf{h} = 17 \text{ cm}$

Hallando datos mínimos para empezar con el diseño por el método de Bresler y Parme

$$\frac{b}{h} = \frac{17}{17} = 1$$

Se asume un valor de β para empezar con el diseño.

Para $\beta = 0.65$ (asumido)

$$\frac{b}{h} < \text{ó} > \frac{M_{uy}}{M_{ux}}$$

Reemplazando

$$\frac{17 \text{ cm}}{17 \text{ cm}} < \text{ó} > \frac{220 \text{ kgf-m}}{220 \text{ kgf-m}}$$



$$1 = 1$$

Como no es mayor asumiremos la ecuación 2 del método de diseño de bresler y parme

$$M_{ox} = M_{ux} + M_{uy} \left(\frac{b}{h}\right) \left(\frac{1 - \beta}{\beta}\right)$$

$$M_{ox} = 0.22 + 0.22 \left(\frac{17}{17}\right) \left(\frac{1 - 0.65}{0.65}\right)$$

$$M_{ox} = 0.33 \text{ tn} - \text{m}$$

M_{ox} = momento axial en sentido x.

Después de calcular el M_{ox} Se calculara con los ábacos de bresler:

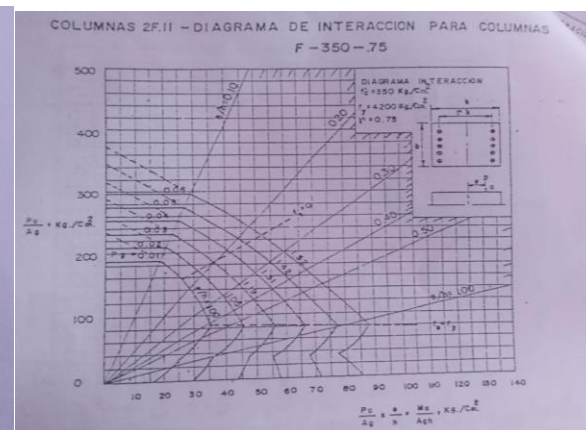
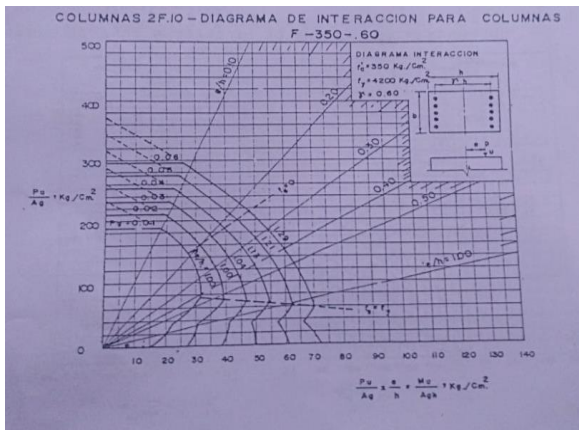
$$\frac{p_u}{A_g} = \frac{690 \text{ kgf}}{17 * 17 \text{ cm}^2} = 2.39 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\frac{M_{ox}}{A_g * h} = \frac{33000 \text{ kgf} - \text{cm}}{17 * 17 * 17 \text{ cm}^3} = 6.72 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\gamma = \left(\frac{H - 2r}{h}\right) = \left(\frac{17 - 2 * 3}{17}\right) = 0.65$$

Con estos valores vamos a las tablas (2f-10) de los ábacos bresler para extraer el valor de $\gamma =$

0.65





Según abacos hallamos la cuantía (ρ)		
$\gamma =$	Tabla	P
0.60	(2f-10)	0.9
0.75	(2f-11)	0.9

Para hallar el valor de $\gamma = 0.65$ se interpolara de los valores extraídos de los ábacos y resulta:

$$P = 0.9$$

Ahora conociendo la cuantía según las ecuaciones de bresler y parme se procede a calcular el valor del factor β mediante las formulas

$$\rho \frac{F_y}{f'c} = 0.9 \frac{4200}{380} = 0.09$$

ρ = cuantía de acero

F_y = límite de fluencia de acero

$f'c$ = esfuerzo de compresión del concreto

Ag = área de columna

As = área de acero

P_o = carga axial solamente

Ahora hallaremos el valor de ϕP_o

$$\text{Entonces } \phi P_o = \phi * 0.80 * [0.85 * f'c * (Ag - As) + As * Fy]$$

ϕ = factor de reducción según la condición para

Columnas con estribo $\phi = 0.70$

Columnas con zuncho $\phi = 0.90$



Se asumirá un valor para columna con estribo con $\phi = 0.70$

$$\phi P_o = 0.70 * 0.80 * [0.85 * 380 * (17 * 17 - 2.60) + 2.6 * 4200]$$

$$\phi P_o = 56.67 \text{ tn}$$

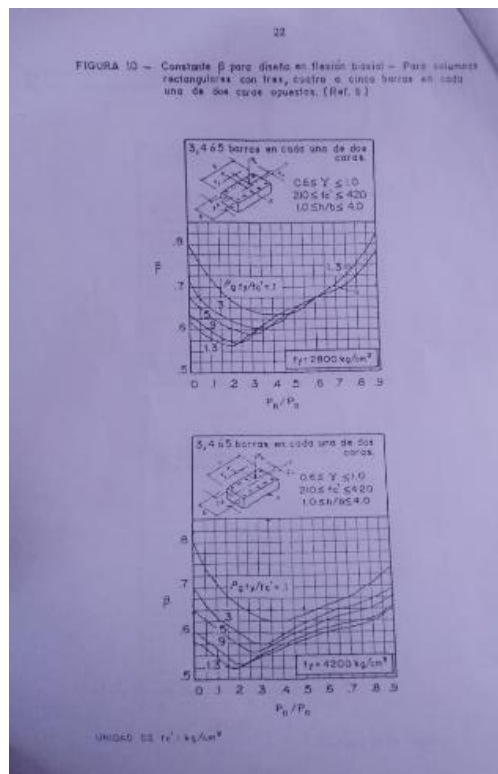
Luego reemplazamos en la ecuación para saber $\frac{P_u}{\phi P_o} =$

$$\frac{P_u}{\phi P_o} = \frac{0.69 \text{ tn}}{56.67 \text{ tn}} = 0.012$$

De los valores obtenidos de $\rho \frac{F_y}{f'c}$ Y $\frac{P_u}{\phi P_o}$ Hallaremos el valor de β en la tabla 8

$$\rho \frac{F_y}{f'c} = 0.09$$

$$\frac{P_u}{\phi P_o} = 0.012$$





De la tabla se obtiene $\beta = 0.81$

Entonces se empezará el análisis por los sentidos "ox" y "oy"

Sentido ox:

$$\frac{p_u}{Ag} = \frac{690 \text{ kgf}}{17 * 17 \text{ cm}^2} = 2.39 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\rho = 0.9$$

$$\gamma = \left(\frac{H - 2r}{h} \right) = \left(\frac{17 - 2 * 3}{17} \right) = 0.65$$

Con estos valores vamos a las tablas (2f-10) y (2f-11) de los ábacos bresler para extraer el valor de $\frac{M_{ox}}{Ag * h}$

Según ábacos hallamos		$\frac{M_{ox}}{Ag * h}$
$\gamma =$	Tabla	$\frac{M_{ox}}{Ag * h}$
0.60	(2f-10)	14
0.75	(2f-11)	12

