

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
Facultad de Ingeniería
Departamento de Ingeniería Civil



**Diseño y comparación de una losa postensada con una losa de
concreto reforzado para uso de parqueos.**

Trabajo de graduación presentado por Luis Andrés Orozco Fuentes
para optar al grado académico de Licenciado en Ingeniería Civil

Guatemala
2013

Diseño y comparación de una losa postensada con una losa de concreto reforzado para uso de parqueos.

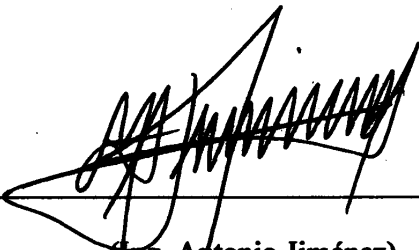
UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
Facultad de Ingeniería

**Diseño y comparación de una losa postensada con una losa de
concreto reforzado para uso de parqueos.**

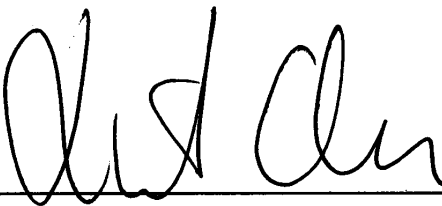
Trabajo de graduación presentado por Luis Andrés Orozco Fuentes
para optar al grado académico de Licenciado en Ingeniería Civil

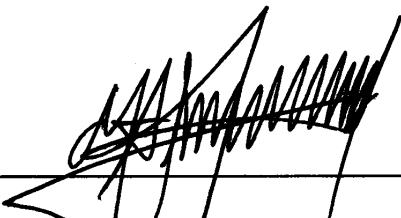
Guatemala,
2013

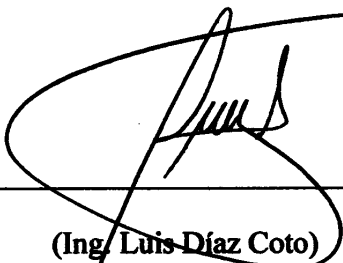
Vo. Bo. :

(f) 
(Ing. Antonio Jiménez)

Tribunal Examinador:

(f) 
(Ing. Roberto Godo)

(f) 
(Ing. Antonio Jiménez)

(f) 
(Ing. Luis Díaz Coto)

Fecha de aprobación: Guatemala 27 de noviembre de 2013

PREFACIO

Este trabajo presenta un análisis sobre las propiedades de dos sistemas constructivos siendo el concreto reforzado como el concreto postensado aplicado para una losa de parqueos analizando un vano interior.

Dicho análisis surge tras observar los altos costos de construcción y los grandes peraltes de las estructuras, al realizar una construcción de concreto reforzado las secciones que están sometidas a flexión es decir las vigas, gran parte de estas se esta desperdiciando el concreto que se encuentra a flexión sirviendo únicamente como relleno y cubriendo las varillas de acero contra la corrosión.

Actualmente en el país las construcciones de concreto postensado son poco utilizadas sin embargo es un método de diseño en el cual se optimizan las propiedades de cada material siendo concreto y acero de alta resistencia, generando secciones transversales mas pequeñas y disminuyendo tiempos de construcción por lo que se presentara un análisis comparativo entre dichos sistemas constructivos.

Agradezco el apoyo de varias personas que colaboraron con información valiosa de precios de materiales e información sobre el tema. También agradezco al Ing. Roberto Godo, director del departamento de Ingeniería Civil por el apoyo brindado en el transcurso de la investigación. Finalmente agradezco al Ing. Antonio Jiménez por su valioso aporte a todo este trabajo, demostrando su vasta experiencia en el diseño estructural en Guatemala.

CONTENIDO

PREFACIO.....	iv
LISTA DE FIGURAS.....	vii
LISTA DE TABLAS.....	v
RESUMEN	vi
I. INTRODUCCIÓN	1
II. JUSTIFICACIÓN	2
III. OBJETIVOS	3
A. Generales.....	3
B. Específicos.....	3
IV. METODOLOGÍA.....	4
V. MARCO TEÓRICO	5
A. CONCRETO.....	5
B. ACERO DE REFUERZO.....	9
1. Normas de acero.....	10
2. Malla electrosoldada.....	11
C. Torones de acero.....	12
D. Sillas o burros.....	15
E. Cuñas.....	15
F. Anclajes.....	15
VI. BASE TEÓRICA DE SISTEMAS DE LOSAS.....	19
A. Códigos de diseño y especificaciones.....	19
B. Concreto reforzado.....	19
1. Vigas.....	19
2. Losas.....	22
C. Sistema de pos-tensado.....	24
VII. Descripción del proyecto	33

A. Planta arquitectónica	33
B. Diseño de un vano interior en concreto reforzado	34
C. Diseño de la viga secundaria	37
D. Diseño de la vano interior en concreto postensado	41
VIII. Estudio económico	53
IX. Estudio comparativo.....	57
X. Conclusiones	59
XI. Recomendaciones.....	60
XII. Bibliografía.....	61

LISTA DE FIGURAS

	Pagina
Figura 1. <i>Efectos de la edad con la resistencia a compresión $f'c$.</i>	6
Figura 2. <i>Efecto de la relación agua-cemento en el concreto.</i>	8
Figura 3. <i>Tipos de torones utilizados.</i>	14
Figura 4. <i>Curva esfuerzo-deformación de aceros de preesfuerzo.</i>	14
Figura 5. <i>Anclaje activo.</i>	16
Figura 6. <i>Armado de una losa postensada</i>	17
Figura 7. <i>Proceso de tensado de los cables.</i>	18
Figura 8. <i>Comportamiento de vigas de concreto reforzado ante cargas crecientes.</i>	21
Figura 9. <i>Requisitos de recubrimiento de concreto en vigas y losas.</i>	22
Figura 10. <i>Forma deflectada de una losa unidireccional.</i>	23
Figura 11. <i>Forma deflectada de una losa bidireccional.</i>	24
Figura 12. <i>Caso básico del preesfuerzo.</i>	24
Figura 13. <i>Viga postensada.</i>	27
Figura 14. <i>Anclaje.</i>	27
Figura 15. <i>A) fibra inferior b) fibra superior</i>	28
Figura 16. <i>Anclaje de armadura activa.</i>	28
Figura 17. <i>Perdida por acortamiento elástico</i>	29
Figura 18. <i>Parabola de los cables.</i>	30
Figura 19. <i>Distribucion de los cables</i>	29
Figura 20. <i>Planta arquitectonica.</i>	31
Figura 21. <i>Vano interior a diseñar.</i>	34
Figura 22. <i>Armado de acero de refuerzo.</i>	35
Figura 23. <i>Armado de la viga secundaria.</i>	38
Figura 24. <i>Franjas para el calculo de momentos.</i>	41
Figura 25. <i>Distribución de momentos .</i>	44
Figura 26. <i>Distribución de torones en el eje y.</i>	46
Figura 27. <i>Distribución de torones en el eje x.</i>	52
Figura 28. <i>Distribución final de torones .</i>	52

LISTA DE TABLAS

	Pagina
Tabla 1. <i>Varillas de acero de refuerzo disponibles.</i>	11
Tabla 2. <i>Propiedades mecánicas acero grado 40 y grado 60.</i>	11
Tabla 3. <i>Propiedades malla electrosoldada.</i>	12
Tabla 4. <i>Propiedades de acero de preesfuerzo.</i>	15
Tabla 5. <i>Espesores mínimos de h.</i>	24
Tabla 6. <i>Esfuerzos admisibles en tendones.</i>	32
Tabla 7. <i>Esfuerzos admisibles en el concreto sometidos a flexión.</i>	33
Tabla 8. <i>Peraltes mínimos para vigas no preesforzadas.</i>	39

RESUMEN

En este trabajo de graduación se presenta un estudio comparativo entre la construcción de losas de concreto reforzado con construcciones de concreto postensado.

Se presentan los materiales utilizados en la construcción tanto para construcciones de concreto reforzado como para construcciones de concreto postensado; así como también las bases teóricas sobre los dos métodos constructivos.

Así mismo, se realiza la propuesta para la construcción de losas usando concreto postensado para obras que requieran grandes luces, como también mayor espacio libre entre pisos. Con base en estas necesidades se analiza una losa de 10.7m de largo por 9.15m de ancho para un vano interior teniendo un uso de parqueos, obteniendo esta medida al modular 4 áreas para parqueos de carros en un centro comercial con un ancho de 2.7m entre sí.

Por último, se incluye un estudio económico de acuerdo a los diseños obtenidos para cada sistema constructivo.

I. INTRODUCCIÓN

Al revisar la historia nos podemos dar cuenta que el concreto se ha utilizado desde tiempos inmemorables, el cual se obtiene al mezclar proporciones de cemento, arena, grava y agua. Esta mezcla se vierte sobre formaletas según las medidas y formas de la estructura deseada.

Según las propiedades deseadas se puede obtener concretos de mayor resistencia con agregados especiales, como también aditivos (plastificantes, retardantes, concretos hidrófugos, etc.) Estas propiedades dependen de las proporciones y proceso de mezclado utilizados, la resistencia a compresión del concreto lo hace ideal para columnas y arcos, sin embargo es un material frágil al ser sometido a esfuerzos de tensión, teniendo una resistencia a la tensión baja en comparación con su resistencia a la compresión, haciéndolo un material económicamente no viable para construcción de vigas o breizas, los cuales se encuentran a tensión en la mayor parte del tiempo.

En la segunda mitad del siglo XIX, en secciones donde se requería tensión se empezó a utilizar acero por su alta resistencia a la tensión, pudiendo así lograr una mayor capacidad de carga para elementos de concreto reforzados con barras de acero circulares.

En tiempos mas recientes se han producido aceros de mayor resistencia a la fluencia siendo cuatro veces mas que aquella de los aceros comunes de refuerzo, de igual forma se ha producido concreto de mayor resistencia siendo de 3 o 4 veces la resistencia a la compresión de cementos comunes, al poseer mayor resistencia se pueden lograr secciones mas pequeñas disminuyendo así la carga muerta de la construcción como también se puede lograr mayores luces entre columnas. Sin embargo al tener grandes esfuerzos produciría grandes deformaciones bajo condiciones normales de carga, generando grietas dejando expuesto a la corrosión el refuerzo de acero. Sin embargo se puede utilizar acero en formas de alambres o cables, pre comprimiéndolos generando una tensión alta la cual se equilibrara con el esfuerzo de compresión en el concreto después del endurecimiento logrando así la reducción de grietas para cargas normales y optimizando así las propiedades de los materiales trabajando toda la sección a compresión.

II. JUSTIFICACIÓN

Los cambios tecnológicos en el mundo han creado diferentes técnicas y métodos de construcción, el método mas utilizado por su eficiencia y facilidad es el de losas de concreto reforzado, combinado con vigas y columnas utilizando marcos a momento como sistema sísmico para edificios de grandes luces.

Cuando se refiere a grandes luces en construcciones de concreto reforzado se utilizan grandes peraltes de losa, vigas y columnas, lo cual obliga al diseñador a agregarle mayor altura entre pisos a edificaciones, para soportar las cargas aplicadas según el uso como también respetando los espacios libres entre pisos.

Al utilizar losas de concreto postensado por su eficiencia se pueden utilizar losas de menor peralte, disminuir o incluso eliminar las vigas según el diseño para las mismas cargas aplicadas obteniendo una altura total de edificaciones comparándola con construcciones de concreto reforzado.

Al realizar una comparación entre volumen de concreto, cantidad de acero utilizado, para cada sistema y el tiempo de ejecución, se concluyo que es mas viable construir utilizando losas postensadas en edificaciones.

III. OBJETIVOS

A. Generales

Realizar un análisis comparativo de un vano interior de una losa de estacionamientos por dos métodos constructivos.

B. Específicos

- Diseñar un vano interior por el método de concreto postensado.
- Diseñar un vano interior por el método de concreto reforzado.
- Realizar un estudio económico entre dichos métodos constructivos.
- Analizar ventajas y desventajas de los sistemas constructivos mencionados comparando tiempos de ejecución.

IV. METODOLOGÍA

A. Recopilación de información

Toda la información necesaria para el desarrollo del diseño de la losa por ambos métodos constructivos se recopiló consultando fuentes bibliográficas como trabajos de tesis, libros como códigos de diseño que se utilizan en el país.

B. Entrevistas

Se realizaron visitas a instituciones especializadas en los temas tratados, como reuniones con expertos recopilando información sobre ventajas y desventajas basadas en su experiencia en ejecución.

C. Realización de hoja de cálculo en Microsoft Excel

Para el diseño de las losas se realizó una hoja de cálculo utilizando el programa Microsoft Excel, donde se dejan las formulas utilizadas y las celdas variables según condiciones de cada proyecto.

V. MARCO TEÓRICO

A. CONCRETO

El concreto o llamado también hormigón es una mezcla de aglomerantes, agregados finos, gruesos y agua. Para poder fabricar concreto estructural se utilizan los llamados cementos hidráulicos al cual al agregar agua se completa el proceso químico de hidratación en el cual el polvo de cemento fragua y endurece para convertirse en una masa sólida.

El cemento portland fue utilizado por primera vez en el año 1824 en Inglaterra y a la fecha es el más utilizado, siendo un material grisáceo finamente pulverizado, compuesto principalmente por silicatos de calcio y aluminio. Con el paso de los años y según las exigencias se han ido desarrollando diferentes tipos de cemento contando actualmente con cinco tipos de cemento Portland. El más utilizado es el tipo I, los cuales después de su instalación sobre la formaleta requieren de dos semanas para adquirir la resistencia necesaria para retirar la formaleta de losas y vigas resistiendo así su peso mismo, a los veintiocho días de vertido el concreto este alcanza su resistencia de diseño donde continua ganando resistencia a una tasa descendente.

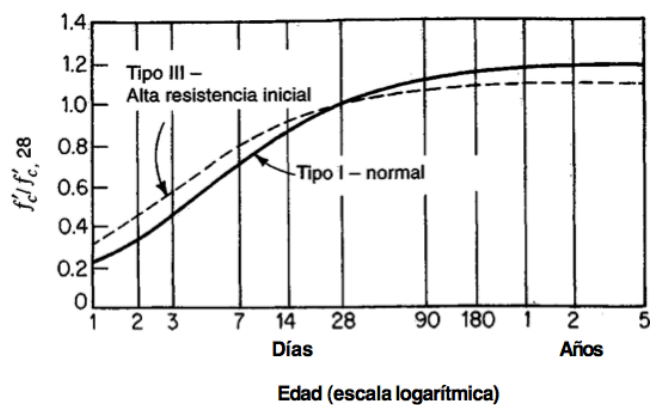
Una vez se ha hecho la mezcla del cemento con el agua, se forma una pasta plástica, la cual es trabajable y moldeable iniciando así el proceso de verter el concreto en la formaleta de la losa, en este punto el concreto posee varias etapas siendo:

El fraguado inicial, es cuando se le agrega agua al cemento y este empieza a adquirir rigidez como también pierde viscosidad y se eleva su temperatura por las reacciones de los compuestos individuales del cemento, interactuando simultáneamente entre sí, convirtiéndose la pasta en semidura y parcialmente hidratada.

