

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**COMPARACIÓN TÉCNICA - ECONÓMICA DEL ENTREPISO DE UN
EDIFICIO DE DIEZ PLANTAS CON SISTEMA DUAL QUE EMPLEA
LOSAS DE HORMIGÓN ARMADO O DE HORMIGÓN
POSTENSADO.**

PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

JOSÉ ALBERTO HURTADO AGUILAR
jaha@outlook.es

DIRECTOR: PhD. ING. LUIS TINERFE HERNÁNDEZ RODRÍGUEZ
luis.hernandezr@epn.edu.ec

Quito, septiembre 2018

DECLARACIÓN

Yo José Alberto Hurtado Aguilar declaro bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional puede hacer uso de los derechos que le correspondan de este trabajo, según lo establecido en la Ley de Propiedad Intelectual, en su Reglamento y por la Normativa Nacional vigente.

José Alberto Hurtado Aguilar

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por José Alberto Hurtado Aguilar, bajo mi supervisión.

PhD. ING. LUIS TINERFE HERNANDEZ
DIRECTOR DEL PROYECTO

AGRADECIMIENTOS

Agradezco de manera especial al Ing. Sebastián Morales, tutor y mentor en este proyecto de titulación con su aporte de conocimiento, experiencia y comentarios. Así mismo al Ing. Miguel Morales por su colaboración en la culminación de este trabajo.

Al Dr. Hernández por su apoyo, confianza y guía para la elaboración de este proyecto.

A Brenda Buenaño, Álvaro Tipán y Álex Subía por su apoyo y consejo en diversos aspectos de mi vida y carrera universitaria. Ellos con quienes compartí momentos gratos y adversos los mismos que fortalecieron la amistad.

DEDICATORIA

A mi abuelo Jorge Aguilar y a mi abuela Lucila Guerrero, por guiar mi vida con amor y alegría y forjar la persona que soy.

A mi madre Patricia Aguilar ya que su sacrificio me ayudo a llegar a esta etapa de mi vida, por compartir este logro junto a mí

ÍNDICE DE CONTENIDOS

DECLARACIÓN _____	II
CERTIFICACIÓN _____	III
AGRADECIMIENTOS _____	IV
DEDICATORIA _____	V
ÍNDICE DE CONTENIDOS _____	VI
ÍNDICE DE TABLAS _____	XI
ÍNDICE DE FIGURAS _____	XIII
RESUMEN _____	XVI
ABSTRACT _____	XVII
PRESENTACIÓN _____	XVIII
CAPITULO 1 _____	1
INTRODUCCIÓN _____	1
1.1 Antecedentes _____	1
1.2 Postensado en la construcción _____	5
1.3 Aplicaciones del postensado _____	11
1.4 Economía en la construcción _____	16
1.5 Postensado en el Ecuador _____	19
1.6 Justificación _____	22
1.7 Objetivos _____	23
1.7.1 Objetivo General _____	23
1.7.2 Objetivos Específicos _____	23
CAPÍTULO 2 _____	24

2	Marco teorico _____	24
2.1	Materiales _____	24
2.1.1	Hormigón de alta resistencia _____	25
2.1.2	Torones de acero _____	25
2.1.3	Anclajes _____	27
2.1.4	Placas de apoyo. _____	28
2.1.5	Cuñas de anclaje _____	28
2.1.6	Gato hidráulico _____	29
2.1.7	Sillas de torones o barras de refuerzo. _____	29
2.1.8	Tendones _____	30
2.1.9	“Pocket formers” _____	31
2.1.10	Cortadora de torones. _____	31
2.2	Referencias Estandar _____	32
2.2.1	Post-tensioning institute (PTI) _____	32
2.2.2	Normativa internacional. _____	32
2.3	Construcción de hormigón postensado no adherente monotoron. _____	33
2.3.1	Tipos de sistemas de entrepiso _____	34
2.3.2	Montaje de sistema de entrepiso no adherente bidireccional. _____	34
2.3.3	Fabricación y entrega de los torones _____	36
2.3.4	Conexión losa-columna - acero de refuerzo no pre esforzado. _____	37
2.3.5	Colocación de los tendones _____	40
2.3.6	Ductos para instalaciones _____	41
2.3.7	Colocación del hormigón _____	41
2.3.8	Tensado de los tendones _____	41
2.3.9	Corte de los tendones _____	42
2.4	Fundamentos de analisis y diseño _____	43
2.4.1	Economía _____	43
2.4.2	Seguridad (estado límite último) _____	44
2.4.3	Funcionabilidad (estado límite de servicio) _____	44
2.5	Analisis flexural _____	45