Para hallar el valor de $\frac{M_{ox}}{Ag * h}$ Se interpolara de los valores extraídos de los ábacos y resulta:

$$\frac{M_{ox}}{Ag * h} = 13 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Por consiguiente, el valor de:

$$M_{ox} = 13 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 17 * 17 * 17 \text{ cm}^3$$

$$M_{ox} = 0.64 \text{ tn} - \text{m}$$



Sentido oy:

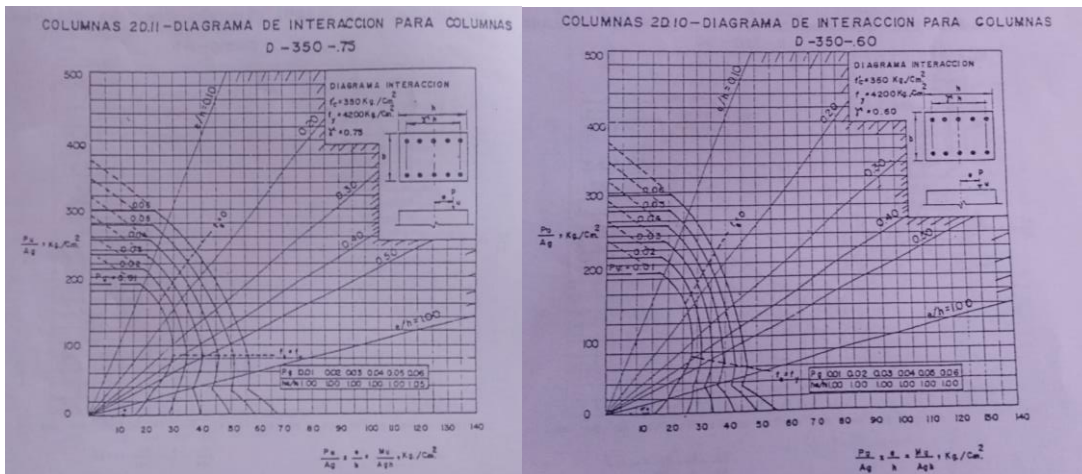
$$\frac{p_u}{A_g} = \frac{690 \text{ kgf}}{17 * 17 \text{ cm}^2} = 2.39 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\rho = 0.9$$

$$\gamma = \left(\frac{H - 2r}{h} \right) = \left(\frac{17 - 2 * 3}{17} \right) = 0.65$$

Con estos valores vamos a las tablas (2f-10) y (2f-11) de los ábacos Bresler para extraer el

valor de $\frac{M_{oy}}{A_g * h}$



Según ábacos hallamos $\frac{M_{oy}}{A_g * h}$

$\gamma =$	Tabla	$\frac{M_{oy}}{A_g * h}$
------------	-------	--------------------------

0.60	(2d-10)	14
------	---------	----

0.75	(2d-11)	14
------	---------	----

Para hallar el valor de $\frac{M_{oy}}{A_g * h}$ Se interpolara de los valores extraídos de los ábacos y resulta:



$$\frac{M_{oy}}{A_g * h} = 14 \frac{kg}{cm^2}$$

$$M_{oy} = 14 \frac{kg}{cm^2} * 17 * 17 * 17 \text{ cm}^3$$

$$M_{oy} = 0.688 \text{ tn} - \text{m}$$

Después de tener los resultados comprobaremos las ecuaciones (1) y (2)

$$\frac{0.220 \text{ tn} - \text{m}}{0.220 \text{ tn} - \text{m}} < \text{ó} > \frac{0.688 \text{ tn} - \text{m}}{0.640 \text{ tn} - \text{m}}$$

1 < 1.07 cumple por ser la ecuación (2)

Comprobando M_{ox}

$$M_{ox} = M_{ux} + M_{uy} \left(\frac{b}{h} \right) \left(\frac{1 - \beta}{\beta} \right)$$

$$M_{ox} = 0.22 + 0.22 \left(\frac{0.17}{0.17} \right) \left(\frac{1 - 0.81}{0.81} \right)$$

$$M_{ox} = 0.28 \text{ tn} - \text{m}$$

Por consiguiente, se tiene

$$0.28 \text{ tn} - \text{m} < 0.64 \text{ tn} - \text{m}$$

¡cumple esta bien ok!!!

Entonces se utilizará una cuantía de 0.9%

$$A_s = 0.009 * (17 * 17)$$

$$A_s = 2.601$$

Por lo tanto, se utilizará el acero de:

$$\frac{4 \quad \emptyset \quad 3/8''}{\text{-----}}$$

Calculo de estribos

Hallando el corte que absorbe el concreto



$$V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

Para el cálculo de estribos se considera $\phi = 0.85$

$$V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{380} * 17 * 14$$

$$V_c = 2090.01 \text{ kgf}$$

V_c = corte que absorbe el concreto

V_u = fuerza cortante producida por las cargas

Hallando la cortante ultima producida al concreto

$$V_u = \frac{Mns + Mni}{h_n}$$

$$V_u = \frac{428.55 + 214.46}{2.40}$$

$$V_u = 267 \text{ kgf}$$

Comprobando si $V_c > V_u$

Entonces

$$V_c > V_u$$

$$2090.01 \text{ kgf} > 267.00 \text{ kgf}$$

¡ok!!!

No requiere estribos porque la fuerza cortante producida por las cargas es menor a la fuerza cortante que absorbe el concreto.



Anexo 3. Pernos de anclaje.

Según la metodología de diseño del libro DISEÑO DE ESTRUCTURAS EN ACERO, del autor ING. LUIS ZAPATA BAGLIETO. Capítulo 9, página 33.

Datos: Los datos se obtuvieron de los cálculos realizados anteriormente.

$$Pd = 274 \text{ kg}$$

$$Pl = 250 \text{ kg}$$

Hallando la carga factorizada:

$$Pu = 1.4 * 274 + 1.7 * 250 = 808.60 \text{ kg}$$

Usando 2 pernos de 1/2" (acero A36) que tiene como propiedades mecánicas:

Módulo de fluencia: $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Ruptura: $f_u = 4080 \text{ kg/cm}^2$

$$Pu = \frac{808.60}{2} = 404.30 \text{ kg}$$

Verificando por el estado límite por Fluencia:

$$\phi R_n = 0.9 * d * f_y$$

$$\phi R_n = 0.9 * 1.25 * 2530 = 2846.25 \text{ kg}$$

Como $\phi R_n = 2846.25 \text{ kg} > 404.30 \text{ kg}$ O.K!

Verificando por el estado límite de falla o ruptura en la zona roscada:

$$\phi R_n = 0.75 * (0.75d) * f_u$$

$$\phi R_n = 0.75 * (0.75 * 1.25) * 4080 = 2868.75 \text{ kg}$$

Como $\phi R_n = 2868.75 \text{ kg} > 404.30 \text{ kg}$... ok!!!

Longitud del perno: $12 * d = 12 * 1.25 = 15 \text{ cm}$

Por lo tanto, se colocarán 2 pernos de 1.5" de diámetro en las uniones de columna-viga.