Tiempo de fraguado final, es cuando continua su proceso de endurecimiento hasta un punto donde deja de ser deformable con cargas relativamente pequeñas, tornándose rígido y llega al mínimo de temperatura.

Por último el proceso de endurecimiento es cuando la pasta de concreto ya es dura y empieza a adquirir resistencia a la compresión como se muestra en la Figura 1.

Figura 1. Efectos de la edad con la resistencia a compresión f'_c .



(Fuente: Arthur Nilson., 2001.)

En construcciones donde se busca optimizar los tiempos de construcción y se busca una mayor rapidez en la resistencia del concreto se utilizan Cemento Portland tipo III, los cuales poseen la característica de tener una alta resistencia inicial alcanzando entre los siete y catorce días la resistencia que tendría el cemento Portland tipo I al cabo de los 28 días. Este cemento tiene la misma composición básica, pero ha sido mezclado en forma mas cuidadosa y molido hasta obtener partículas mas finas siendo este mas costoso.

Al mezclar el cemento con el agua se conforma una pasta suave la cual se rigidiza gradualmente hasta genera una pasta sólida la cual es capaz de resistir una presión arbitrariamente definida, llamando este proceso “fraguado y endurecimiento”.

Así también el agregado ocupa aproximadamente entre el 70 y el 75 por ciento del volumen en la masa endurecida para concretos estructurales. En general cuando mayor se pueda empaquetar el agregado mejor será el refuerzo, la resistencia a la intemperie y en el costo total del concreto disminuyendo el área de cemento utilizado según las resistencias deseadas.

Los agregados naturales se clasifican en finos y grueso, siendo un agregado fino como arena que pase el tamiz No.4 es decir, un tamiz por cuatro aberturas por pulgada lineal. El material que no pasa este tamiz ya se considera como agregado grueso.

El tamaño máximo del agregado grueso en construcciones de concreto reforzado depende de los espacios entre barras de refuerzo y su manejabilidad a la hora de verter en la formaleta, por lo que el agregado grueso según el código ACI 318-11 no debe ser mayor a un quinto de la dimensión mas pequeña de la formaleta o un tercio del espesor de la losa o tres cuartos de la distancia mínima entre las barras de refuerzo.

El cemento debe cumplir con alguna de las siguientes normas:

- (a) "Specification for Portland Cement" (ASTM C 150);
- (b) "Specification for Blended Hydraulic Cements" (ASTM C 595), se excluyen los tipos S y SA ya que no pueden ser empleados como constituyentes cementantes principales en el concreto estructural.
- (c) "Specification for Expansive Hydraulic Cement" (ASTM C 845).
- (d) "Performance Specification for Hydraulic Cement" (ASTM C 1157).

El concreto ya mezclado debe tener ciertas propiedades de resistencia, una manejabilidad apropiada para su vaciado y un bajo costo, por lo que los componentes de la mezcla se dosifican para cumplir con estos requisitos; por el alto costo del cemento este obliga a minimizar la cantidad de cemento.

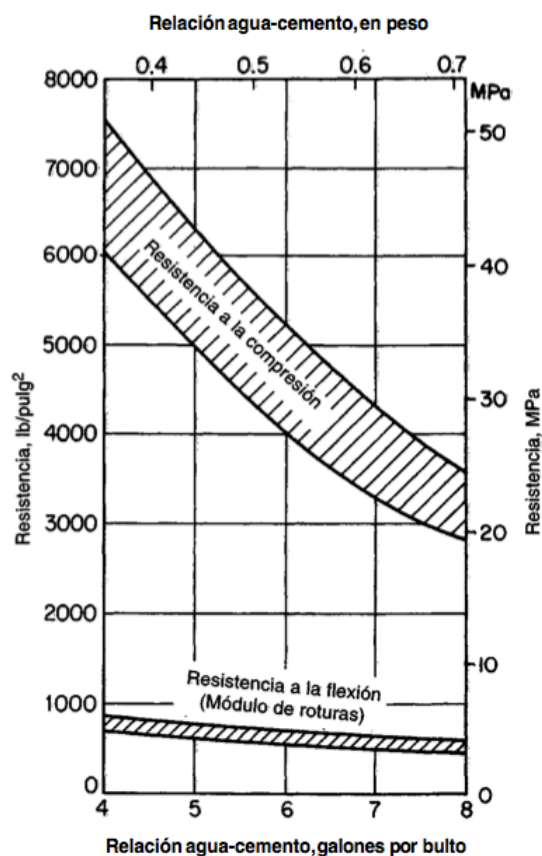
Mientras el volumen entre los agregados sea menor se requiere menor pasta de cemento para llenar estos vacíos. A medida que se adiciona agua , aumenta la plasticidad y fluidez de la mezcla, disminuyendo así su resistencia por los vacíos creados por el agua libre, para reducir estos se agrega mas cemento siendo la relación agua-cemento el factor principal de la resistencia del concreto. Dicho en otras palabras se requiere químicamente una cantidad de agua con peso igual a aproximadamente el 25 por ciento del cemento, cualquier cantidad de agua por encima de este 25 por

ciento que se consume en la reacción produce poros en la pasta de cemento y mientras mas poros se tiene menor será su resistencia a la compresión.

La relación agua-cemento no influye de gran manera en la resistencia a flexión o modulo de rotura del concreto, esto depende por la resistencia de adherencia entre el agregado grueso y el mortero de cemento. Para concretos normales la relación agua-cemento varia por lo general en el intervalo de 0.4 a 0.6, sin embargo para concretos de alta resistencia se utiliza una relación de 0.25 siendo poco manejable requiriendo el uso de aditivos.

Como se muestra en la Figura 2, la resistencia a flexión según la relación agua-cemento no varia significativamente sin embargo la resistencia a flexión puede variar desde los 7,000 lb/pulg² hasta 3,000 lb/pulg².

Figura 2. Efecto de la relación agua-cemento en el concreto.



(Fuente: Arthur Nilson., 2001.)

- 1. Contracción por secado.** Uno de los efectos del fraguado del concreto es la disminución de volumen del mismo, esto es por la evaporación del agua excedente de la que se requiere para la hidratación del cemento. Esta contracción es proporcional a la cantidad de agua empleada en la mezcla, si se requieren contracciones mínimas, la relación agua- cemento debe ser mínima.

B. ACERO DE REFUERZO

El acero como material constructivo tiene varias cualidades como la resistencia a la fluencia, a compresión y tensión, es aproximadamente quince veces la resistencia a la compresión del concreto estructural y mas de 100 veces su resistencia a la tensión, debido a dichas cualidades este material es el más costoso en la construcción por lo que surge la necesidad de combinar las propiedades del concreto a compresión con las del acero a tensión para secciones estructurales, teniendo secciones mas pequeñas y disminuyendo los costos.

El acero se obtiene de diferentes materiales siendo el hierro su principal componente como también carbono, el acero corrugado es un tipo de acero laminado utilizado en estructuras de concreto reforzado, con el fin de genera una adherencia suficientemente fuerte entre el concreto y el acero, para asegurar que no ocurran movimientos relativos entre estos, por medio de la rugosidad del acero como también por los resaltes superficiales, de las barras de refuerzo, pocos espaciados.

Los aceros de refuerzo consiste en varillas longitudinales de 6, 9 y 12mts, disponibles en un amplio intervalo de diámetros aproximadamente de 3/8" hasta 1 3/8".

Para identificar el tamaño de barras se denominaron mediante números empezando con barras No.2 a 11 y 14 a 18, el cual esta muy cercano al numero del diámetro en pulgadas. Por ejemplo, una barra No.5 tiene un diámetro nominal de 5/8", esto se definió ya que medir el diámetro resulta difícil por las estrías superficiales.

Según las necesidades de diseño actualmente se están utilizando aceros de mayor resistencia, anteriormente se utilizaban varillas con esfuerzos de fluencia de 40 klb/pulg² las cuales se han reemplazado por varillas con esfuerzos de fluencia de 60 klb/pulg², haciendo la construcción mas económica logrando tener la misma resistencia con menos barras reduciendo así la congestión del acero en las formaletas. Las barras grado 40 ya no están disponibles en tamaños mayores que el No. 6, las barras grado 50 están disponibles hasta la No. 11 y las barras grado 75 están disponibles en tamaños No. 6 y superior.

1. **Normas de acero.** Estas normas son las que regulan la calidad del acero que se utiliza en la construcción tomando aspectos como el grado del acero, peso, diámetro, área, espaciamiento de la corruga, ancho del ribete, alto de la corruga, entre otras, siendo:

- ASTM A 615 -08 (Internacional) Standard specification for deformed and plain billet-steel bars for concrete reinforcement.
- Coguanor 36 011 2005 Barras de acero para refuerzo de hormigón (Nacional)
- Coguanor 36 019 Malla electrosoldada de alambre de acero estirado en frío para refuerzo de hormigón (concreto).
- Coguanor 36 021 Malla electrosoldada de alambre de acero corrugado conformado en frío para el refuerzo de hormigón (concreto).

A continuación las especificaciones básicas de los diferentes tipos de varilla corrugada en el mercado nacional:

Tabla 1. *Varillas de acero de refuerzo disponibles.*

Numero	Diámetro Nominal (in)	Diámetro nominal (mm)	Especificaciones del empaque varilla por Quintal		
			6mts	9mts	12mts
3	3/8	9.5	13.50	9	6.75
4	1/2	12.7	7.60	5.07	3.80
5	5/8	15.90	4.87	3.24	2.43
6	3/4	19.10	3.38	2.255	1.68
7	7/8	22.20	2.48	1.65	1.24
8	1	25.40	1.90	1.26	0.95
9	1 1/8	28.70	1.49	0.99	0.74
10	1 1/4	32.30	1.18	0.78	0.59
11	1 3/8	35.80	0,95	0,63	0.47

(Fuente: hierro AG)

Las siguientes tablas se muestra las propiedades de los tipos de acero utilizados,

Tabla 2. *propiedades mecánicas acero grado 40 y grado 60.*

Propiedades Mecánicas mínimas	Grado 40	Grado 60
Limite de Fluencia	40,000 PSI	60,000 PSI
Limite de Resistencia	60,000 PSI	90,000 PSI

(Fuente: hierro AG)

2. **Malla electrosoldada.** El refuerzo con alambres soldados consta de un conjunto de alambres de acero estruidos en frío, longitudinales y transversales a ángulos rectos el uno del otro, y soldados entre sí en todos los puntos de intersección. El tamaño y espaciado de los alambres puede ser el mismo en las dos direcciones o puede ser diferente dependiendo de los requisitos del diseño. La nomenclatura convencional utilizada para describir el tipo y el tamaño de las mallas electrosoldadas de alambres utiliza una combinación de letras y números. La ASTM utiliza la letra "W" para indicar alambre liso y la letra "D" para describir alambre corrugado. El número que sigue a la letra indica el área de la sección transversal del alambre en centésimas de pulgada cuadrada. Por ejemplo, un alambre W5.0 es un alambre liso con un área de la sección transversal igual a 0.05pulg².

La malla electrosoldada se compone de:

- 16 varillas longitudinales
- 40 varillas transversales
- Metros de ancho x 6 Metros de Largo
- 14.10 m². de área bruta
- Cuadros de 15 x 15 cm. (6" x 6")
- Varillas soldadas en sus intersecciones.

Tabla 3. *propiedades malla electrosoldada.*

Nomenclatura		Diámetros		Área varilla (cm ²)	Peso		Area de refuerzo (cm ² /mm)	Tipo de varilla
Cuadro	Calibre	mm	Pulg.		Kg/m ²	Kg/malla		
6"x6"	10/10	3.43	0.14	0.09	0.98	13.78	0.62	Lisa
6"x6"	9/9	3.80	0.15	0.11	1.20	16.92	0.76	Corrugada
6"x6"	8/8	4.11	0.16	0.13	1.40	19.79	0.88	Lisa
6"x6"	7/7	4.50	0.18	0.16	1.68	23.72	1.06	Corrugada
6"x6"	6/6	4.80	0.19	0.19	1.98	27.90	1.25	Lisa
6"x6"	4.5/4.5	5.50	0.22	0.24	2.54	35.44	2.58	Corrugada
6"x6"	4/4	5.72	0.23	0.26	2.72	38.33	1.71	Lisa
6"x6"	3/3	6.20	0.24	0.30	3.19	45.03	2.01	Corrugada
6"x6"	2/2	6.67	0.26	0.35	3.68	51.80	2.32	Lisa

(Fuente: hierro AG)

C. Torones de acero

Para aceros de preesfuerzo existen tres tipos diferentes según su uso: alambrones de sección circular, torones y barras de acero aleado.

Los alambrones pueden variar de 0.192 hasta 0.276 pulgadas de diámetro, los cuales son fabricados por extrusión en frío de acero con alto contenido de carbón, los alambrones se entrelazan en grupos de hasta aproximadamente 50 alambrones para producir los tendones de preesfuerzo.

Los torones, son los mas utilizados para losas los cuales están compuestos por seis alambres enrollados alrededor de un alambón central de diámetro ligeramente mayor; los torones se pueden encontrar en diámetros de 0.25 hasta 0.6 pulgadas.

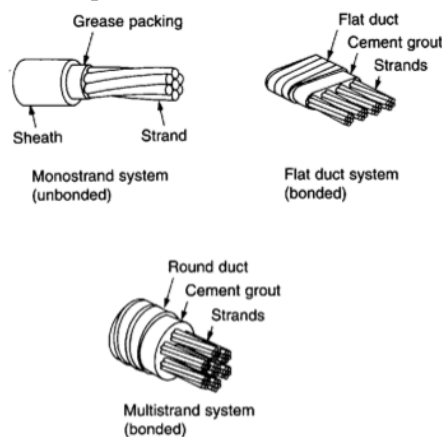
Dichos aceros de alta resistencia deben cumplir con las normas ASTM A 421, “Standard Specification for Uncoated Stress- Relieved Steel Wire For Prestressed Concrete”, en la norma ASTM A416,” Standard Specification for Steel strand, Uncoated Seven-Wire Stress.Relieved for Prestressed Concrete”.

Se fabrica torones desnudos y no adherentes (recubiertos de grasa y con una funda de polietileno de alta densidad) en diámetros de 0.5” y 0.6”, los cuales se usan en losas postensadas.

Las resistencias a la tensión de los aceros de preesfuerzo varían desde aproximadamente 2.5 hasta seis veces el valor de la resistencia a la fluencia de las barras comunes. La designación del grado corresponde a la mínima resistencia a la tensión última especificada en kbl/pulg². El torón de siete alambres, ampliamente utilizado para preesfuerzo, está disponible en dos grados: grado 250 y grado 270.

En la Figura 3, se muestran los torones no adheridos los cuales son torones cubiertos con grasa forrados con una capa de plástico (unbonded), así también existen los adheridos que se colocan dentro de un tubo de pvc varios torones desnudos hacia un mismo anclaje según la fuerza que se requiera para el diseño.