2.5.1 Etapas de carga para el hormigón postensado _____	45
2.6 Balanceo de cargas _____	47
2.6.1 Balanceo de cargas en losas de dos direcciones _____	47
2.6.2 Procedimiento de análisis _____	48
2.6.3 Propiedades para cálculo de esfuerzo en Cargas de servicio _____	59
2.6.4 Esfuerzo permisible en el estado de transferencia _____	60
2.6.5 Esfuerzo de compresión en hormigón en Cargas de Servicio _____	61
2.6.6 Cálculo de deflexiones _____	62
2.7 Capacidad nominal _____	63
2.7.1 Esfuerzo de tensión en el cable para capacidad nominal _____	63
2.7.2 Límite superior de refuerzo _____	64
2.7.3 Refuerzo mínimo requerido _____	64
2.7.4 Momento de fisuramiento _____	65
2.7.5 Diseño a Cortante para losas bidireccionales _____	65
2.7.6 Perdidas de pre esfuerzo _____	66
2.8 Diseño de elementos estructurales en hormigón armado. _____	66
2.8.1 Parámetros de diseño _____	66
2.8.2 Arquitectura del proyecto _____	67
2.8.3 Predimensionamiento _____	69
2.8.4 Consideración de cargas _____	73
2.8.5 Cortante basal de diseño _____	74
2.8.6 Agrietamiento de secciones _____	75
2.8.7 Control de derivas _____	77
CAPÍTULO 3 _____	78
3 Metodología _____	78
3.1 Consideraciones generales de estudio _____	78
3.2 Consideraciones generales de diseño y modelado en software. _____	78
3.2.1 Geometría _____	79
3.2.2 Materiales constitutivos _____	79
3.2.3 Combinaciones de cargas _____	80

3.2.4 Condiciones de borde	80
3.2.5 Generalidades	80
CAPÍTULO 4	81
4 Análisis comparativo de hormigon armado y hormigon postensado.	81
4.1 Análisis de losas aisladas	81
4.1.1 Modelos generados.	81
4.1.2 Validación de resultados	82
4.1.3 Análisis y comparación de losas aisladas - hormigón armado y hormigón postensado.	83
4.1.4 Cantidades de materiales	84
4.1.5 Competitividad en costos para losas macizas aisladas.	85
4.2 Análisis del modelo en hormigón armado y hormigón postensado	88
4.2.1 Ejemplo de cálculo y validación de resultados con software.	88
4.2.2 Generalidades	93
4.3 Diseño de elementos estructurales	93
4.3.1 Espectro de diseño	94
4.3.2 Modelo computacional	95
4.3.3 Modos de vibración modelo de hormigón armado	96
4.3.4 Derivas Máximas Sentido X – Hormigón armado	96
4.3.5 Derivas Máximas Sentido Y – Hormigón armado	97
4.3.6 Modos de vibración modelo de hormigon postensado	98
4.3.7 Derivas máximas Sentido X – Hormigón postensado	99
4.3.8 Derivas máximas Sentido Y – Hormigón postensado	100
4.4 Diseño estructural	101
4.4.1 Diseño de vigas	101
4.4.2 Ejemplo de cálculo	103
4.5 Diseño de columnas	103
4.5.1 Diagramas de iteración	104
4.5.2 Modelo de Diseño por corte	106