Anexo 4. diseño de techado de vivienda prefabricada

El diseño se realizará con tubos cuadrados de acero con las siguientes especificaciones que se tiene en el mercado:

- Sección: HSS 40 x 80 x 1/8
- Peso específico: 3.60 kg/m
- Peso de la calamina = 10.48 kg/m²
- Modulo de fleuncia: $F_y = 315.00 \text{ MPa} = 3212.11 \text{ kg/cm}^2$
- Modulo de ruptura: $F_u = 400.00 \text{ MPa} = 4078.86 \text{ kg/cm}^2$

Datos para el techado:

- Luz: 5m
- Peso vivo: $L = 30 \text{ kg/m}^2$ según NTP E 0.20 (carga para techos ligeros)
- Peso muerto $D = 12.85 \text{ kg/m}^2$ según especificaciones técnicas del material y sacando su metrado respectivo
- Carga por viento: $W = Ph$
- Nieve o granizo: $S = 0.8 Q_s$
- Según las especificaciones que la NTP nos brinda para hallar la velocidad del viento:

$$Ph = 0.005 * C * (V_n)^2$$

$$Ph = v * \left(\frac{h}{10}\right)^{0.22}$$

Hallando el valor de "C" según NTP no da que $C = -0.6$ el signo nos indica que es sotavento y produce una succión negativa y para el valor de "V" nos da como velocidad $v = 75 \text{ km/h}$ como velocidad mínima y la altura del techo se encuentra a $h = 2.5 \text{ m}$

Entonces se tiene los datos reemplazando:

$$V_n = v(h/10)^{0.22}$$



$$V_n = 75(2.5/10)^{0.22}$$

$$V_n = 52.64$$

$$P_h = 0.005 * 0.6 * (52.64)^2$$

$$P_h = 8.32$$

Hallando carga por nieve

La NTP nos indica que para nieve de 20 cm de espesor como mínimo se tiene que considerar

el peso de $Q_s = 40 \text{ kg/m}^2$

Por lo tanto, se tiene:

$$S = 0.80 * Q_s$$

$$S = 0.80 * 40$$

$$S = 32 \text{ kg/m}^2$$

Y hallando la carga producida

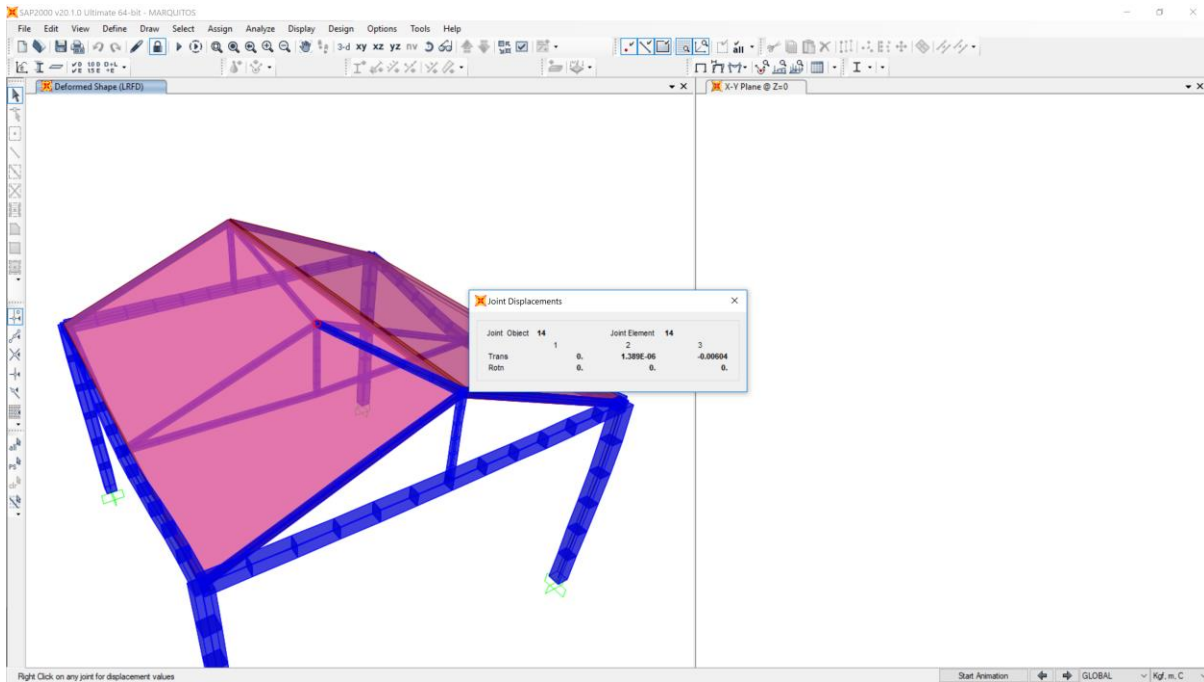
$$P = 1.2 * D + 1.6 * L + 0.5 * (S \text{ ó } L_r \text{ ó } R)$$

$$P = 1.2 * 12.85 + 1.6 * 30 + 0.5 * (8.32 + 16)$$

$$P = 75.58 \text{ kg/m}^2.$$



Con ayuda del programa sap 2000 hallaremos las deformaciones

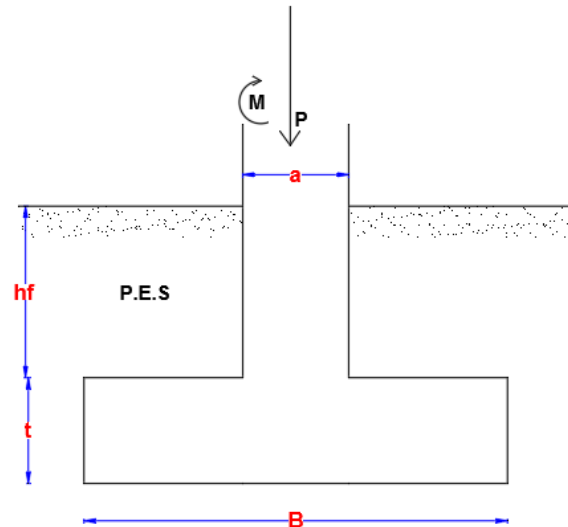


Aquí se obtiene el resultado de las deflexiones producidas por la carga que viene a ser 0.00604 que se encuentra dentro de lo permisible que la norma nos propone de 20 mm. aquí se puede apreciar el diagrama de cortantes y momentos



Anexo 5. Diseño de cimentación

- $F'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ resistencia del concreto.
- $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ módulo de fluencia del acero.
- $P.E.S = 2.2 \text{ ton/m}^3$ peso específico del suelo.
- $Q_a = 1.2 \text{ kg/cm}^2$ capacidad portante del suelo.
- $P_d = 274 \text{ kg}$ carga muerta actuante.
- $M_d = 4016 \text{ kg-cm}$ momento por carga muerta.
- $P_l = 250 \text{ kg}$ carga viva actuante.
- $M_l = 9294 \text{ kg-cm}$ momento por carga viva.
- $R = 8 \text{ cm}$ recubrimiento en la zapata.



Calculos:

- a) cálculo de excentricidad

$$e = \frac{M}{P} = \frac{4016 + 9294}{274 + 250} = 25 \text{ cm}$$

- b) asumiendo peralte:

$$t = 20 \text{ cm}$$

- c) Hallando la capacidad portante equivalente:

$$q_e = q_a - P.E.S * h_f - \gamma_c * t = 12 - 2.2 * 1 - 2400 * 20$$

$$q_e = 0.932 \text{ kg/cm}^2$$

- d) dimensionamiento de la zapata:



$$A = \frac{Pd + Pl}{qe} = \frac{274 + 250}{0.932}$$

$$A = 562 \text{ cm}^2$$

e) Se plantea una zapata cuadrada:

$$b^2 = 562$$

$$b = 23.71 \text{ cm}$$

Se plantea $b=100 \text{ cm}$

f) chequeo por corte flexión

$$dnec = \frac{qu * L}{\phi * 0.53 * \sqrt{f'c}}$$

$$qu = \frac{1.5 * 274 + 1.8 * 250}{100 * 100} = 0.09 \text{ kg/cm}^2$$

$$L = \frac{B}{2} - \frac{a}{2} - d + e = \frac{100}{2} - \frac{17}{2} - 12 + 25 = 54.90 \text{ cm}$$

$$dnec = \frac{qu * L}{\phi * 0.53 * \sqrt{f'c}} = \frac{0.09 * 54.9}{0.85 * 0.53 * \sqrt{210}}$$

$$dnec = 0.72 \text{ cm}$$

$$tnec = 0.72 + r = 0.72 + 8 = 8.72 \text{ cm}$$

En caso de que ("t" necesario > "t" diseño), aumentar el peralte de la zapata.