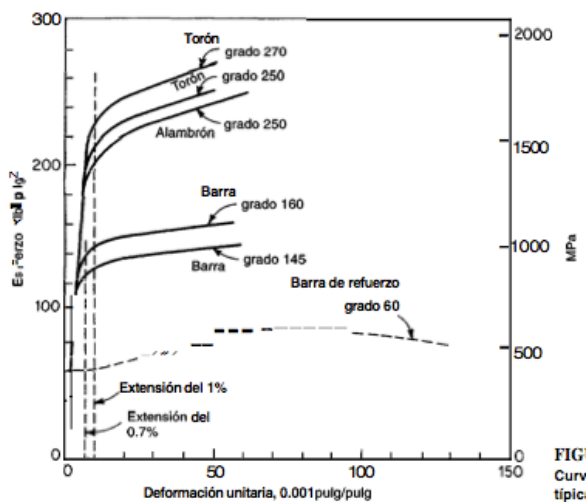
Figura 3. *Tipos de torones utilizados.*



(Fuente: Sami khan., 2001.)

En la Figura 4, se muestra la curva esfuerzo-deformación de los cables de acero de preesfuerzo donde se puede ver que entre mayor resistencia se requiere un mayor esfuerzo para producir las deformaciones siendo el torón el mas resistente por la forma de sus barras.

Figura 4. Curva esfuerzo-deformación de aceros de preesfuerzo.



(Fuente: Arthur Nilson., 2001.)

En la Tabla 4, se muestra las especificaciones de los torones habiendo torones de 0.375" hasta 0.6" , los cuales se pueden usar según disponibilidad en el mercado o según diseño el mas utilizado es el de 0.6" con $f_{pu} = 270 \text{ klb/pulg}^2$ para losas de entrepiso.

Tabla 4. *Propiedades de acero de preesfuerzo.*

Propiedades de aceros de preesfuerzo ^a						
Torón de siete alambres, $f_{pu} = 270$ klb/pulg ²						
Díámetro nominal (pulg)	Área (pulg ²)	Peso (lb/pie lineal)	$0.7f_{pu}A_p$ (klb)	$0.75f_{pu}A_p$ (klb)	$0.8f_{pu}A_p$ (klb)	$f_{pu}A_p$ (klb)
$\frac{3}{8}$ (0.375)	0.085	0.29	16.1	17.2	18.4	23.0
$\frac{7}{16}$ (0.438)	0.115	0.40	21.7	23.3	24.8	31.0
$\frac{1}{2}$ (0.500)	0.153	0.53	28.9	31.0	33.0	41.3
(0.600)	0.215	0.74	40.7	43.5	46.5	58.1
Torón de siete alambres, $f_{pu} = 250$ klb/pulg ²						
Díámetro nominal (pulg)	Área (pulg ²)	Peso (lb/pie lineal)	$0.7f_{pu}A_p$ (klb)	$0.8f_{pu}A_p$ (klb)	$f_{pu}A_p$ (klb)	
$\frac{1}{4}$ (0.250)	0.036	0.12	6.3	7.2	9.0	
$\frac{5}{16}$ (0.313)	0.058	0.20	10.2	11.6	14.5	
$\frac{3}{8}$ (0.375)	0.080	0.27	14.0	16.0	20.0	
$\frac{7}{16}$ (0.438)	0.108	0.37	18.9	21.6	27.0	
$\frac{1}{2}$ (0.500)	0.144	0.49	25.2	28.8	36.0	
(0.600)	0.215	0.74	37.6	43.0	53.8	

(Fuente: Arthur Nilson., 2001.)

D. Sillas o burros

Las sillas son el elemento que permiten amarrar un tendón a una distancia determinada del fondo del encofrado. Estas sillas pueden ser comerciales, de plástico o de acero con separadores plásticos en sus patas, o bien pueden realizarse en obra con alambrón o con tacos de concreto.

E. Cuñas

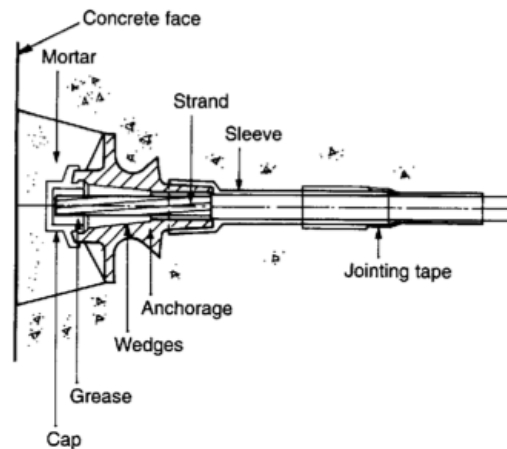
Las cuñas son piezas de acero aleado con forma de cono truncado, que posee dientes en su cara interna para bloquear el cable y sostener la tensión en el mismo.

F. Anclajes

Los anclajes son piezas de hierro fundido, donde se colocan las cuñas que evitan el deslizamiento del cable, estos anclajes pueden ser activos o pasivos según su ubicación en la losa, siendo las terminales del tendón capaces de retener el tendón en su estado de deformación y transmitir las cargas de los tendones a la estructura.

- **Activos**, los que asoman al exterior de la losa y permiten el tesado del cordón mediante un gato hidráulico –Comúnmente se conoce como activos a los anclajes donde desea aplicarse la fuerza del gato, como se muestra en la Figura 5.

Figura 5. *Anclaje activo.*



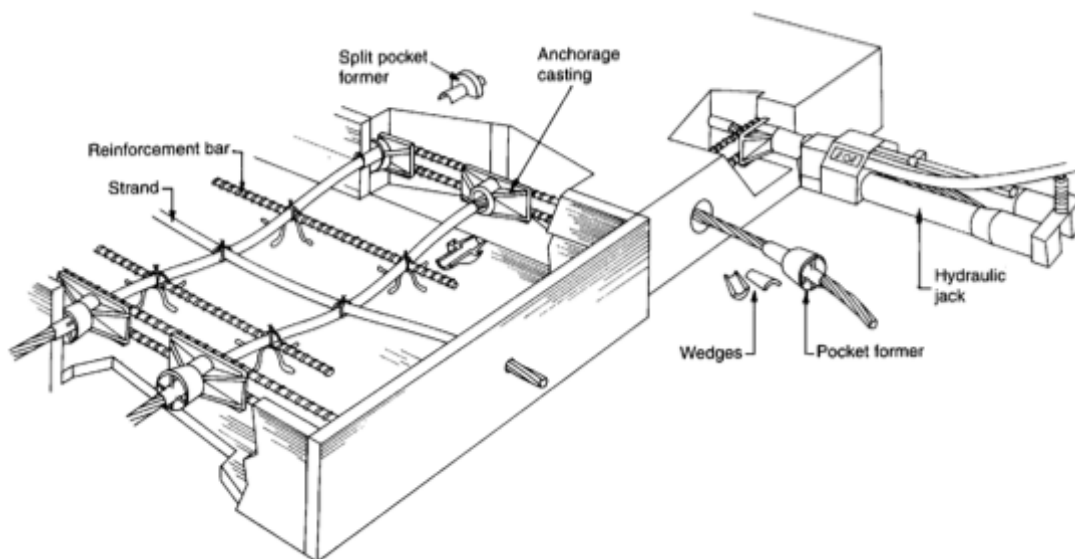
(Fuente: Sami khan., 2001.)

- **Pasivos**, los que son capaces de retener la fuerza que ejerce el cordón en el extremo del tendón opuesto al extremo donde se aplica el gato y son susceptibles de quedar embebidos en el hormigón sin menoscabo de sus prestaciones. También se conoce como anclaje pasivo a los anclajes activos donde no se va a aplicar la fuerza del gato.

- **Empalmes**, anclajes que se sitúan en una junta de hormigonado. Actúan como activos en el tesado de una porción de losa hormigonada a los que posteriormente se les empalmara otro tendón. Durante el tesado del tendón de continuidad empalmado a posteriori esos anclajes trabajan como pasivos.

En la Figura 6 se ilustra el armado típico para una losa de concreto postensado mostrando los anclajes pasivos como activos y las sillas que le dan la curvatura a los torones.

Figura 6. Armado de una losa postensada



(Fuente: Sami khan., 2001.)

G. Gatos hidráulicos

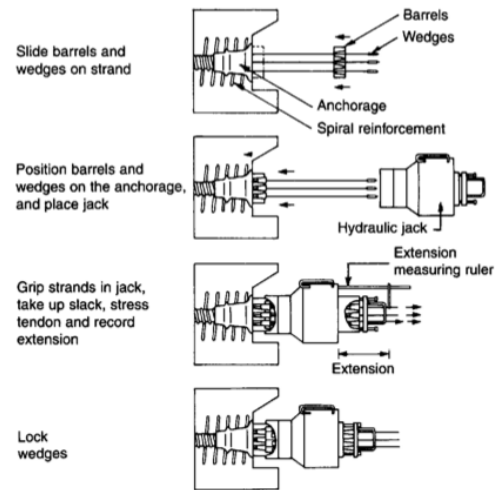
Los anclajes de postensado para edificación están diseñados, en su mayoría, para ser tensados exclusivamente con gatos unitarios. La individualidad de los tendones en los tendones no adherentes y la sección plana de la vaina de los tendones adherentes, que evita la posibilidad de cruces, favorece el uso de gatos unitarios de poco peso.

Un gato unitario pesa en torno a los 25 kg y es suficientemente manejable para que un hombre solo pueda utilizarlo.

Los gatos deben disponer de un sistema de clavado de cuñas que permita la transferencia de carga del gato al anclaje con una pérdida de penetración mínima.

La fuerza de tensado que aplica el gato es directamente proporcional a la presión hidráulica que le transmite la central. La central dispone de un manómetro hidráulico que mide la presión que se aplica al circuito y nos indica la fuerza a la que estamos tensando.

En la Figura 7 se muestra los cuidados y pasos para colocar el gato a los anclajes y poder iniciar con el tensado de los cables.

Figura 7. *Proceso de tensado de los cables.*

(Fuente: Sami khan., 2001.)

VI. BASE TEÓRICA DE SISTEMAS DE LOSA

A continuación se presentaran las normas y códigos de diseño en el país, como también los tipos dos tipos de diseño por el cual se analizara un tramo de losa en un vano interior.

A. Códigos de diseño y especificaciones

El diseño estructural para construcciones de concreto esta normado según códigos que brindan especificaciones para materiales, análisis estructural, dimensionamiento de elementos entre otros. Según el país dicha responsabilidad cae sobre institutos técnicos bajo el mando de profesionales en la rama de la construcción para producir dichos documentos cada cierto tiempo agregando información nueva sobre productos, actualizando valores de diseño. En Guatemala no existe una norma aceptada por la ley para el diseño de estructuras, sin embargo se utilizan códigos de otros países y el creado para el país de los cuales son.

El American Concrete Institute (ACI), el cual sirve como guía para el diseño hecho en Estados Unidos el cual se ha utilizado como guía para otros países como Guatemala. Este documento cuenta con valores mínimos de diseño y recomendaciones según experiencias y estudios realizados.

La Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES), es una entidad privada la cual promueve la investigación científica y tecnológica en el campo de la Ingeniería Estructural y la Sismología. Generando ciertas normas para el diseño de construcciones estructurales en el país proporcionando información sísmica de la región y normas de diseño.

B. concreto reforzado

1. **Vigas.** Como se ha mencionado anteriormente el concreto en elementos sometidos a flexión es ineficiente debido a que la resistencia a la tensión en flexión es una pequeña fracción de la resistencia a compresión, fallando en el lado sometido a

tensión a cargas bajas mucho antes de que se desarrolle la resistencia completa del concreto en el lado de compresión.

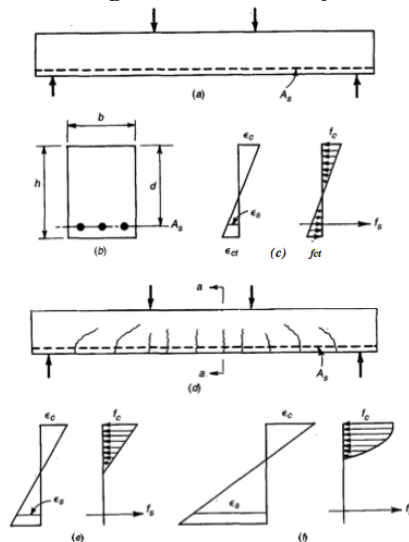
En una viga de concreto así reforzada, el acero de refuerzo resiste la tensión causada por los momentos flectores, mientras que el concreto usualmente es capaz de resistir sólo la compresión correspondiente. Esta acción conjunta de los dos materiales se garantiza si se impide su deslizamiento relativo, lo que logra mediante la utilización de barras corrugadas con su alta resistencia por adherencia en la interfase acero-concreto.

Para entender el comportamiento de una viga si se le aplica una carga la cual se incrementa hasta la magnitud que producirá su falla.

Para cargas bajas, cuando el esfuerzo de tensión en el concreto sea menor que el modulo de rotura, la sección de concreto resistirá los esfuerzos de compresión en la fibra superior y los esfuerzos a tensión en la fibra inferior. Siendo para esta etapa esfuerzos pequeños y proporcionales a las deformaciones.

En la Figura 8 se presentan los esfuerzos en el concreto y acero para cargas crecientes.

Figura 8. *Comportamiento de vigas de concreto reforzado ante cargas crecientes.*



(Fuente: Arthur H Nilson., 2001.)

Al incrementar la carga, se alcanza la resistencia a tensión del concreto lo que genera pequeñas grietas de tensión en el concreto como se muestra en la Figura 9 (d). Una vez ocurren las grietas el concreto deja de resistir todo esfuerzo a tensión que se genera bajo las cargas aplicadas comenzando así a resistir toda la tensión.

Al incrementar aun mas la carga aplicada, los esfuerzos y deformaciones en la viga incrementan de forma correspondiente y deja de ser proporcional.

Cuando se alcanza la capacidad de carga de la viga, el acero alcanza su punto de fluencia fluyendo de forma súbita y se alarga de manera considerable, lo que genera que las grietas de tensión en el concreto se ensanchen y se propagan hacia arriba, presentando una deflexión visible de la viga. Al continuar estas grietas generan un gran esfuerzo en la fibra superior por la flexión de la viga generando una falla por compresión bajo una carga ligeramente mayor que la carga que causo la fluencia del acero.

En ocasiones donde se utiliza acero de alta resistencia o se sobrecargue el área de acero, la resistencia a la compresión del concreto puede agotarse antes de que el acero comience a fluir, generando una falla por aplastamiento siendo esta una falla explosiva.

Por consiguiente cuando se diseña una viga, esta debe diseñar de tal manera que la falla se inicie por fluencia del acero en vez del aplastamiento del concreto.

En el diseño estructural de concreto reforzado se busca proporcionar suficiente resistencia para sostener sobrecargas hipotéticas. Con base en las propiedades y el estudio de los elementos compuestos se calcula la resistencia nominal; esta resistencia se modifica por un coeficiente de reducción de resistencia ϕ , siendo esta la resistencia de diseño.

Así mismo, a las cargas aplicadas se les multiplica por un factor mayor que la unidad, siendo este mayor que las cargas esperadas, incluyendo cargas muerta, muerta sobrepuesta y viva según especificaciones de los códigos vigentes en el país.

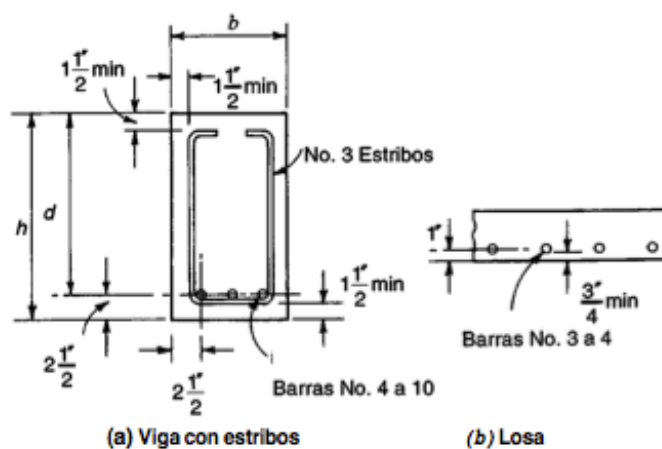
$$M_u < \phi M_n$$

$$P_u < \phi P_n$$

$$V_u < \phi V_n$$

donde los subíndices n denotan las resistencias nominales en flexión, axial y cortante respectivamente, y los subíndices u denotan los valores mayorados de momento, axial y cortante. Los coeficientes de reducción de resistencia ϕ varían normalmente dependiendo del tipo de resistencia por calcular.>>

Figura 9. Requisitos de recubrimiento de concreto en vigas y losas.

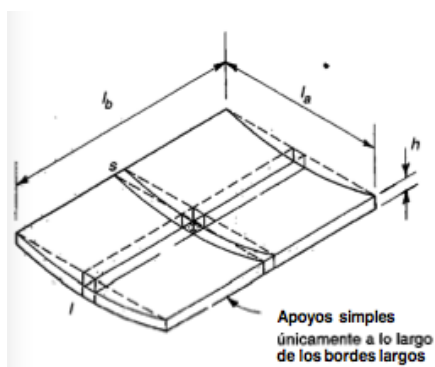


(Fuente: Arthur H Nilson., 2001.)

1. **Losas.** Una losa es una superficie plana, que por lo general se encuentra apoyada entre vigas de concreto reforzado, muros de mampostería o de concreto reforzado, la cual puede estar apoyada solo en dos lados opuestos siendo un lado mucho mas largo que el otro, llamándose losas unidireccionales, como también puede estar apoyada en los cuatro lados teniendo distancias similares, llamándose a estas losas bidireccionales.

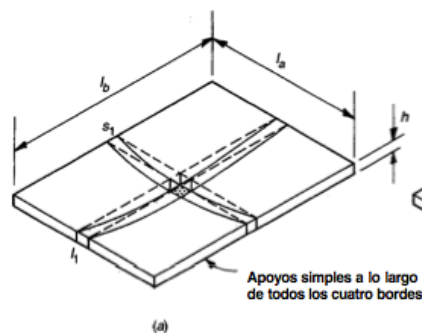
En la Figura 10 se muestra una losa unidireccional bajo cargas uniformemente distribuidas donde la losa se deflecta únicamente en su eje corto, sin embargo en la Figura 11 se muestra una losa bidireccionalmente donde esta distribuye las cargas aplicadas en sus 4 ejes.

Figura 10. Forma deflectada de una losa unidireccional.



(Fuente: Arthur H Nilson., 2001.)

Figura 11. Forma deflectada de una losa bidireccional.



(Fuente: Arthur H Nilson., 2001.)

Para resistir la flexión de una losa se coloca refuerzo de acero en ambas direcciones de la losa, utilizando en concreto reforzado, barras rectas corridas para el refuerzo positivos y barras con un largo diseñado para la parte del refuerzo negativo.

Según el código ACI 318-11, en la sección 9.5.2 los espesores mínimos para losas no preesforzadas y refuerzo grado 60 son,

Tabla 5. Espesores mínimos de h .

Espesores mínimos de H
Para losas en una dirección no preesforzadas.

Simplemente apoyada	1/20
Un extremo continuo	1/24
Los dos extremos continuos	1/28
En voladizo	1/10

(Fuente: Arthur H Nilson., 2001.)

a. **Refuerzo para temperatura y retracción de fraguado.** El concreto es débil a tensión, es muy probable que estos esfuerzos de temperatura y de retracción de fraguado produzcan agrietamiento. Las grietas de esta naturaleza no son perjudiciales, siempre y cuando su tamaño se limite a lo que se conoce como grietas capilares; esto puede lograrse colocando refuerzo en la losa para contrarrestar la contracción y para distribuir uniformemente las grietas. A medida que el concreto tiende a contraerse, este refuerzo resiste la contracción y, en consecuencia, queda sometido a compresión.

C. Sistema de Pos-tensado

Las construcciones de concreto postensado son relativamente modernas en comparación con otros métodos constructivos, la cual surge con el fin de optimizar las propiedades de los materiales generando así un ahorro significativo en la construcción de edificios como también en secciones transversales más pequeñas para las nuevas exigencias de luces mas largas y reducción de peso en la estructural total.

En estas construcciones se utiliza concreto y acero de alta resistencia, donde a una sección se le introducen esfuerzos intensos de tal magnitud y distribución que los esfuerzos producidos por las cargas externas aplicadas se contrarrestan hasta el grado deseado, diseñando las secciones para que esta trabaje en su totalidad a compresión lo cual justifica el uso de concreto de mayor resistencia utilizando toda la sección a compresión. El preesfuerzo aplica una pre-compresión al elemento que reduce o elimina los esfuerzos de tensión no deseables. El agrietamiento con las cargas de servicio pueden minimizarse hasta incluso eliminarse.

Dependiendo del diseño se pueden usar tendones adheridos los cuales se colocan en tubos, conductos de metal o plástico para posteriormente ser estirados y se unen mecánicamente a dispositivos de anclaje en los extremos para mantenerlos tensados; así en el postensado las fuerzas de preesfuerzo se transfieren al concreto no por adherencia sino por apoyo extremo. Así mismo se pueden usar tendones no adheridos

los cuales están recubiertos por un forro de plástico engrasado en su interior para facilitar el tensado.

Para la construcción con concreto preesforzado se utilizan concretos y aceros de alta resistencia por las siguientes razones:

Para concretos con mayor resistencia, el módulo de elasticidad es mayor, teniendo deformaciones unitarias elásticas en el concreto menores cuando se cortan los tendones teniendo así menores pérdidas en los esfuerzos de los tendones.

Toda la sección se encuentra siempre a compresión, por lo que todo el concreto resiste eficazmente las fuerzas, optimizando el uso de los materiales. (para vigas de concreto reforzado más de la mitad de la sección se encuentra a tensión por lo que el uso del concreto de mayor resistencia se desperdiciaría).

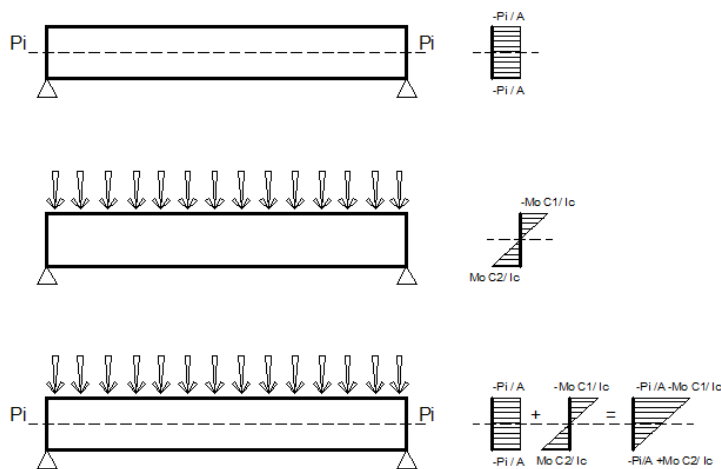
El uso de acero de alta resistencia permite desarrollar una fuerza de preesfuerzo grande en un área más pequeña, así mismo se pueden producir mayores deformaciones unitarias por lo tanto cuando el concreto se acorta elásticamente por compresión, por contracción y por flujo plástico, las pérdidas en la deformación unitaria del acero (y por ellos en los esfuerzos) representa un porcentaje menor del esfuerzo total.

Para analizar el comportamiento de estructuras de concreto pre-esforzado se puede ver como un método para lograr controlar los esfuerzos en el concreto, disminuyendo o eliminando las tensiones producidas por las cargas aplicadas a la estructura.

Al aplicarle una carga en el centro de una viga, mientras más grande es esta carga se inducen esfuerzos longitudinales de flexión. Con cargas relativamente bajas el concreto se encuentra en su rango elástico, la distribución de esfuerzos de flexión en el centro de la luz será lineal, mostrando grietas en la fibra inferior hasta donde la carga sea mayor que la resistencia de la estructura que genere su colapso.

Al aplicarle una fuerza P axial a la viga antes de que se le apliquen las cargas, la fuerza del pre-esfuerzo producirá una compresión axial uniforme $f_c = p/A_c$, donde A_c es el área de la sección transversal del concreto.

Figura 12. Caso básico del preesfuerzo.



(Fuente: Antonio Jimenez., 2011.)

La fuerza de pre-esfuerzo debe aplicarse $1/3$ de la altura de la sección desde la fibra inferior, para poder compensar de una forma más efectiva los esfuerzos de flexión se puede aplicar esta fuerza de pre-esfuerzo con una excentricidad la cual producirá una distribución de esfuerzos longitudinales de compresión de $P/Ac + PeC_2/lc$, donde C_2 es la distancia desde el centroide hasta la fibra inferior e Ic es la Inercia de la sección de concreto.

Para un mejor resultado se pueden colocar los tendones con una excentricidad variable, produciendo un contra-momento en el sentido opuesto al momento que genera la carga aplicada.

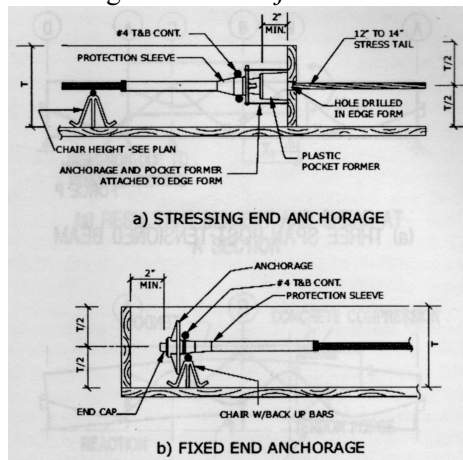
Figura 13. Viga postensada.



(Fuente: Enrique Hernandez., 2007.)

Por medio de un gato se introduce una fuerza de tensado P_o , proporcionando una tensión en la estructura, la cual no debe ser mayor de $0.80 f_{pu}$ y luego de la transferencia del preesfuerzo de $0.82 f_{py}$ pero no mayor que $0.74 f_{pu}$. En la figura 15 se muestra el posicionamiento de los anclajes tantos pasivos como activos, mostrando medias mínimas y forma de instalación.

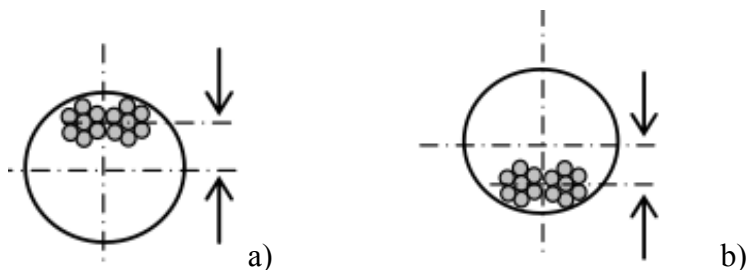
Figura 14. Anclaje.



(Fuente: PTI DC20.9-11.)

1. Pérdidas de preesfuerzo. La fuerza de preesfuerzo disminuye desde el primer instante de su aplicación por varios factores que son, el rozamiento, debido a la fricción que se genera entre el cable al ser tensado con las vainas como se muestra en la Figura 15 el cable rosa en la parte superior cuando se encuentra en la fibra inferior y de manera opuesta en la fibra superior de la estructural.

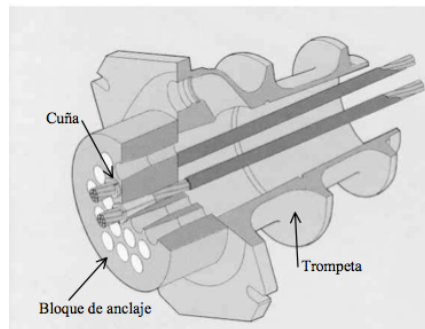
Figura 15. A) fibra inferior b) fibra superior.



(Fuente: Enrique Hernandez., 2007.)

- penetración de cuñas, una vez se produce el tensado del tendón se debe extraer el gato y colocar una cuña.

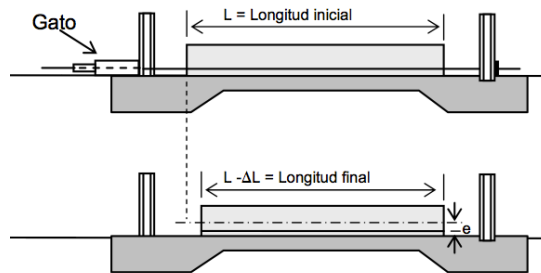
Figura 16. *Anclaje de armadura activa.*



(Fuente: Enrique Hernandez., 2007.)

- Acortamiento elástico, una vez se produce el tensado, el hormigón se encuentra endurecido se transmiten las tensiones del cable al hormigón, generando un acortamiento del elemento estructural produciendo una pérdida por el acortamiento que sufre de igual manera el cable.

Figura 17. *Perdida por acortamiento elastico.*



(Fuente: Enrique Hernandez., 2007.)

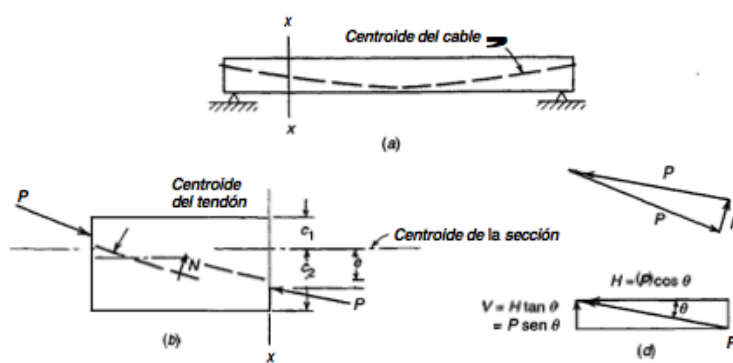
Por último se encuentra la pérdida por acortamiento del hormigón debido al proceso de fraguado.

Para el diseño dependiendo de la cantidad y perfiles de los tendones se puede llegar a equilibrar las cargas producidas por el tendón con las cargas aplicadas a la estructura. Teniendo un estado de compresión pura en el concreto.

En el concreto pre-esforzado se busca dimensionar los elementos de manera que los esfuerzos en el acero y el concreto se encuentren entre el rango de los límites permitidos, los cuales son una fracción de la resistencia de los materiales.

En la Figura 18 podemos observar la distribución de los cables colocándolos de forma parabólica con un mínimo de recubrimiento de 2.5 cm en el centro del vano como en los ejes.

Figura 18. *Parabola de los cables.*



(Fuente: Arthur H Nilson., 2001.)

Los preesfuerzos iniciales P_i inmediatamente después de la transferencia, y los preesfuerzos finales o efectivos P_e después de todas las pérdidas, son de interés primordial para el diseñador.