Si ("t" necesario < "t" diseño), el diseño es correcto.

$$tnec < t \text{ diseño} = 8.72 \text{ cm} < 20 \text{ cm} \dots \dots \text{ok!!!}$$

g) chequeo por corte punzonamiento.

$$dnec = \frac{qu * A'}{\phi * 1.1 * \sqrt{f'c} * bo}$$

$$A' = 100^2 - (17 + 12)^2 = 9159 \text{ cm}^2$$

$$bo = 4 * (17 + 12) = 116 \text{ cm}$$



$$dnec = \frac{qu * A'}{\phi * 1.1 * \sqrt{f'c} * bo} = \frac{0.09 * 9159}{0.85 * 1.1 * \sqrt{210} * 116}$$

$$dnec = 6.99 \text{ cm}$$

$$tnec = 6.99 + 8 = 14.99 \text{ cm}$$

En caso de que ("t" necesario > "t" diseño), aumentar el peralte de la zapata.

Si ("t" necesario < "t" diseño), el diseño es correcto.

$$tnec < t \text{ diseño} = 14.99 \text{ cm} < 20 \text{ cm} \dots \dots \text{ok!!!}$$

h) cálculo de las áreas de acero.

$$Mu = qu * \frac{(L')^2}{2} * b$$

$$L' = L + d = 54.9 + 12 = 66.90 \text{ cm}$$

$$Mu = qu * \frac{(L')^2}{2} * b = 0.09 * \frac{66.9^2}{2} * 100 = 19267.94 \text{ kg} - \text{cm}$$

i) Hallando la cantidad de acero.

Para a= 0.10 cm

$$\Delta s = \frac{Mu}{0.9 * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{19267.94}{0.9 * 4200 * \left(12 - \frac{0.1}{2}\right)} =$$

$$\Delta s = 0.43 \text{ cm}^2$$

Comprobando el valor de "a":

$$a = \frac{\Delta s * fy}{0.85 * f'c * b} = \frac{0.42 * 4200}{0.85 * 210 * 100} = 0.11 \dots \dots \text{ok!!}$$

Calculando el acero mínimo:

$$\Delta min = \frac{0.8 * \sqrt{f'c}}{fy} = \frac{0.8 * \sqrt{210}}{4200}$$



$$\Delta_{min} = 3.31 \text{ cm}^2$$

$$\Delta_{min} = \frac{14}{f_y} * b * d = \frac{14}{4200} * 100 * 12 =$$

$$\Delta_{min} = 4.00 \text{ cm}^2$$

Se toma el mayor valor del acero, por lo tanto, se tomará el valor de 4.0 cm² de acero en la zapata.

Por lo tanto, la cantidad de acero usando 3/8" de diámetro en la zapata cuadrada es:

$$\text{Nro de varillas} = \frac{4.00}{0.71} = 6 \text{ varillas de } 3/8''$$

Se usará 6 varillas de acero de diámetro de 3/8" en ambas direcciones.

$$\frac{6 \quad \emptyset \quad 3/8''}{}$$



Anexo 6. Diseño de mezcla de concreto de alta resistencia

Verificar requisitos de obra.

Para el trabajo requerido en esta investigación, para el diseño de viga pretensada se requiere una resistencia a la compresión mínima de:

$$F'c = 380 \text{ kg/cm}^2$$

Este concreto viene a ser un concreto de alta resistencia por el cual se debe tener los cuidados necesarios para el diseño y elaboración del concreto.

Selección de la resistencia promedio.

Grado de control de calidad de concreto

Se tiene un diseño de concreto de 350 kg/cm² por el cual se debe tener en consideración según especificaciones de norma y diseño se tendrá que diseñar una resistencia mayor a la requerida que más adelante se tendrá las consideraciones necesarias para este concreto.

Factores en la variación de calidad de concreto.

Se tendrá diversos factores el cual podrán hacer variar el diseño y el cual producirá una desviación estándar y en consecuencia se tendrá que tener bastante cuidado en el manejo de los materiales los pesos y sus medidas respectivas.

Calculo de la desviación estándar.

Para calcular la desviación estándar se tiene dos métodos los cuales son a continuación:

Método 1

Representar materiales, procedimientos de control de calidad y condiciones similares a aquellos que se espera en la obra que se va a iniciar.

Representar a concretos preparados para alcanzar una resistencia de diseño $f'c$ que este dentro del rango +/- 70 k/cm² de la especificada para el trabajo a iniciar



Consistir de por lo menos 30 ensayos consecutivos, o dos grupos de ensayos consecutivos que totalicen por lo menos 30 ensayos. Los ensayos se efectuarán según lo indicado en la sección correspondiente a ensayos de los materiales:

Se considera como un ensayo de resistencia el promedio de los resultados de dos probetas cilíndricas preparadas de la misma muestra de concreto y ensayadas a los 28 días o a la edad elegida para la determinación de la resistencia del concreto

Representar un registro de ensayos consecutivos del conjunto que comprenda un periodo no menos de 45 días calendarios.

Si: cuando se posee un registro de 30 ensayos consecutivos la desviación estándar se calcula con la siguiente formula

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{n=1}^n (X_1 - \bar{X})^2}{n - 1}}$$

Donde:

S = desviación estándar en kg/cm²

X_i = resistencia de la probeta de concreto

X = resistencia promedio de n probetas

N = número de ensayos consecutivos

Si: cuando se posee dos grupos de ensayos consecutivos que totalicen por lo menos un registro de 30 ensayos, la desviación estándar a ser usada se calcula con la siguiente formula.

$$S = \sqrt{\frac{(n_1 - 1)(S_1)^2 + (n_2 - 1)(S_2)^2}{n_1 + n_2 - 2}}$$



Donde:

S = desviación estándar promedio en kg/cm^2

S_1, s_2 = desviación estándar calculada para los grupos a y b respectivamente

N_1, n_2 = número de ensayos de cada grupo

Método 2

Si solo se posee un registro de 15 a 29 ensayos consecutivos, la desviación estándar calculada es amplificada por los factores de corrección dados por la tabla 01 obteniéndose un valor equivalente a aquel de registro de 30 ensayos

Tabla

Muestras	Factor de corrección
Menos de 15	Usar tabla 02
15	1.16
20	1.08
25	1.03
30	1.00

Fuente concreto diseño de mezclas icg

En ambos métodos la desviación estándar usada en el cálculo de la resistencia promedio Requerida debe ser obtenida bajo condiciones similares a las consideradas, es importante para Asegurar la aceptabilidad del concreto, lo que significa que deberán utilizarse materiales y métodos de producción similares y que la resistencia empleada en el cálculo se la desviación estándar estará dentro de un rango de 70 k/cm^2 de la resistencia especificado. Cuando existan dudas el valor de la desviación estándar usado para calcular el valor de la resistencia promedio requerida debe estar siempre en el lado conservador.



Calculo de la resistencia promedio requerida.