En el desarrollo de las ecuaciones elásticas para esfuerzos generados por flexión, los efectos de la fuerza de preesfuerzo, los momentos que genera el peso propio y los momentos por las cargas muerta y viva se calculan por separado y luego se superponen. Cuando la fuerza inicial de preesfuerzo P_i se aplica con una excentricidad e por debajo del centroide de la sección transversal con área A, y con distancias a las fibras superiores e inferiores c_1 y c_2 , respectivamente, ésta produce el esfuerzo de compresión $-P_i/A_c$, y los esfuerzos flectores $+P_i e c_1/I_c$ y $-P_i e c_2/I_c$ en las fibras superiores e inferior es respectivamente (los esfuerzos de compresión se consideran negativos y los esfuerzos de tensión positivos). Entonces, en la fibra superior, el esfuerzo es

$$f1 = -\frac{P_i}{A_c} + \frac{P_i e c_1}{I_c} = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 - \frac{e c_1}{r^2}\right)$$

y en la fibra inferior

$$f2 = -\frac{P_i}{A_c} - \frac{P_i e c_2}{I_c} = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 + \frac{e c_2}{r^2}\right)$$

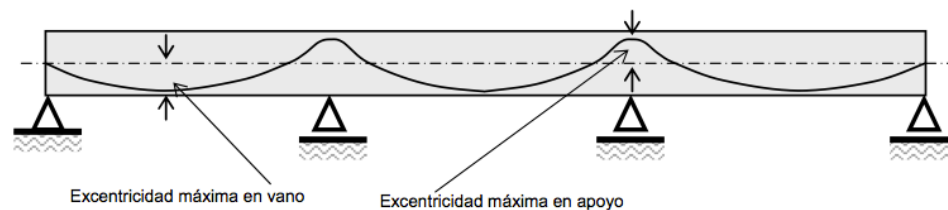
donde r es el radio de giro de la sección de concreto. Normalmente, a medida que se aplica la fuerza de preesfuerzo excéntrica la viga se deflecta hacia arriba. El peso propio de la viga w , produce entonces un momento adicional M , y los esfuerzos netos en las fibras superiores e inferiores se convierten en

$$f1 = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 - \frac{e c_1}{r^2}\right) - \frac{M_o c_1}{I_c}$$

$$f2 = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 + \frac{e c_1}{r^2}\right) + \frac{M_o c_2}{I_c}$$

Al revisar si la viga es adecuada (O al diseñar una viga con base en esfuerzos admisibles) es necesario que los esfuerzos en las fibras extremas permanezcan dentro de límites especificados con cualquier combinación de cargas que pueda ocurrir.

Figura 19. *Distribucion de los cables.*



(Fuente: Enrique Hernandez., 2007.)

Para realizar el proceso de tensado se puede hacer por medio de un gato hidráulico, tensando después de vaciar el concreto y cuando este alcanza su resistencia especificada. En lo cual se pueden utilizar dos tipos de tendones según el sistema

constructivo siendo los no adheridos, los cuales consisten en cables cubierto con un plástico para poder correr a la hora de el tensado, también estando los tendones adheridos, los cuales consisten en tubos huecos donde se introducir varios cables para después tensar y, por último, fundiéndolos para garantizar la protección ante la corrosión de los tendones.

Para controlar la pérdida de preesfuerzo, por la retracción de fraguado y por el flujo plástico del concreto, es necesario utilizar acero de mayor grado para tener un mayor esfuerzo inicial y tener una pérdida final de 15% en comparación con la pérdida del 100% en la viga con acero común.

El esfuerzo de tensión permitido por el Código ACI 18.5 en alambres, torones o barras de preesfuerzo depende del estado de aplicación de las cargas. Cuando la fuerza de los gatos se aplica por primera vez ,se permite un esfuerzo de $0.80 f_{pu}$ o $0.94 f_{py}$, el que sea menor, donde f_{pu} es la resistencia última del acero y f_{py} es la resistencia de fluencia. Inmediatamente después de la transferencia de la fuerza de preesfuerzo al concreto, el esfuerzo permitido es $0.74 f_{pu}$ o $0.82 f_{py}$ el que sea menor (excepto en los anclajes de postensado donde el esfuerzo se limita a $0.70 f_{pu}$).

Tabla 6. *Esfuerzos admisibles en tendones.*

Esfuerzos admisibles en tendones de preesfuerzo

Los esfuerzos de tensión en los tendones de preesfuerzo no deben exceder los siguiente:

1. Debido a la fuerza del gato en el tendón pero no mayor que el menor entre $0.80 f_{pu}$ y el valor máximo recomendado por el fabricamnte de los tendones de preesfuerzo o de los anclajes	$0.94 f_{py}$
2. inmediatamente después de la transferencia del preesfuerzo pero no mayor que 0.744	$0.82 f_{py}$
En anclajes y acoples de tendones de postensionamiento, inmediatamente después del anclaje del tendón	$0.70 f_{py}$

(Fuente: Arthur H Nilson., 2001.)

Al igual que para los aceros de preesfuerzo, los esfuerzos admisibles en el concreto, según el Código ACI 18.4, dependen del estado de carga. Estos esfuerzos están dados en la siguiente tabla. En este caso, f'_{ci} es la resistencia a la compresión

del concreto en el momento del preesfuerzo inicial y f'_c es la resistencia a la compresión especificada del concreto.

Tabla 7. *Esfuerzos admisibles en el concreto en elementos preesforzados sometidos a flexión.*

Esfuerzos admisibles en el concreto en elementos preesforzados sometidos a flexión.

-
- | | |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <p>1. los esfuerzos en el concreto inmediatamente después de la transferencia del preesfuerzos, antes de las pérdidas de preesfuerzo dependientes del tiempo, no deben exceder lo siguiente:</p> <p>a. Esfuerzos en la fibra extrema a compresión</p> <p>b. Esfuerzos en la fibra extrema a tensión, excepto por lo permitido en (c)</p> <p>c. Esfuerzo en la fibra extrema a tensión en los extremos de elementos simplemente apoyados</p> <p>cuando los esfuerzos de tensión calculados excedan estos valores, debe proporcionarse refuerzo auxiliar adherido (no preesforzado o preesforzado) en la zona de tensión, para resistir la fuerza total de tensión en el concreto calculada con el supuesto de una sección no fisurada.</p> | <p>$0.60 f'_ci$</p> <p>$3\sqrt{f'_ci}$</p> <p>$6\sqrt{f'_ci}$</p> |
| <p>2. Los elementos en el concreto para las cargas de servicio, después de tener en cuenta todas las pérdidas de preesfuerzo, no deben exceder lo siguiente:</p> <p>a. Esfuerzos en la fibra extrema a compresión debido a preesfuerzos mas cargas sostenidas</p> <p>b. Esfuerzos en la fibra extrema a compresión debido a preesfuerzos mas la carga total</p> <p>c. Esfuerzos en la fibra extrema a tensión en la zona de tensión precomprimida</p> <p>d. Esfuerzo en la fibra extrema a tensión en la zona de tensión precomprimida de los elementos, excepto para los sistemas de losa en dos direcciones, en los cuales el análisis basado en las secciones fisuradas transformadas y en las relaciones bilineales momento-deflexión demuestren que las deflexiones instantáneas y a largo plazo cumplen con las restricciones establecidas en otras secciones de Código ACI</p> | <p>$0.45 f'_ci$</p> <p>$0.60 f'_c$</p> <p>$6\sqrt{f'_c}$</p> <p>$12\sqrt{f'_c}$</p> |
| <p>3. Los esfuerzos admisibles en el concreto, determinados anteriormente, pueden excederse si se demuestra mediante ensayo o análisis que el comportamiento no se vera afectado</p> | |

(Fuente: Arthur H Nilson., 2001.)

VII. Descripción del Proyecto

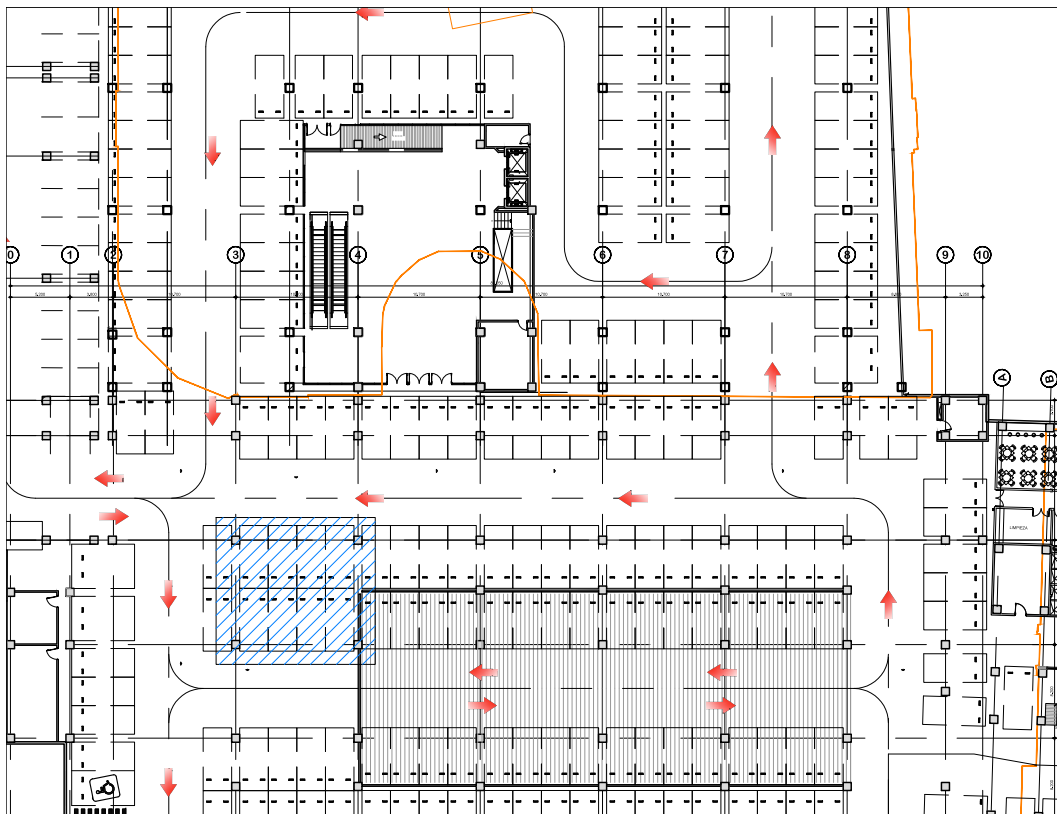
Uso del edificio : Parqueos.

Numero de Niveles: 2

Altura entre piso: 3.20

A. Planta arquitectónica

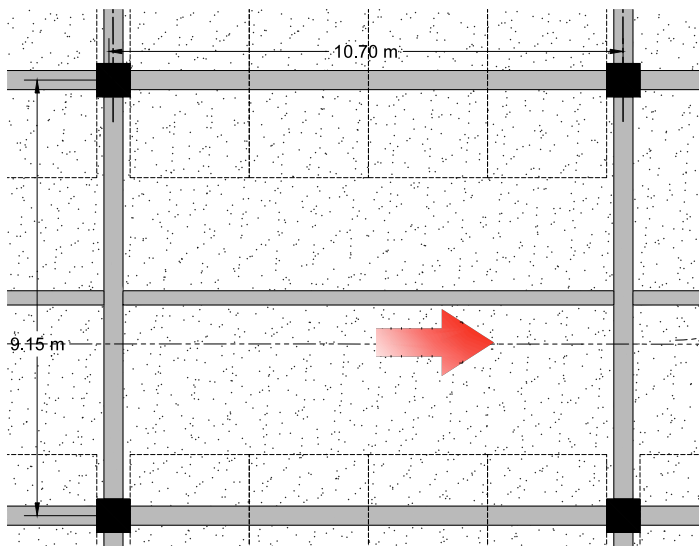
Figura 19. *Planta arquitectónica.*



(Fuente: Propia.)

A continuación se mostrara los pasos para el diseño de un vano interior típico de la losa de parqueos teniendo una dimensiones de 10.70m por 9.15m.

Figura 21. Vano interior a diseñar.



(Fuente: Propia.)

B. Diseño de un vano interior en concreto reforzado

Primero es necesario definir para que tipo de cargas se va a diseñar la losa, las cuales las se encuentran en el ASCE 7-10, Tabla 4.1 cargas mínimas de diseño.

Cargas aplicadas a la losa.

CMS (carga muerta sobrepuesta)	150	kg/m ²
CV (carga viva)	250	kg/m ²

Posteriormente se tiene que registrar sobre las normas y códigos utilizadas en el país siendo,

ACI 318-11
AGIES

A continuación se definen las propiedades de los materiales a utilizar las cuales registrarán la resistencia de nuestra estructura.

Grado de acero	60		
Acero, F_y	4200	kg/cm ²	
Concreto, F'_c	280	kg/cm ²	4000 psi

Iniciando con el diseño se tiene que definir el espesor de la losa a utilizar y las combinaciones de cargas, con lo cual se encontrara los momentos de diseño.

En la norma ACI 318-11, en el capitulo 9.5 tabla 9.5 (a) se encuentran las restricciones y valores para el diseño del espesor. Donde L es el largo del lado corto dividido dos ya que se colocara una viga gravitacional para disminuir el espesor de la losa, Se utiliza un ancho tributario de 1 m como base de diseño para posteriormente repetirlo.

$T = L/28$	0.16	m
T a utilizar	0.16	m
d	12.90	cm
ancho tributario	1	m

A continuación se define la carga que será aplicada a la losa multiplicando las cargas muertas, muertas sobrepuestas y vivas por los factores definidos en la norma AGIES para el país.

Para la carga muerta se debe multiplicar la densidad del concreto 2,400 kg/m³ por el espesor escogido más las cargas sobrepuestas.

combinación de cargas

$$W_u = 1.3\text{Muerta} + 1.6\text{Viva} \quad 1,094.2 \text{ kg/m}^2$$

Para el cálculo de momentos la norma ACI 318-11, en la sección 8.3.3 define a ecuación a utilizar según las condiciones de frontera, para este diseño los momentos se calculan para vanos interiores.

Distribución de momentos

Momento (-)		
$M_w =$		
$W_n L_n^2 / 10$	2,290.23	kg·m
Momento (+)		
$M_w =$		
$W_n L_n^2 / 16$	1,431.4	kg·m

Ya teniendo las propiedades de los materiales, la dimensión de la losa y los momentos que se deben soportar, se calcula el área de acero a utilizar con la siguiente formula revisando que el acero necesario si es menor que el mínimo se coloca el mínimo, el cual se calcula según ACI 318-11 en la sección 7.12.2, y si es mayor se coloca el acero calculado siendo este menor que el acero máximo permitido siendo de tres veces el acero minimo.

Área de acero mínimo	3.2	cm ²
Área de acero máximo	9.6	Cm ²

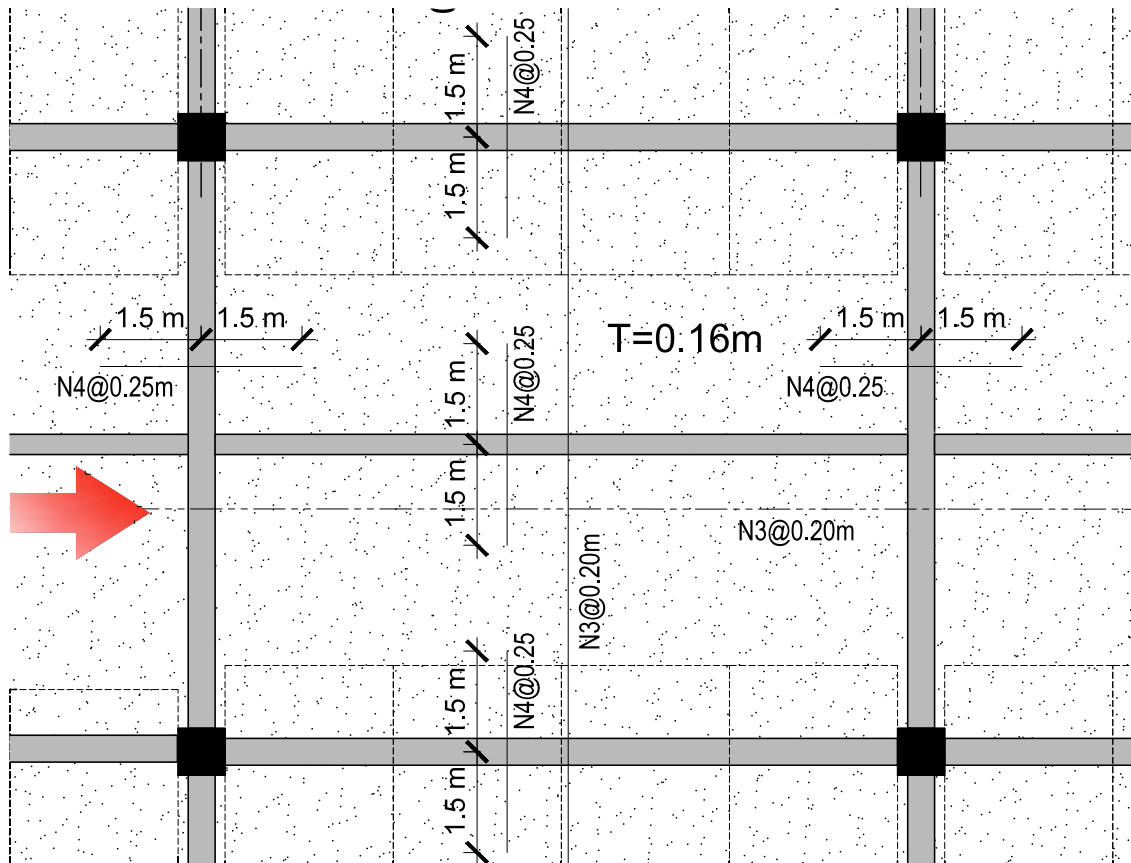
$$A_s = 0.05 * \frac{F'_c}{F_y} * b * d * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_w}{0.425 * \phi * F'_c * b * d^2}} \right]$$

As (-)	4.86	cm ²
Varilla No.4	1.27	cm ²
separación	0.261414464	
separación escogida	0.25	
largo bastón	1.28	
Varilla No.4	@	0.25 x 3

As (+)	3.20	cm ²
Varilla No.3	0.71	cm ²
separación	0.221875	m
Separación escogida	0.2	m
Varilla No.3	@	0.2 corrido

Terminando así el diseño de la losa obteniendo el espesor y el armado del refuerzo, mostrando en la siguiente figura el plano para su armado en campo.

Figura 22. Armado de acero de refuerzo.



(Fuente: Propia.)

C. Diseño de la viga secundaria

Cuando ya se tiene el diseño de la losa sigue el diseño de las vigas, en este trabajo solo se realizará el diseño de la viga gravitacional, que se colocará en el centro del tramo corto con el fin de disminuir el espesor de la losa, esto con el fin de poder realizar un correcto análisis entre losas.

Primero se debe definir las condiciones de la viga siendo de un vano interior teniendo dos extremos continuos. En la norma ACI 318-11, Capítulo 9.5 y Tabla 9.5(a) se define las condiciones para el cálculo del peralte de la viga.

Tabla 8. *Peraltes mínimos para vigas no preesforzadas.*

	Espesor mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con un Extremo continuo	Ambos Extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18.5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

(Fuente: ACI 318-11.)

Dimensiones de viga

$h = L/21$	0.51 m
h a usar	0.65 m
d	0.59 m
$b_w = H/4$	0.16 m
b_w a usar	0.25 m

Donde d es la distancia desde el refuerzo a flexión hacia la fibra superior, y b_w es el grosor de la viga teniendo 0.16m sin embargo el mínimo por norma es de 0.25m.

Combinación de cargas

1.3carga muerta + 1.6 carga viva	5,005.97
W_n	5,005.97 kg/m ²

Teniendo las cargas aplicadas multiplicadas por los factores del código de diseño se calculan los momentos y el corte que tiene que resistir la viga.

momentos

$M_{ui(-)}, 1/10 \cdot W_n \cdot L^2$	57,313.29 Kg*m
$M_{u(+)}, 1/16 \cdot W_n \cdot L^2$	35,820.81 Kg*m

Corte

$V_u, w_n \cdot l/2$	26,781.91 kg
----------------------	--------------

Los factores de reducción para el diseño de resistencia se definen en la norma ACI 318-11, en la sección 9.3.2.1 para flexión y 9.3.2.3 para corte siendo de

ϕ_b	0.90	*ACI 9.3.2.1 diseño a flexión
ϕ_v	0.75	*ACI 9.3.2.3 diseño a corte

Ya teniendo los momentos se calcula el área de acero que se necesita para soportar estos, para el acero mínimo se calcula por medio de la formula definida en el código ACI 318-11 en la sección 10.5.

$$A_s = 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b \cdot d \left[1 \pm \sqrt{1 - \frac{M_n}{0.425 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right]$$

Área de acero, flexión

As min, $1.4b_w \cdot d / f_y$	4.88	cm ²
As max= $0.75\rho_b$	31.33	cm ²
$\rho_b =$ $0.85B_1 \cdot f'_c / f_y \cdot (600 / (600 + f_y))$	0.03	
β_1 (constante)	0.85	

Mu(-)	57,313.29	Kg*m
As i(-)	15.53	cm ²

Distribución de varillas

	Área	Cantidades
Varilla No.6	5.74	2.00
Varilla No.8	10.14	2.00
total	15.88	cm ²

Conclusión	cumple
------------	--------

Mu(+)	35,820.81	Kg*m
As (+)	9.62	

Distribución de varillas

	Área	Cantidades
Varilla No.6	5.74	2.00
Varilla No.5	3.98	2.00
total	9.72	
Conclusión	cumple	

Por ultimo se calculan los estribos necesarios, los cuales resistirán el corte producido según el código ACI 318-11, en la sección 11.1.

Donde V_n es la resistencia nominal, V_c resistencia del concreto y V_s la resistencia del acero.

Estribos

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

$$\phi V_c = \phi \cdot 0.53 \lambda \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad 9,727.74 \quad \text{kg}$$

$$\phi V_s \geq \phi V_n - \phi V_c \quad 17,054.17 \quad \text{kg}$$

$$f_y t \quad 2,800.00 \quad \text{kg/cm}^2$$

Para calcular el área de refuerzo por cortante requerido se utiliza la fórmula 11-15 del código ACI 318-11,

$$\frac{A_v}{s} = \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi f_y t d}$$

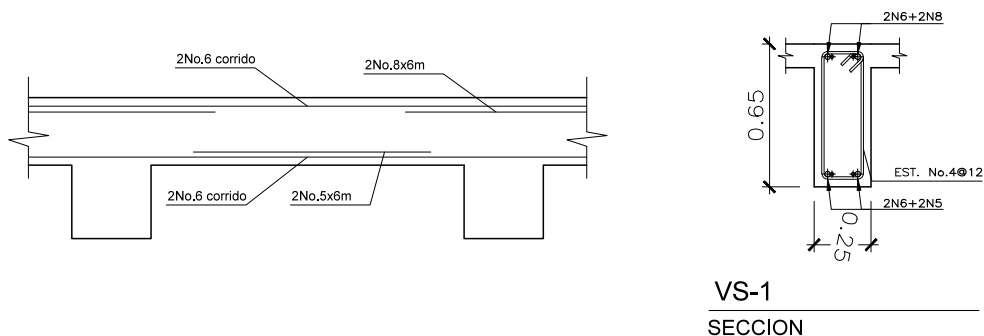
$$A_v/s \quad 0.10 \quad \text{cm}^2/\text{cm}$$

Por ultimo se divide el área de la varilla a usar por A_v/s , lo que nos da el espaciamiento del estribo.

Varilla No.4	1.27
S (espaciamiento)	12.20 cm

El diseño de la viga gravitacional se termina, en la siguiente Figura 23 se mostrara las varillas utilizadas y el armado de la misma.

Figura 23. Armado de la viga secundaria.



(Fuente: Propia.)

D. Diseño de la vano interior en concreto postensado

Para el diseño de una losa en dos direcciones postensada, lo primero que se define son las propiedades de los materiales las cuales pueden ir variando dependiendo del diseño como por ejemplo la resistencia del concreto buscando optimizar el diseño y hacerlo mas económico.

Materiales		
Fy, acero	4200	kg/cm ²
densidad	0.0024	kg/cm ³
E	282,495.13	kg/cm ²
Fpu (cables)	18,621.00	kg/cm ²
Fu <= 0.8fpu	14,896.80	kg/cm ²
R	0.8	Perdidas

Donde R es la pérdida de preesfuerzo de los cables.

Posteriormente se deben definir las cargas aplicadas a la losa que serán las mismas que las de la losa de concreto reforzado. Donde CM es carga muerta, CMS es la carga muertas sobrepuesta y CV es la carga viva definida por su uso.

Cargas aplicadas a la losa.			
CM	288	kg/m ²	576.00 kg/m
CMS	150	kg/m ²	300 kg/m
CV	250	kg/m ²	500 kg/m

Al definir el uso y los materiales que se utilizaran se procede a realizar los cálculos iniciando con el calculo de los momentos los cuales se harán por medio del método directo, el cual se define en el código ACI 318-11 capítulo 11.6, necesitando cumplir con ciertas restricciones las cuales son

1. Deben existir al menos 3 vanos en cada dirección
existen mas de 3 vanos., cumple

2. Relación entre luz mayor/luz menor no mayor a 2.

$$L. \text{ Largo} / L. \text{ Corto} = 1.169398907 \text{ cumple}$$

3. as longitudes de luces contiguas medidas centro a centro de los apoyos en cada dirección no deben diferir de la luz mayor en más de un tercio.

cumple

4. Las columnas pueden estar desalineadas hasta un 10% de la luz

No existe ninguna columna desalineada , cumple

5. Todas las cargas deben ser únicamente gravitacionales y estar uniformemente distribuidas en todo el panel. La carga viva no debe exceder de 2 veces la carga muerta.

carga muerta 438 kg/m² cumple

carga viva 250 kg/m²

6. Para un panel con vigas entre los apoyos en todos los lados, debe satisfacerse la ecuación (13-2) para las dos direcciones perpendiculares.

limite	Valor obtenido	limite			
0.2	1.367	5	=		cumple

En losas postensadas los cables deben de resistir los momentos flectores y el concreto la parte de compresión de una estructura por sus propiedades, sin embargo siempre se debe colocar un acero mínimo el cual sirve para resistir el agrietamiento ocasionado por temperatura siendo de,

As min (+) 2.4 cm² *ACI 318-11, 7.12.2

Varilla No.3 0.71 cm²

separación 0.30

Separación escogida 0.25 m

Varilla No.3 @ 0.25 corrido

As min (-) 2.4 cm²

Varilla No.3 0.71 cm²

separación 0.30

Separación escogida 0.25 m

Varilla No.3 @ 0.25 x 3

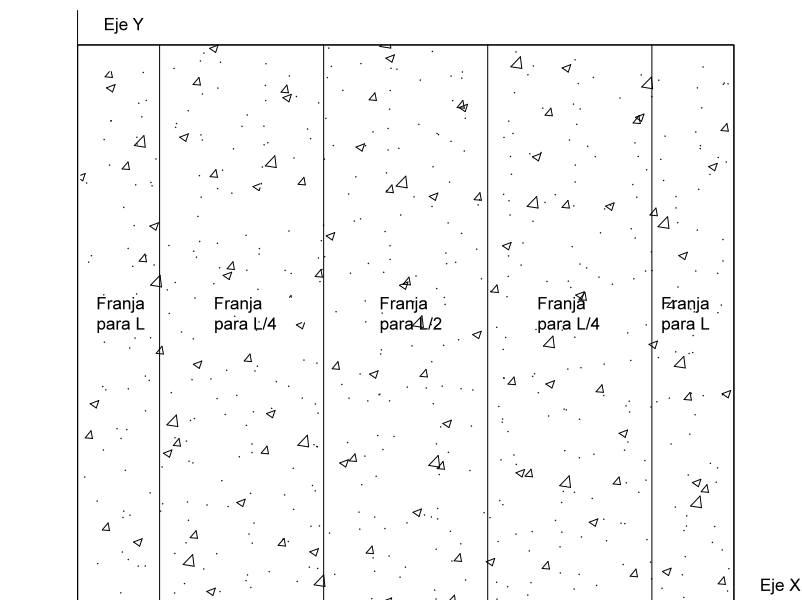
Para encontrar la cantidad de cables a usar es necesario calcular los momentos, por el método directo, que se generan por las cargas y las propiedades del vano, se utilizo un ancho tributario de 2m para el diseño.

Los momentos se calculan por separado para cada carga (CM, CMS, CV) ya a la hora de tensar los torones se tensaran calculando únicamente la carga muerta en la primer etapa a los 7 días, luego carga muerta mas sobrepuesta en la etapa 2 de tensado

a los 17 días y por ultimo en la etapa tres se calculará para carga muerta, muerta sobrepuesta y viva a los 28 días.

Se calcularan los cables para tres franjas en el vano para L , para $L/2$ y para $L/4$ los cuales cubren el tramo a diseñar como se muestra en la Figura 24.

Figura 24. *Franjas para el calculo de momentos.*



(Fuente: Propia.)