Método 1

La resistencia promedio requerida será el mayor de los valores obtenidos de la formulas

Siguientes:

Ecuación 1

$$f'_{cr} = f'_c + 1.34 * S \dots \dots \dots a$$

$$f'_{cr} = f'_c + 2.33 * S - 35 \dots \dots \dots b$$

Tabla

F'c kg/cm2	Ds(kg/cm2)								
	10	15	20	25	30	35	40	45	50
	F'cr (kg/cm2)								
140	155	160	170	175	180	185	200	210	220
175	190	195	205	210	215	220	235	245	255
210	225	230	240	245	250	255	270	280	290
245	260	265	275	280	285	290	305	315	325
280	295	300	310	315	320	325	340	350	360
350	365	370	380	385	390	395	410	420	430

Fuente concreto diseño de mezclas icg



Método 2

Cuando se desconoce el valor de la desviación estándar, se utiliza la siguiente tabla:

Tabla

F'c kg/cm ²	F'cr (kg/cm ²)
Menos de 210	F'c + 70
210 a 350	F'c + 84
Sobre 350	F'c + 98

Fuente concreto diseño de mezclas icg.

Por no tener unas muestras continuas en el tiempo requerido tomaremos el valor de diseño de la tabla del método 2 que se requiere para un diseño de 380 kg/cm² y que viene a ser:

$$F'_{cr} = f'c + 98$$

$$F'_{cr} = 380 + 98$$

$$F'_{cr} = 478 \text{ kg/cm}^2$$

Selección de tamaño máximo nominal.

El tamaño máximo designado para el agregado, siempre es un tamaño menor que aquél a través del cual se requiere que pase el 100% del material. Por ejemplo, si el tamaño máximo de agregado requerido es de 1", el 100% deberá pasar el tamiz anterior (1½") y casi en su totalidad (entre 90-100%) el tamiz de 1". El tamaño mínimo es la máxima abertura de tamiz por el que pase menos del 15% en peso o se retenga en su totalidad. Habiendo definido estos dos valores, en la tabla 2.9 y 2.10 se muestra los requisitos de gradación, para el agregado grueso y fino respectivamente, dado por la astm c33.



HUSO	TAMAÑO MÁXIMO MONIMAL	PORCENTAJE QUE PASA POR LOS TAMICES NORMALIZADOS													
		100 mm (4 in.)	90 mm (3 ½ in.)	75 mm (3 in.)	63 mm (2 ½ in.)	50 mm (2 in.)	37.5 mm (1 ½ in.)	25 mm (1 in.)	19 mm (¾ in.)	12.5 mm (½ in.)	9.5 mm (¾ in.)	4.75 mm (N° 4)	2.36 mm (N° 8)	1.18 mm (N° 16)	300 µm (N° 50)
1	90 mm a 37.5 mm (3 ½ a 1 ½ in.)	100	90 a 100	-	25 a 60	-	0 a 15	-	0 a 5	-	-	-	-	-	-
2	63 mm a 37.5 mm (2 ½ a 1 ½ in.)	-	-	100	90 a 100	35 a 70	0 a 15	-	0 a 5	-	-	-	-	-	-
3	50 mm a 25 mm (2 a 1 in.)	-	-	-	100	90 a 100	35 a 70	0 a 15	-	0 a 5	-	-	-	-	-
357	50 mm a 4.75 mm (2 in. a N° 4)	-	-	-	100	95 a 100	-	35 a 70	-	10 a 30	-	0 a 5	-	-	-
4	37.5 mm a 9 mm (1 ½ a ¾ in.)	-	-	-	-	100	95 a 100	20 a 55	0 a 15	-	0 a 5	-	-	-	-
467	37.5 mm a 4.75 mm (1 ½ in. a N° 4)	-	-	-	-	100	95 a 100	-	35 a 70	-	10 a 30	0 a 5	-	-	-
5	25 mm a 12.5 mm (1 a ½ in.)	-	-	-	-	-	100	90 a 100	20 a 55	0 a 10	0 a 5	-	-	-	-
56	25 mm a 9.5 mm (1 a ¾ in.)	-	-	-	-	-	100	90 a 100	40 a 85	10 a 40	0 a 15	0 a 5	-	-	-
57	25 mm a 4.75 mm (1 in. a N° 4)	-	-	-	-	-	100	95 a 100	-	25 a 60	-	0 a 10	0 a 5	-	-
6	19 mm a 9.5 mm (¾ a ¾ in.)	-	-	-	-	-	-	100	90 a 100	20 a 55	0 a 15	0 a 5	-	-	-
67	19 mm a 4.75 mm (¾ in. a N° 4)	-	-	-	-	-	-	100	90 a 100	-	20 a 55	0 a 10	0 a 5	-	-
7	12.5 mm a 4.75 mm (½ in. a N° 4)	-	-	-	-	-	-	-	100	90 a 100	40 a 70	0 a 15	0 a 5	-	-
8	9.5 mm a 2.56 mm (¾ in. a N° 8)	-	-	-	-	-	-	-	-	100	85 a 100	10 a 30	0 a 10	0 a 5	-
89	9.5 mm a 1.18 mm (¾ in. a N° 16)	-	-	-	-	-	-	-	-	100	90 a 100	20 a 55	5 a 30	0 a 10	0 a 5
9	4.75 mm a 1.18 mm (N° 4 a N° 16)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	100	85 a 100	10 a 40	0 a 10	0 a 5

Por condiciones de trabajo y tener un agregado para concreto bombeable el cual hace varias limitantes por el cual se tiene que elegir un concreto de piedra de ¾ pulg el cual se escogerá un tamiz de 19 mm

Tamiz	Porcentaje que pasa
9,5 mm (3/8 pulg)	100
4,75 mm (No. 4)	95 a 100
2,36 mm (No. 8)	80 a 100
1,18 mm (No. 16)	50 a 85
600 µm (No. 30)	25 a 60
300 µm (No. 50)	05 a 30
150 µm (No. 100)	0 a 10

Elegir la consistencia de la mezcla slump.

Si las especificaciones técnicas de obra requieren que el concreto tenga una determinada consistencia, el asentamiento puede ser elegido de la siguiente tabla:



Consistencia	Asentamiento
Seca	0'' (0mm) a 2'' (50mm)
Plástica	3'' (75mm) a 4'' (100mm)
Fluida	$\geq 5''$ (125mm)

Si las especificaciones de obra no indican la consistencia, ni asentamiento requeridos para la mezcla a ser diseñada, utilizando la tabla 3.2 podemos seleccionar un valor adecuado para un determinado trabajo que se va a realizar. Se deberán usar las mezclas de la consistencia más densa que puedan ser colocadas eficientemente

Tipos de construcción	Revenimiento (cm)	
	Máximo	Mínimo
-zapatas y muros de cimentación reforzados	8	2
- zapatas simples, cajones y muros de subestructura	8	2
- vigas y muros reforzados	10	2
- columnas	10	2
- pavimentos y losas	8	2
- concreto ciclópeo y masivo	5	2

Determinar volumen de agua por unidad de metro cubico de concreto.