Obteniendo los momentos para los diferentes tramos según la etapa de tensado al centro del vano, siendo

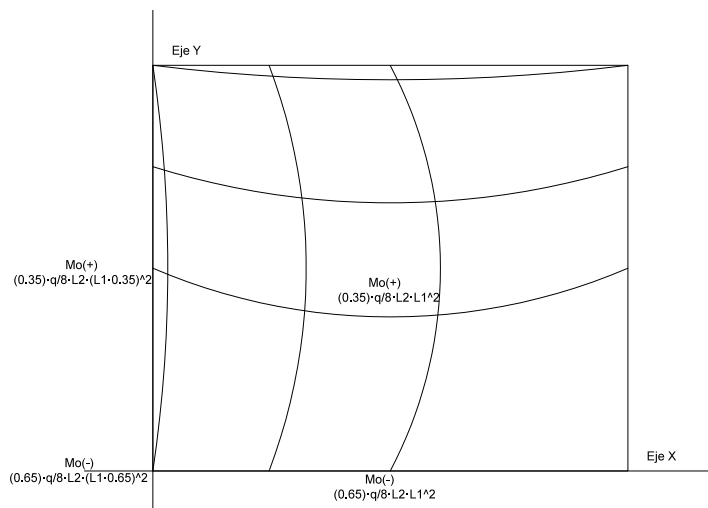
eje X								
Carga Viva CV			Carga muerta CM			Carga muerta So. CMS		
Is	131,760.00	cm4	L2/L1	0.86		%(-)	79.35	
Ib	572,135.42	cm4	af1·L1/L2	3.71		%(+)	79.35	
af1	4.34							
momento en L			momento en L			momento en L		
Mo(+)	243.43	kg·m	Mo(+)	280.43	kg·m	Mo(+)	146.06	kg·m
Mo(-)	-1,559.23	kg·m	Mo(-)	-1796.24	kg·m	Mo(-)	-935.54	kg·m
Rb	1,674.45			1928.96			1004.67	
Ra	1,000.55			1152.64			600.33	
momento en L/2			momento en L/2			momento en L/2		
Mo(+)	2,504.47	kg·m	Mo(+)	2885.15		Mo(+)	1502.68	kg·m
Mo(-)	-4,651.16	kg·m	Mo(-)	-5358.13		Mo(-)	-2790.69	kg·m
Rb	2,675.00			3081.60			1605.00	
Ra	-			0.00			0.00	

	momento en L/4			momento en L/4			momento en L/4		
0.675	Mo(+)	2,200.69	kg·m	Mo(+)	3787.14	kg·m	Mo(+)	1320.41	kg·m
0.825	Mo(-)	-4,018.00	kg·m	Mo(-)	-4628.73	kg·m	Mo(-)	-2410.80	kg·m
	Rb	2,499.87			3113.86			1499.92	
	Ra	175.13			-32.26			105.08	

distancia a medir	5.35	0= 5.35,5.35=10.7						
	CV		CM			CMS		
Momentos en L								
Mo	-1,559.23	kg·m	-1,796.24	kg·m		-935.54	kg·m	
Momentos en L/2								
Mo	-4,651.16	kg·m	-5,358.13	kg·m		-2,790.69	kg·m	
Momentos en L/4								
Mo	-4,018.00	kg·m	-4,628.73	kg·m		-2,410.80	kg·m	

En la siguiente figura se muestra la distribución de momentos y cómo varía según el momento se va alejando del eje por lo que se diseñó para tres tramos como ya se mencionó.

Figura 25. Distribución de momentos .



(Fuente: Propia.)

Al tener los momentos se procede al diseño de los cables dejando como variantes el recubrimiento en el área a compresión rec.(-) y a tensión rec.(+), como la cantidad de torones. Y obteniendo las propiedades de la sección para un ancho tributario de 2m y verificando que los esfuerzos generados por los cables estén en los límites para cada punto de la losa pudiendo variar la distancia.

Para $L/2$ se tiene

Dist. Para eje	10.70						
Rec.(-)	0.02	A	2,400.00	cm ²	r = √I/A	3.46	cm
Rec.(+)	0.037	Is	28,800.00	cm ⁴	S = Is/H/2	4,800.00	cm ³

Datos del cable

Φ toron (cm)	1.524
area (cm ²)	1.387094
fpu kg/cm ²	18,621.00

Datos del cable,

	Dia	7	14	28
	fci (kg/cm ²)	245	297.5	350
	etapa	1	2	3
	torones	4	2	9
centro	Pi	103,316.31	51,658.15	232,461.70
	Pe	82,653.05	41,326.52	185,969.36
	e cm	-4.00	-4.00	-4.00
	C1 cm	6	6	6
	C2 cm	6	6	6

Donde C1 y C2 son las distancias desde el centro de la sección hacia la fibra superior e inferior respectivamente.

esfuerzos									
	cables	cargas	total		Límites		Decisión		
F1	CM	-129.15	111.63	-17.52	<	-147.00	kg/cm ²	cumple	esfuerzos iniciales
F2		43.05	-111.63	-68.58	<	25.04	kg/cm ²	Cumple	
F1	CM +C	-167.89	169.77	1.88	<	-178.50	kg/cm ²	cumple	
F2	MS	55.96	-169.77	-113.80	<	27.60	kg/cm ²	Cumple	
F1	CM +C	-387.44	266.67	-120.77	<	-140.00	kg/cm ²	cumple	esfuerzos servicio
F2	MS+ CV	129.15	-266.67	-137.52	<	29.93	kg/cm ²	ok	

Donde F1 es el esfuerzo que se produce en la fibra superior y F2 el esfuerzo que se produce en la fibra inferior.

Ahora para la franja en L,

	Dia	7	14	28
	fci (kg/cm ²)	245	298	350
	etapa	1	2	3
	torones	1	1	2
	Pi	25,829.00	25,829.00	51,658.00
	Pe	20,663.00	20,663.00	41,327.00
	e cm	-4	-4	-4
	C1 cm	6	6	6
	C2 cm	6	6	6

esfuerzos									
	cables	cargas	total		Limites		Decisión		
F1	CM	-32.29	37.42	5.14	<	-147.00	kg/cm2	Cumple	esfuerzos iniciales
F2		10.76	-37.42	-26.66	<	25.04	kg/cm2	Cumple	
F1	CM+C	-58.12	56.91	-1.20	<	-178.50	kg/cm2	Cumple	
F2	MS	19.37	-56.91	-37.54	<	27.60	kg/cm2	Cumple	
F1	CM+C	-103.32	89.40	-13.92	<	-140.00	kg/cm2	Cumple	esfuerzos servicio
F2	MS+C V	34.44	-89.40	-54.96	<	29.93	kg/cm2	Cumple	

Y por ultimo en el eje X se calcula para L/4

L/4	Dia	7	14	28
	fci (kg/cm2)	245	298	350
	etapa	1	2	3
	torones	3	2	6
	Pi	77487	51658	154974
	Pe	61990	41327	123980
	e cm	-4	-4	-4
	C1 cm	6	6	6
	C2 cm	6	6	6

esfuerzos									
	cables	cargas	total		Límites		Decisión		
F1	CM	-96.86	96.43	-0.43	<	-147.00	kg/cm2	cumple	esfuerzos iniciales
F2		32.29	-96.43	-64.15	<	25.04	kg/cm2	cumple	
F1	CM+C	-142.06	146.66	4.60	<	-178.50	kg/cm2	cumple	
F2	MS	47.35	-146.66	-99.30	<	27.60	kg/cm2	cumple	
F1	CM+C	-284.12	230.37	-53.75	<	-140.00	kg/cm2	cumple	esfuerzos servicio
F2	MS+CV	94.71	-230.37	-135.66	<	29.93	kg/cm2	cumple	

Al tener los torones para el eje X se procede a calcular para la otra dirección.

eje Y								
Carga Viva CV			Carga muerta CM			Carga muerta So. CMS		
Is	154,080.00	cm ⁴	L2/L1	1.17		%(-)	69.92	
Ib	572,135.42	cm ⁴	af1·L1/L2	4.34		%(+)	69.92	
af1	3.71							
momento en la viga			momento en la viga			momento en la viga		
Mo(+)	156.86	kg·m	Mo(+)	180.70	kg·m	Mo(+)	94.12	kg·m
Mo(-)	-1,004.73	kg·m	Mo(-)	-1157.45	kg·m	Mo(-)	-602.84	kg·m
Rb	1,397.65			1610.09			838.59	
Ra	889.85			1025.11			533.91	
momento en L/2			momento en L/2			momento en L/2		
Mo(+)	1,831.43	kg·m	Mo(+)	2109.81		Mo(+)	1098.86	kg·m
Mo(-)	-3,401.23	kg·m	Mo(-)	-3918.21		Mo(-)	-2040.74	kg·m
Rb	2,287.50			2635.20			1372.50	
Ra	-			0.00			0.00	

	momento en L/4			momento en L/4			momento en L/4		
0.675	Mo(+)	1,609.29	kg·m	Mo(+)	1853.90	kg·m	Mo(+)	965.57	kg·m
0.825	Mo(-)	-2,938.22	kg·m	Mo(-)	-3384.83	kg·m	Mo(-)	-1762.93	kg·m
	Rb	2,137.74			2462.68			1282.64	
	Ra	149.76			172.52			89.86	

distancia a medir	4.58	0= 4.58,4.58=9.15						
	CV		CM		CMS			
Momentos en L								
Mo	-1,004.73	kg·m	-1,157.45	kg·m	-602.84	kg·m		
Momentos en L/2								
Mo	-3,401.23	kg·m	-3,918.21	kg·m	-2,040.74	kg·m		
Momentos en L/4								
Mo	-2,938.22	kg·m	-3,384.83	kg·m	-1,762.93	kg·m		

Dist. Para eje	9.15						
Rec.(-)	0.03	A c	2,400.00	cm ²	$r = \sqrt{I/A}$	3.46	cm
Rec.(+)	0.04	Is	28,800.00	cm ⁴	$S = I_s/H/2$	4,800.00	cm ³

En L/2 del eje Y se tiene,

Dia	7	14	28
fci (kg/cm ²)	245	297.5	350
etapa	1	2	3
torones	3	2	8
Pi	77,487.23	51,658.15	206,632.62
Pe	61,989.79	41,326.52	165,306.10
e cm	-3.00	-3.00	-3.00
C1 cm	6	6	6
C2 cm	6	6	6

esfuerzos								
	cables	cargas	total		Limites		Decisión	
F1	CM	-80.72	81.6294375	0.91	<	-147.00	kg/cm ²	ok
F2		16.14	-81.63	-65.49	<	25.04	kg/cm ²	ok
F1	CM+CMS	-118.38	124.1447695	5.76	<	-178.50	kg/cm ²	ok
F2		23.68	-124.14	-100.47	<	27.60	kg/cm ²	ok
F1	CM+CMS+CV	-279.82	195.0036563	-84.81	<	-140.00	kg/cm ²	ok
F2		55.96	-195.00	-139.04	<	29.93	kg/cm ²	ok

Y en L se tiene,

eje	Dia	7	14	28
	fci (kg/cm ²)	245	297.5	350
	etapa	1	2	3
	torones	0	1	1
	Pi	-	25,829.08	25,829.08
	Pe	-	20,663.26	20,663.26
	e cm	-3.00	-3.00	-3.00
	C1 cm	6	6	6
	C2 cm	6	6	6

esfuerzos									
	cables	cargas	total		Límites		Decisión		
F1	CM	-	24.11363693	24.11	<	-147.00	kg/cm2	ok	esfuerzos iniciales
F2		-	-24.11	-24.11	<	25.04	kg/cm2	ok	
F1	CM+CMS	-26.91	36.67282283	9.77	<	-178.50	kg/cm2	ok	
F2		5.38	-36.67	-31.29	<	27.60	kg/cm2	ok	
F1	CM+CMS+CV	-43.05	57.60479933	14.56	<	-140.00	kg/cm2	ok	esfuerzos servicio
F2		8.61	-57.60	-49.00	<	29.93	kg/cm2	ok	

En L/4 se tiene,

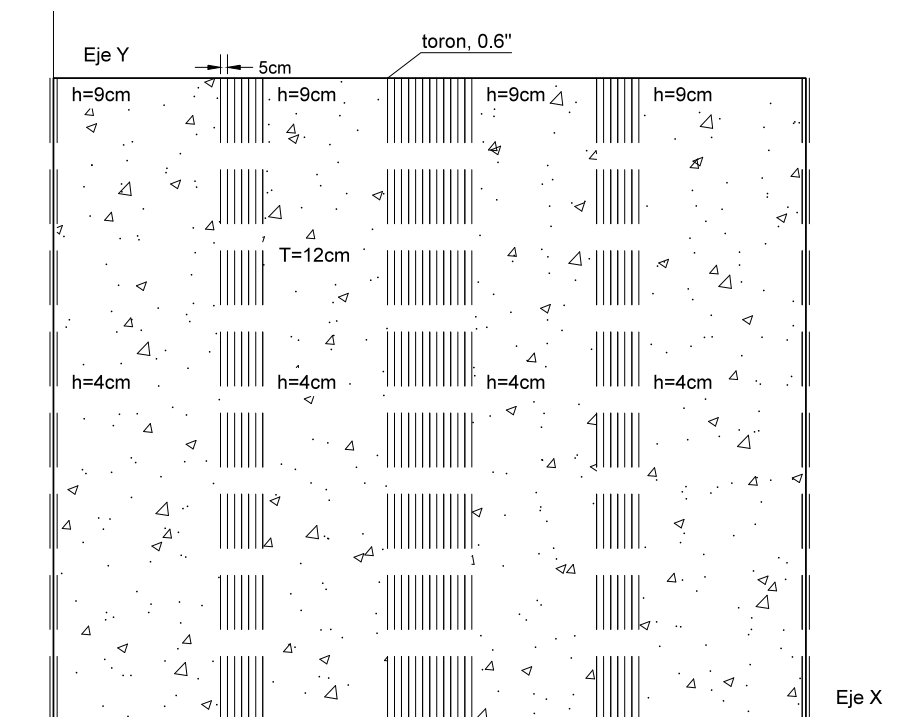
Dia	7	14	28
fci (kg/cm2)	245	297.5	350
etapa	1	2	3
torones	2	2	3
Pi	51,658.15	51,658.15	77,487.23
Pe	41,326.52	41,326.52	61,989.79
e cm	-3.00	-3.00	-3.00
C1 cm	6	6	6
C2 cm	6	6	6

esfuerzos									
	cables	cargas	total		Límites		Decision		
F1	CM	-53.81	70.51723787	16.71	<	-147.00	kg/cm2	ok	esfuerzos iniciales
F2		10.76	-70.52	-59.76	<	25.04	kg/cm2	ok	
F1	CM+CMS	-96.86	107.2449659	10.39	<	-178.50	kg/cm2	ok	
F2		19.37	-107.24	-87.87	<	27.60	kg/cm2	ok	
F1	CM+CMS+CV	-150.67	168.457846	17.79	<	-140.00	kg/cm2	ok	esfuerzos servicio
F2		30.13	-168.46	-138.32	<	29.93	kg/cm2	ok	

Al finalizar los cálculos y diseño se tiene la cantidad de torones que se deben colocar para el vano entero mostrando en la siguiente tabla los resultados generales.