La tabla, preparada en base a las recomendaciones del comité 211 del aci, nos proporciona una primera estimación del agua de mezclado para concretos hechos con diferentes tamaños máximos de agregado con o sin aire incorporado



Tabla

ASENTAMIENTO O SLUMP (mm)	Agua en lt/m^3 de concreto para los tamaños máximos de agregados gruesos y consistencia indicados.								
	10mm (3/8")	12.5mm (1/2")	20mm (3/4")	25mm (1")	40mm (1½")	50mm (2")	70mm (3")	150mm (6")	
CONCRETOS SIN AIRE INCORPORADO									
30 a 50 (1" a 2")	205	200	185	180	160	155	145	125	
80 a 100 (3" a 4")	225	215	200	195	175	170	160	140	
150 a 180 (6" a 7")	240	230	210	205	185	180	170	---	
Cantidad aproximada de aire atrapado (%).	3	2.5	2	1.5	1	0.5	0.3	0.2	
CONCRETOS CON AIRE INCORPORADO									
30 a 50 (1" a 2")	180	175	165	160	145	140	135	120	
80 a 100 (3" a 4")	200	190	180	175	160	155	150	135	
150 a 180 (6" a 7")	215	205	190	185	170	165	160	---	
Contenido total de aire incorporado (%), en función del grado de exposición.	Exposición suave	4.5	4.0	3.5	3.0	2.5	2.0	1.5*	1.0*
	Exposición moderada	6.0	5.5	5.0	4.5	4.5	4.0	3.5*	3.0*
	Exposición severa	7.5	7.0	6.0	6.0	5.5	5.0	4.5*	4.0*

Relación agua cemento por durabilidad.

La norma técnica de edificación e.060 prescribe que, si se desea un concreto de baja permeabilidad, o el concreto ha de estar sometido a procesos de congelación y deshielo en condición húmeda. Se deberá cumplir con los requisitos indicados en la tabla



Tabla 6.2. Máxima relación agua/cemento permisible para concretos sometidos a condiciones especiales de exposición.

CONDICIONES DE EXPOSICION	RELACIÓN AGUA/CEMENTO MÁXIMA.
Concreto de baja permeabilidad:	
a) Expuesto a agua dulce.	0.50
b) Expuesto a agua de mar o aguas salobres.	0.45
c) Expuesto a la acción de aguas cloacales. (*)	0.45
Concreto expuesto a procesos de congelación y deshielo en condición húmeda:	
a) Sardineles, cunetas, secciones delgadas.	0.45
b) Otros elementos.	0.50
Protección contra la corrosión de concreto expuesto a la acción de agua de mar, aguas salobres, neblina o rocío de esta agua.	0.40
Si el recubrimiento mínimo se incrementa en 15 mm.	0.45

(*) La resistencia $f'c$ no deberá ser menor de 245 kg/cm² por razones de durabilidad.

Selección la menor relación agua cemento para garantizar.

Una vez que la cantidad de agua y la relación a/c han sido estimadas, la cantidad de cemento por unidad de volumen del concreto es determinada dividiendo la cantidad de agua por la relación a/c. Sin embargo, es posible que las especificaciones del proyecto establezcan una cantidad de cemento mínima. Tales requerimientos podrían ser especificados para asegurar un acabado satisfactorio, determinada calidad de la superficie vertical de los elementos o trabajabilidad

$$\text{volumen de cemento (kg/m}^3\text{)} = \frac{\text{contenido de agua de mezclado (l/m}^3\text{)}}{\text{relacion a/c (para } f'cr\text{)}}$$



$$\text{volumen de cemento (m}^3\text{)} = \frac{\text{contenido de agua de cemento (kg)}}{\text{peso específico del cemento (kg/m}^3\text{)}}$$

Determinar relación agregado fino y agregado grueso.

Método de fuller

Ley de fuller:

$$P_d = 100 \sqrt{D/P}$$

Donde:

P_d: % que pasa por la malla d.

D: abertura de la malla de referencia.

D: tamaño máximo del agregado grueso.

La relación arena/agregado, el volumen absoluto, se determina gráficamente:

- se dibujan las curvas granulométricas de los 2 agregados.
- en el mismo papel, se dibuja la parábola de fuller (ley de fuller).
- por la malla n° 4 trazamos una vertical la cual determinará en las curvas trazadas 3 puntos.

A= % agregado fino que pasa por la malla n° 4.

B= % agregado grueso que pasa por la malla n° 4.

C= % agregado ideal que pasa por la malla n° 4.

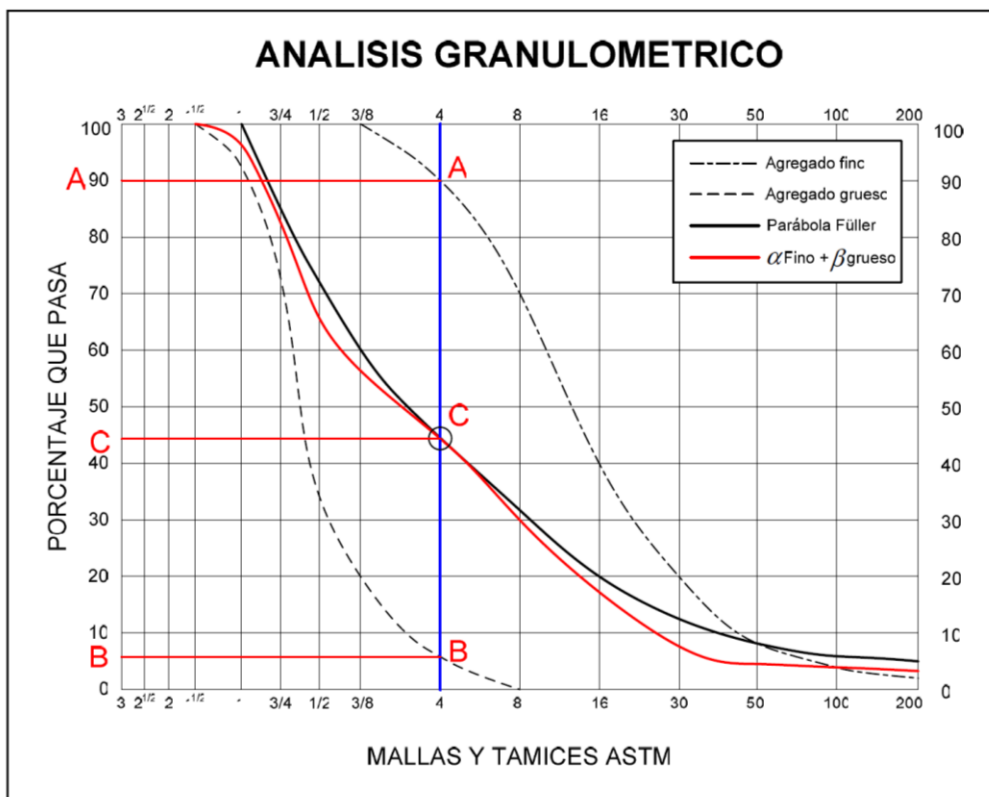
Si llamamos:

A: % en volumen absoluto del agregado fino dentro de la mezcla

De agregados.

B : % en volumen absoluto del agregado grueso dentro de la

Mezcla de agregados



La
 figura
 8.1 nos
 muestra
 un
 ejemplo
 de la

determinación de las proporciones de agregado fino y agregado grueso en relación al volumen total de agregados por metro cúbico de concreto.

Entonces:

$$\alpha = \frac{C - B}{A - B} (100)$$

$$\beta = 100 - \alpha$$

Teniendo los valores de α y β podemos calcular el volumen de agregado fino y agregado grueso por metro cúbico de concreto, de la siguiente manera:

$$Vol. total de agregados = 1 - (Vol. agua + Vol. aire + Vol. cemento)$$

$$Vol. agregado fino (m^3) = \frac{\alpha}{100} \times Vol. total de agregados (m^3)$$

$$Vol. agregado grueso (m^3) = \frac{\beta}{100} \times Vol. total de agregados (m^3)$$



Obtenidos los volúmenes de agregado fino y grueso dentro de un metro cúbico de concreto, calculamos los pesos de agregado fino y grueso para un metro cúbico de concreto:

$$\text{peso agre. fino } \left(\frac{kg}{m^3} \right) = (\text{vol. agregado fino})(\text{Peso especf. del agre. fino})$$

$$\text{peso agre. grueso } \left(\frac{kg}{m^3} \right) = (\text{vol. agregado grueso})(\text{Peso especf. del agre. grueso})$$

Método del comité 211 del aci:

Se determina el contenido de agregado grueso mediante la tabla 7.1, elaborada por el comité 211 del aci, en función del tamaño máximo nominal del agregado grueso y del módulo de fineza del agregado fino. La tabla 7.1 permite obtener un coeficiente b / b_0 resultante de la división del peso seco del agregado grueso entre el peso unitario seco y compactado del agregado grueso expresado en kg/m^3 .

Tabla 7.1. Volumen de agregado grueso por unidad de volumen de concreto

Tamaño máximo del agregado grueso		Volumen de agregado grueso, seco y compactado (*) por unidad de volumen de concreto, para diferentes módulos de fineza del agregado fino			
		Módulo de fineza del agreg. Fino			
mm.	Pulg.	2.4	2.6	2.8	3
10	3/8"	0.5	0.48	0.46	0.44
12.5	1/2"	0.59	0.57	0.55	0.53
20	3/4"	0.66	0.64	0.62	0.6
25	1"	0.71	0.69	0.67	0.65
40	1 1/2"	0.76	0.74	0.72	0.7
50	2"	0.78	0.76	0.74	0.72
70	3"	0.81	0.79	0.77	0.75
150	6"	0.87	0.85	0.83	0.81

$$\text{peso agre. grueso } \left(\frac{kg}{m^3} \right) = \frac{b}{b_0} (\text{Peso Unitario Compactado del A. grueso})$$

Entonces los volúmenes de los agregados grueso y fino serán

$$\text{Vol. A. grueso } (m^3) = \frac{\text{peso seco del A. grueso}}{\text{peso específico del A. grueso}}$$



$$Vol. A. Fino (m^3) = 1 - (Vol. agua + Vol. aire + Vol. cemento + Vol. A. grueso)$$

Por consiguiente, el peso seco del agregado fino será:

$$Peso A. Fino \left(\frac{kg}{m^3} \right) = (Vol. A. Fino)(Peso específico del A. Fino)$$

Determinar método de diseño.

Corregir proporciones en función del porcentaje de absorción.

El contenido de agua añadida para formar la pasta será afectado por el contenido de humedad de los agregados. Si ellos están secos al aire absorberán agua y disminuirán la relación a/c y la trabajabilidad. Por otro lado, si ellos tienen humedad libre en su superficie (agregados mojados) aportarán algo de esta agua a la pasta aumentando la relación a/c, la trabajabilidad y disminuyendo la resistencia a compresión. Por lo tanto estos efectos deben ser tomados estimados y la mezcla debe ser ajustada tomándolos en cuenta.

Por lo tanto:

$$Agregado Grueso \begin{cases} Humedad = \%W_g \\ \% absorcion = \% a_g \end{cases}$$

$$Agregado Fino \begin{cases} Humedad = \%W_f \\ \% absorcion = \% a_f \end{cases}$$

Pesos de agregados húmedos:

$$Peso A. grueso Humedo(kg) = (Peso A. grueso seco). \left(1 + \frac{\%W_g}{100} \right)$$

$$Peso A. fino Humedo(kg) = (Peso A. grueso seco). \left(1 + \frac{\%W_f}{100} \right)$$

Agua efectiva:

$$Agua en A. grueso = (Peso A. grueso seco). \left(1 + \frac{\%W_g - \% a_g}{100} \right) = X$$

$$Agua en A. fino = (Peso A. fino seco). \left(1 + \frac{\%W_f - \% a_f}{100} \right) = Y$$



$$\text{Agua efectiva}(L) = \text{Agua de diseño} - (X + Y)$$

Diseño de mezcla.

Datos

- Resistencia a compresión del concreto $f'c=380 \text{ kg/cm}^2$
- Asentamiento del concreto slump = 5 pulg
- Cemento = tipo 1
- Peso específico del cemento $pe(\text{cem})= 3.15 \text{ gr/cm}^3$
- Peso específico del agua $pe(\text{agua}) = 1000 \text{ kg/m}^3$

Arena 1 – Cantera Amarupampa			
Tamiz	% pasa acumulado	Descripción	Combinado
2"	100.00	Pea	2.606
1 1/2"	100.00	Pesss	2.653
1"	100.00	Pen	2.75
3/4"	100.00	Abs	1.50
1/2"	100.00		
3/8"	100.00		
N° 4	90.44		
N° 8	73.35		
N° 16	60.51		
N° 30	48.64		
N° 50	24.50		
N° 100	9.22		
Cazuela	0.00		



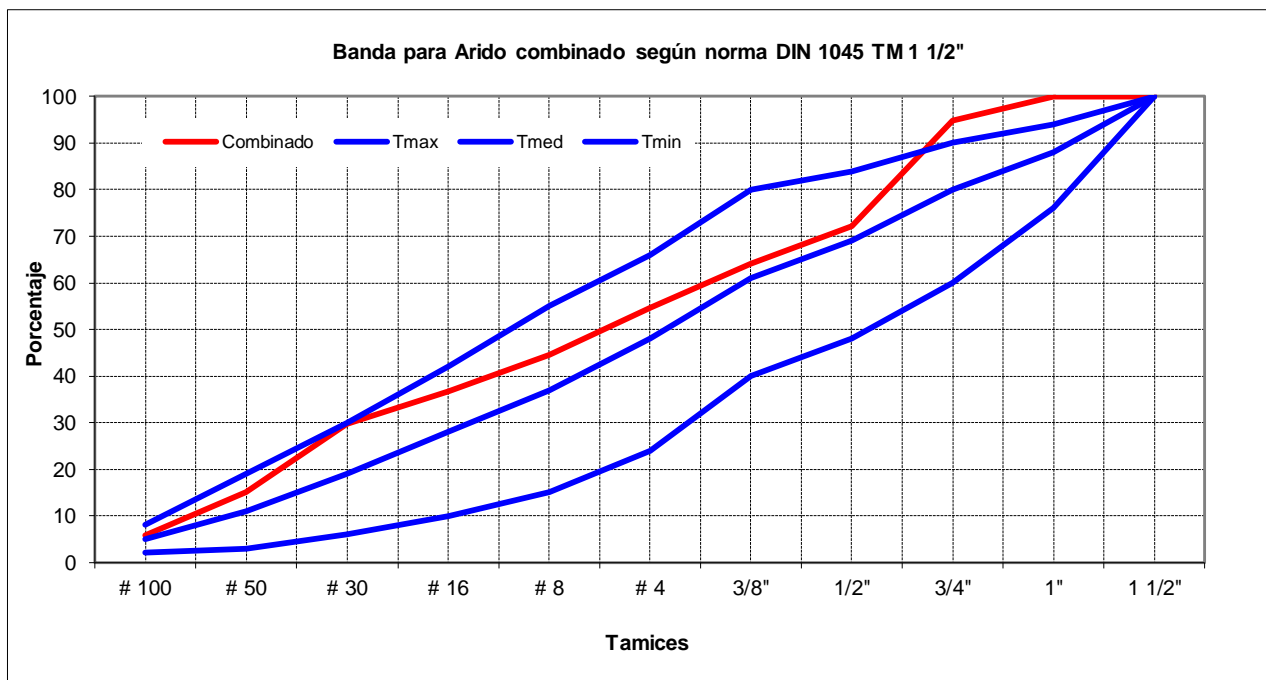
Piedra ½ – cantera abril

Tamiz	% pasa acumulado	Descripción	Combinado
2"	100.00	Pea	2.614
1 1/2"	100.00	Pesss	2.679
1"	100.00	Pen	2.71
3/4"	87.06	Abs	1.88
1/2"	30.44		
3/8"	10.26		
N° 4	1.18		
N° 8	1.10		
N° 16	1.09		
N° 30	1.09		
N° 50	0.86		
N° 100	0.86		
Cazuela	0.00		