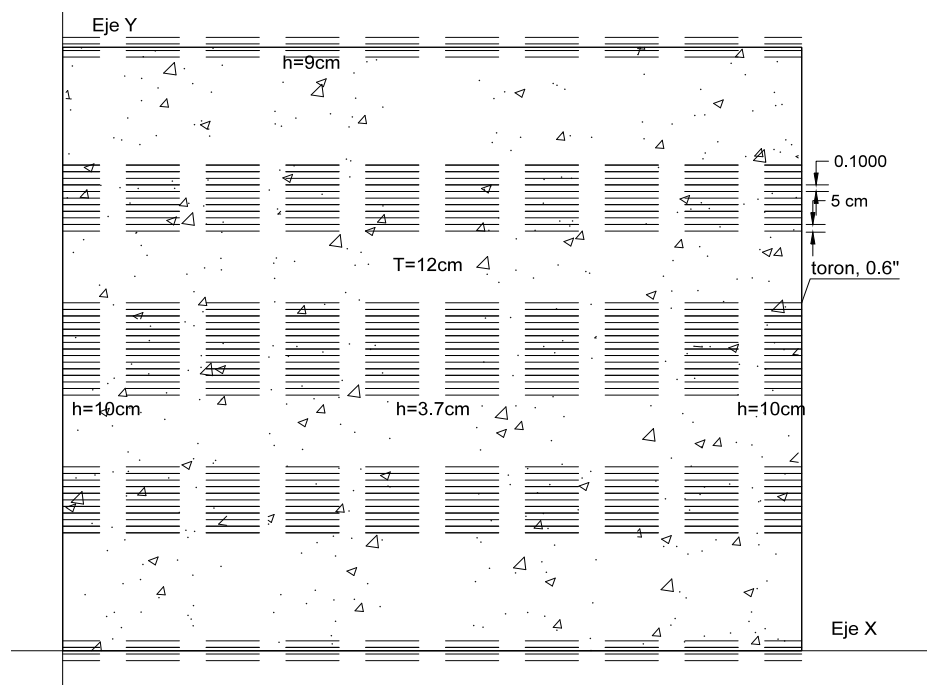
Resumen		
	eje X	eje Y
ancho tributario	2	2
cables Centro	15	13
cables eje	4	2
cables L/4	11	7
TOTAL	41	29

Figura 26. Distribución de torones en el eje y.

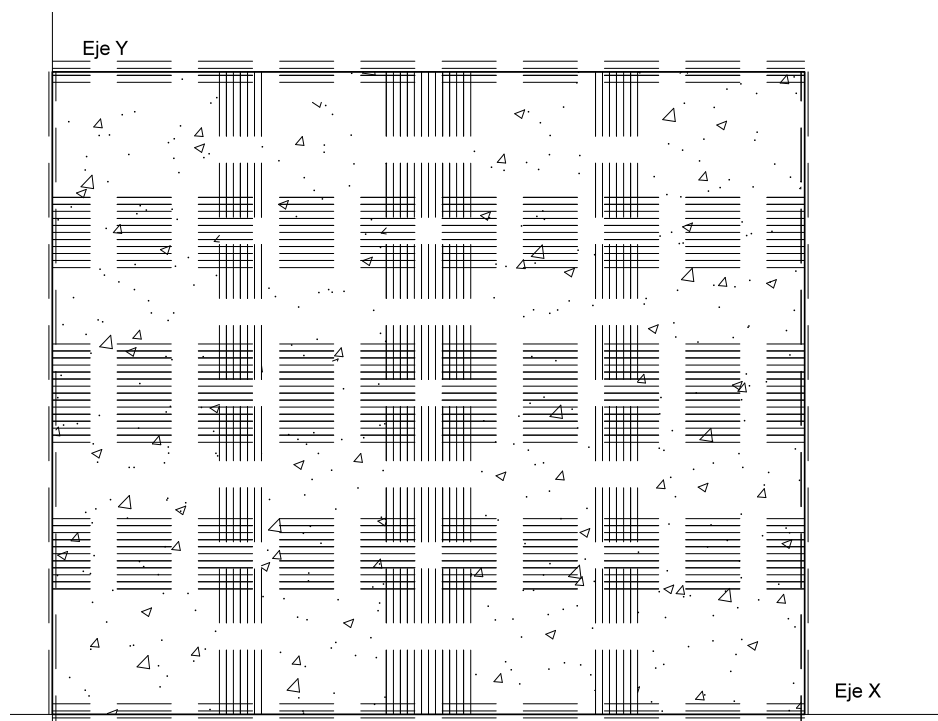


(Fuente: Propia.)

Figura 27. Distribución de torones en el eje x.



(Fuente: Propia.)

Figura 28. *Distribución final de torones .*

(Fuente: Propia.)

VIII. Estudio económico

LOSA CONCRETO REFORZADO

Dimensiones de la losa		Dimensiones de la viga	
Largo en x	10.7 m	Largo	10.7 m
Lado en y	9.15 m	ancho	0.25 m
espesor	0.16 m	espesor	0.65 m

Concreto losa		Concreto viga secundaria	
volumen	15.6648 m ³	volumen	1.73875 m ³
Costo	Q 1,233.00	Costo	Q 1,300.00
Sub-total	Q 19,314.70	Sub-total	Q 2,260.38

Total del concreto	Q 21,575.07
---------------------------	--------------------

Acero losa		Acero viga	
No. varilla	3	No. varilla	6
costo de varilla	Q30.90	costo de varilla	Q207.17
separación	0.2 m	largo	5.5
largo real de varilla	5.5 m	cantidad de varillas	9
cantidad de varillas	98 U	Sub-total (C)	Q 1,864.53
Sub- total (+)	Q 6,056.40	No. varilla	8
No. varilla	4	costo de varilla	Q276.23
costo de varilla	Q54.84	largo	6
separación	0.25 m	cantidad de varillas	4
largo	3 m	Sub-total (-)	1,104.92 Q
cantidad de varillas	24 U	No. varilla	5
Sub-total (-)	Q 2,632.32	costo de varilla	Q85.63
		largo	6
		cantidad de varillas	2
		Sub- total (+)	171.26 Q

costo total de acero	Q 11,829.43
-----------------------------	--------------------

Mano de obra

tablones

vigas

Sub-total **Q 1,000.00**

Puntales 4 U/m2

Costo Q 0.23 U/día

cantidad de días 16 días

Sub-total **Q 1,441.16**

Mano de obra

	cantidad	costo
albañil	3	125
ayudante	5	75
días	6	

Sub-total **Q 4,500.00**

volumen

concreto 17.40 m3

colocación Q 68.90 m3

bombeo Q 91.00 m3

Sub-total **Q 2,782.83**

TOTAL	Q 43,128.49
--------------	--------------------

LOSA CONCRETO POST-TENSADO

Dimensiones de la losa

Lado en eje x	10.7	m
Lado en eje y	9.15	m
espesor	0.16	m

Concreto losa

volumen	15.6648	m3
Costo	Q 1,310.00	
Sub-total	Q 20,520.89	

Total del concreto	Q 20,520.89
---------------------------	--------------------

Acero losa

No. varilla	3	
costo de varilla	Q30.90	
separación	0.25	m
largo	5.5	m
cantidad de varillas	79	U
Sub- total (+)	Q 4,882.20	

No. varilla	3	
costo de varilla	Q30.90	
separación	0.4	m
largo	3	m
cantidad de varillas	15	U
Sub-total (-)	Q 927.00	

Acero cables 0.6"

	cantidad de cables	
eje X	41	
eje Y	29	
cantidad	704.05	m
peso	774.46	kg
costo	Q 12.00	C/kg
Sub-total	Q 9,293.46	

costo total de acero	Q 13,553.75
-----------------------------	--------------------

Mano de obra

tablones

vigas

Sub-total	Q 800.00
------------------	-----------------

Puntales	4	U/m2
----------	---	------

Costo	Q 0.23	U/día
-------	--------	-------

cantidad de días	4	días
------------------	---	------

Sub-total	Q 360.29
------------------	-----------------

Mano de Obra

armado de losa	Q 1,000.00	2 albañiles+3 ayudantes, por dos días
----------------	------------	---------------------------------------

peso	774.46
------	--------

instalación y alquiler de equipo	Q 9.60	kg
----------------------------------	--------	----

Sub-total	Q 8,434.77
------------------	-------------------

volumen concreto	Q 15.66	m3
------------------	---------	----

colocación	Q 68.00	m3
------------	---------	----

bombeo	Q 91.00	m3
--------	---------	----

Sub-total	Q 2,490.70
------------------	-------------------

TOTAL	Q 47,709.31
--------------	--------------------

Resumen

	descripción	cantidad	unidades	costo	total	diferencia
concreto reforzado	concreto	17.4	m3	Q 21,575.07	Q 43,128.49	Q 4,580.82
	acero	1	unidad	Q 11,829.43		
	mano de obra	1	unidad	Q 9,723.99		
concreto postensado	concreto	15.6	m3	Q 20,520.89	Q 47,709.31	
	acero	1	unidad	Q 15,102.66		
	mano de obra	1	unidad	Q 12,085.76		

IX. Estudio comparativo

Al analizar los dos sistemas constructivos se encuentran varias ventajas y desventajas para cada uno, analizando primero el concreto reforzado se tiene,

A. Concreto reforzado

Por ser el método más utilizado existe una facilidad de encontrar los materiales de construcción lo cual en muchos casos por la competencia de mercado algunos precios pueden disminuir.

Entre los factores más importantes de este sistema constructivo es que no se requiere mano especializada para su construcción, teniendo únicamente 3 albañiles y las demás personas serán ayudantes para el armado de nuestra losa con un total de 5 ayudantes por 6 días.

B. Concreto postensado

Por el uso de concreto de mayor resistencia (5,000 PSI) a los 3 días se tiene una resistencia adecuada de la losa resistiendo su propio, pudiendo así iniciar el trabajo de desencofrado.

El refuerzo utilizado es el mínimo siendo el refuerzo de retracciones y temperatura mas los cables postensados, siendo mas fácil la instalación del refuerzo positivo ya sea utilizando varillas No.3@25cm o su equivalente en electromallama disminuyendo más el tiempo de armado de la losa.

Una de las limitantes principales de este sistema constructivo es la poca demanda de losas de entrepiso utilizando torones, haciendo que el material utilizado sea más caro por su escases en el mercado.

C. Comparación concreto reforzado-concreto postensado

Al comparar dichos métodos constructivos se puede observar que el sistema de losas postensadas es más eficiente para edificaciones donde se requiera una mayor rapidez en la construcción de edificaciones de comercio, donde cada día que no este inaugurada la estructura es una pérdida para los inversionistas.

Entre las mejoras encontradas por el diseño es la disminución del espesor de la losa logrando una disminución de 16cm a 12cm sin vigas intermedias dejando una luz libre de 10.7m en un eje y 9.15m en el otro. Teniendo una altura total de 3.20m en comparación a los 3.65m de la losa de concreto reforzado, lo cual también nos disminuye la altura de las columnas y esta disminución se puede observar en la altura y peso total de nuestro edificio.

Sin embargo, en estas construcciones se debe tener mucho cuidado a la hora de tensar los cables revisando la resistencia del concreto para que los esfuerzos generados por los cables no sobrepasen los esfuerzos del concreto según la etapa de tensado. Así mismo el equipo utilizado es especial, lo que implica el uso de gente capacitada para el manejo del mismo y la correcta revisión de elongaciones y curvatura de los cables.

Al comparar los costos obtenidos podemos observar un incremento del 10% para la losa postensada, causado por el costo de los cables y su instalación, este costo es una base el cual puede variar dependiendo de la cantidad de torones a utilizar pudiendo así disminuir en gran parte el costo final o también seria conveniente analizar la adquisición de este equipo y la importación del cable dependiendo de las dimensiones del proyecto.

X. Conclusiones

- Se pudo completar el análisis comparativo entre los dos métodos de construcción y el costo que implica cada uno, dejando al criterio del cliente que sistema desea usar según sus exigencias tanto constructivas, arquitectónicas, estructurales como económicas. Logrando una disminución de 4cm de la losa de concreto reforzado a concreto postensado con un incremento de costo del 10% el cual puede variar según las dimensiones del proyecto.
- Se diseñó una losa de aparcamiento según el código ACI 318-11, obteniendo una losa de 12cm de peralte, sin vigas secundarias teniendo una luz libre de 10.7m con un costo final de Q 47,709.31 utilizando 41 torones de 0.6” en el eje X y 29 en el eje Y.
- Se diseñó una losa de aparcamiento según el código ACI 318-11, obteniendo una losa de 16cm de peralte, con una viga secundaria de 65x25cm teniendo un costo final de Q 43,128.49.
- Según los costos obtenidos se puede observar que entre una losa y otra existe un incremento de 10% para la losa postensada en base a la reforzada, para comercios en donde se buscan construcciones mas rápidas donde se busca la inauguración de los edificios y generar ingresos para las empresas una losa de concreto postensado llega a ser mas eficiente.
- Debido a la alta resistencia del concreto utilizado para el diseño de la losa postensada, se requiere el área de acero mínimo pudiendo utilizar electromalla lo cual acelera el proceso de armado a 2 días en comparación con la losa de concreto reforzado de 6 días; así mismo el desencofrado de la formaleta se puede realizar a los 3 días en las construcciones pretensadas pudiendo el concreto resistir su propio peso en comparación con los 14 días de la losa de concreto reforzado.

XI. Recomendaciones

- Se recomienda continuar con este trabajo comparativo realizando el análisis completo, incluyendo losas, vigas, columnas y el diseño sísmico de la estructura.
- Es recomendable que el diseño de los cables se haga para un ancho tributario menor logrando así una mayor eficiencia de los cables ya que entre un mayor ancho tributario se puede llegar a sobreestimar incrementando así los costos, debido a que mientras mas se acerca al eje los momentos a resistir son menores.
- Se recomienda realizar el análisis de la losa estudiada utilizando vigas postensadas para evitar tener cables a lo largo de la losa y no tener riesgos de ruptura por alguna modificación de la losa como instalaciones sanitarias o eléctricas que requieran perforar la losa.
- Se recomienda según la magnitud del cable realizar un estudio económico y de factibilidad el traer los cables de México con el fin de disminuir costos.

XII. Bibliografía

1. AGIES NSE 2-10, *Demandas Estructurales, condiciones de sitio y niveles de protección*. Guatemala 2010.
2. American Concrete Institute, *ACI 318-11*.
3. Bertin Valdivia, Maria Jose.; Facultad de Ingenieria, Depto. Ingeniero Constructor, *Estudio Comparativo entre losa tradicional de hormigón armado y losa postensada con adherencia*. Chile: Universidad Austral ,2009.
4. Bolivar Ignacio Tapia, Facultad de Ingenieria, *Diseño estructural del puente sobre el canal internacional Ecuador-Perú*, Ecuador 2009.
5. Guide for Design of Post-Tensioned Buildings , *PTI-2011*.
6. H. Nislon, Arthur. *Diseño de estructuras de concreto. Duodecima Edicion, Mc Graw Hill, Guatemala*. 2001. 722 paginas.
7. Julian Gonzales, Facultad de Ingenieria, *Optimización heurística económica de tableros de puentes losa pretensados*. Universidad Politecnica de Valencia, Valencia 2009.
8. McCormacm Jach C. *Diseño de concreto reforzado*. Octava Edicion, Alfaomega, Guatemala.
9. Maria Anabela Gabalec, Facultad de Ingenieria, Depto. Ingeniero Constructor, *Tiempo de fraguado del hormigón*, Universidad tecnológico nacional, 2008.
10. Post Tensioning Institute- *PTI*.

11. Ricardo Noguera, Facultad de Ingeniería, *hormigón prefabricado - postensado vs. elaborado in situ y comparacion de proyectos de viaductos*, Brasil 2003.
12. Sami kan, Martin Williams. *Post-tensioned concrete floors*, Buterworth Heinneman.
13. Sanchez Carreon, Sergio Manuel y De Jesus Delfina Juan.; Facultad de Ingenieria, Depto. Ingenieria Civil, *Analisis y diseño de edificio habitacional a base de losas postensadas*. Mexico D.F: Instituto Politecnico Nacional 2009.