Cemento	Tipo 1
Marca	Yura
Pe	3.15
Aditivo	W-84
Marca	Ulmen
Pe	1.03



Malla	Combinado	Tmax	Tmed	Tmin	Pch 1/2	Confitillo	Fina	
1 1/2"	100	100	100	100	100.0	100.0	100.0	
1"	100	94	88	76	100.0	100.0	100.0	
3/4"	95	90	80	60	87.1	100.0	100.0	
1/2"	72	84	69	48	30.4	100.0	100.0	
3/8"	64	80	61	40	10.3	100.0	100.0	
# 4	55	66	48	24	1.2	90.4	98.1	
# 8	44	55	37	15	1.1	73.4	96.2	
# 16	37	42	28	10	1.1	60.5	93.5	
# 30	30	30	19	6	1.1	48.6	82.0	
# 50	15	19	11	3	0.9	24.5	49.1	
# 100	6	8	5	2	0.9	9.2	16.1	
Total	100%				40%	60%	0%	
					M. F.	6.97	2.93	1.65
					M. F.			
M. F. Patron	4.63		C.	4.55				





Resistencia $f'c$ a los 28 días

Resistencia especificada de diseño

$F'c =$	380	Kg/cm ²
---------	-----	--------------------

Condiciones del diseño

Concreto sin aire incorporado									
T.maximo de $a^{\circ}g^{\circ}$ (")	3/8	1/2	3/4	1	1 1/2	2	3	4	
Aire atrapado (%)	3.00	2.50	2.00	1.50	1.00	0.50	0.30	0.20	
Concreto con aire incorporado									
T.maximo de $a^{\circ}g^{\circ}$ (")	3/8	1/2	3/4	1	1 1/2	2	3	4	
Grado de exposición									
Normal	4.50	4.00	3.50	3.00	2.50	2.00	1.50	1.00	
Moderada	8.00	5.50	5.00	4.50	4.50	4.00	3.50	3.00	
Extrema	7.50	7.00	6.00	6.00	5.50	5.00	4.50	4.00	

Kilogramos de cemento por m ³	390
Relación agua/cemento	0.46
Aditivo n° 1	1.60 %

Características físicas del agregado grueso

Agregado fino	Arena 1		Arena 2	
Porcentaje de influencia	100.00	%	0.00	%
Peso específico seco	2653	Kg/m ³	2660	Kg/m ³
Porcentaje de absorción	1.50	%	3.87	%
Porcentaje de humedad	5.00	%	0.00	%

Características físicas del agregado fino



Agregado fino

Porcentaje de influencia	100.00	%
Peso específico seco	2653	Kg/m ³
Porcentaje de absorción	1.50	%
Porcentaje de humedad	5.00	%

Características del cemento y agua

- Tipo de cemento usado: yura tipo 1
- Peso específico del agua: 1000 kg/m³

Características del concreto

- Concreto sin aire incorporado:
- Tamaño máximo del agregado: 3/4"

Memoria de cálculo

Peso específico del cemento	3.15	Kg/m ³
Volumen de agua de mezcla	179.4	Lts
Peso específico del aditivo	1.03	Kg/m ³
Cantidad de aire atrapado	1	%

% requeridos en peso

Pch 1/2"	40%	Ar 1	60%	Ar 2	0%
----------	-----	------	-----	------	----

% en volumen

Pch 1/2"	39.86%	Ar 1	60.14%	Ar 2	0.00%
----------	--------	------	--------	------	-------



Elemento	Volumen Absoluto (lts)	Peso Sss (kg)	Peso seco (kg)	Comprob. De % Agregados	Corrección (lts)	Corrección (kg)
Agua	179.4	179.4	211.0			145.93 l
Cemento	123.8	390.0	390.0			390.00 kg
Pch 1/2"	291.2	780.2	765.8	40.00	-6.74	773.45 kg
Ar 1	439.5	1165.9	1148.7	60.00	40.20	1206.13 kg
Ar 2	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00 kg
C-1	6.1	6.24	6.24			6.24 kg
Aire	10.0	-----				
V. Pasta Vol. Agregado	720.2 730.7					
Total	1050.0	2521.8	2521.8		33.47	2521.8

Cuadro resumen corregido

Elemento	Por m3	Por viga de 12m
Agua	145.93 L	33.10 L
Cemento	390.00 kg	88.45 kg
Pch 1/2"	773.45 kg	175.42 kg
Ar 1	1206.13 kg	273.55 kg
C-1	6.24 kg	1.42 kg



Anexo 7. Rendimientos en la producción y construcción de la vivienda aporticada prefabricada.

Rendimientos

Fabricación viga pretensada de 12x15cm de 12.00 metros de luz en planta

Preparación de encofrado

Trabajo realizado	12.000	MI
Cantidad de personas	2.000	
Horas trabajadas	3.000	Horas
Rendimiento=	0.500	Hh/ml

Colocación y tensado del acero

Trabajo realizado	84.000	MI
Cantidad de personas	2.000	
Horas trabajadas	6.000	Horas
Rendimiento=	0.143	Hh/ml

Concreto de 380kg/cm²

Trabajo realizado	0.216	M3
Cantidad de personas	2.000	
Horas trabajadas	6.000	Horas
Rendimiento=	55.556	Hh/m3



Fabricación columnas de 17x17cm 12.00 metros de luz en planta

Preparación de encofrado

Trabajo realizado	12.000	MI
Cantidad de		
personas	2.000	
Horas trabajadas	3.000	Horas
Rendimiento=	0.500	Hh/ml

Colocación y tensado del acero

Trabajo realizado	84.000	MI
Cantidad de		
personas	2.000	
Horas trabajadas	6.000	Horas
Rendimiento=	0.143	Hh/ml

Concreto de 380kg/cm²

Trabajo realizado	0.347	M3
Cantidad de		
personas	2.000	
Horas trabajadas	6.000	Horas
Rendimiento=	34.602	Hh/m ³



Cimentación

Excavación de zanja para cimiento

Trabajo realizado	5.200	M3
Cantidad de		
personas	2.000	
Horas trabajadas	8.000	Horas
Rendimiento=	3.077	Hh/m3
Solado de 10cm 1.00x1.00 m		
Trabajo realizado	1.000	M2
Cantidad de		
personas	2.000	
Horas trabajadas	6.000	Horas
Rendimiento=	12.000	Hh/m2
Concreto 210 nkg/cm2		
Trabajo realizado	0.200	M3
Cantidad de		
personas	2.000	
Horas trabajadas	6.000	Horas
Rendimiento=	60.000	Hh/ml
Concreto de 380kg/cm2		
Trabajo realizado	0.347	M3
Cantidad de		
personas	2.000	
Horas trabajadas	6.000	Horas
Rendimiento=	34.602	Hh/m3



Colocación e izado de columnas

Colocación de columna

Trabajo realizado	4.000	Und
Cantidad de		
personas	2.000	
Horas trabajadas	6.000	Horas
Rendimiento=	3.000	Hh/und

Colocación de viga

Colocación de viga

Trabajo realizado	4.000	Und
Cantidad de		
personas	2.000	
Horas trabajadas	6.000	Horas
Rendimiento=	3.000	Hh/und



Anexo 8. Planos de construcción de vivienda prefabricada