4.6 Conexión Viga - Columna _____	107
4.7 Diseño de muros _____	108
4.7.1 Diagramas de iteración _____	109
4.7.2 Participación de muros en sistema duales _____	110
4.8 Diseño de losa _____	111
4.8.1 Diseño de losa de hormigón armado _____	111
4.9 Diseño Estructural _____	113
4.10 Análisis comparativo Económico _____	113
Capitulo 5 _____	116
5 Conclusiones y recomendaciones _____	116
5.1 Conclusiones _____	116
5.2 Recomendaciones _____	119
Referencias bibliograficas _____	121
6 Anexos _____	123
6.1 Anexo de precios unitarios _____	124
6.2 Anexo de planos estructurales _____	137

ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 2. 1</i> Diámetros de cables trenzados para postensado en Ecuador. _____	26
<i>Tabla 2. 2</i> Especificaciones estándar para postensado _____	33
<i>Tabla 2. 3</i> Tipos de sistemas de entrepiso _____	34
<i>Tabla 2. 4</i> Tolerancias de sección típicas para la colocación del tendón _____	40
<i>Tabla 2. 5</i> Límite de esfuerzo a la compresión en la fibra extrema _____	60
<i>Tabla 2. 6</i> Límite de esfuerzo a la tensión en la fibra extrema _____	61
<i>Tabla 2. 7</i> Límite de esfuerzo a compresión bajo cargas de servicio _____	61
<i>Tabla 2. 8</i> Deflexiones calculadas máximas permisibles _____	62
<i>Tabla 2. 9</i> Requerimientos de diseño por cargas de servicio _____	63
<i>Tabla 2. 10</i> Valores de β_1 para distribución de esfuerzos en el hormigón _____	64
<i>Tabla 2. 11</i> Refuerzo mínimo para losas bi direccionales postensadas _____	65
<i>Tabla 2. 12</i> Predimensionamiento losa en dos direcciones _____	69
<i>Tabla 2. 13</i> Predimensionamiento de losa _____	70
<i>Tabla 2. 14</i> Peralte mínimo para vigas _____	71
<i>Tabla 2. 15</i> Predimensionamiento de viga _____	71
<i>Tabla 2. 16</i> Predimensionamiento de columnas _____	72
<i>Tabla 2. 17</i> Secciones de elementos para prediseño _____	73
<i>Tabla 2. 18</i> Carga Viva _____	73
<i>Tabla 2. 19</i> Valores para agrietamiento de elementos estructurales _____	76
<i>Tabla 4. 1</i> Comparación de resultados entre software SAP2000 y ADAPT. ____	82
<i>Tabla 4. 2</i> Combinaciones de luces y áreas para el estudio comparativo. _____	83
<i>Tabla 4. 3</i> Comparación de volúmenes de materiales. _____	84
<i>Tabla 4. 4</i> Competitividad en costos. Hormigón _____	85
<i>Tabla 4. 5</i> Competitividad en costos. Acero de Refuerzo. _____	85
<i>Tabla 4. 6</i> Competitividad en costos. Cables postensados. _____	86
<i>Tabla 4. 7</i> Competitividad en costos para losas macizas aisladas. _____	86
<i>Tabla 4. 8</i> Cargas para cálculo manual _____	89
<i>Tabla 4. 9</i> Tabla de momentos - Ejemplo Manual _____	92

<i>Tabla 4. 10 Momento de Demanda - Ejemplo Manual</i>	92
<i>Tabla 4. 11 Modos de vibración - Hormigón Armado</i>	96
<i>Tabla 4. 12 Derivas máximas – X</i>	97
<i>Tabla 4. 13 Derivas máximas – Y</i>	98
<i>Tabla 4. 14 Modos de vibración - Hormigón postensado</i>	98
<i>Tabla 4. 15 Derivas máximas – X</i>	99
<i>Tabla 4. 16 Derivas máximas – Y</i>	100
<i>Tabla 4. 17 Diseño de vigas</i>	103
<i>Tabla 4. 18 Diseño a corte columna - C1</i>	106
<i>Tabla 4. 19 Condiciones para CVC</i>	107
<i>Tabla 4. 20 CVC – Corte</i>	107
<i>Tabla 4. 21 CVC – Confinamiento</i>	108
<i>Tabla 4. 22 CVC - Deterioro de la adherencia</i>	108
<i>Tabla 4. 23 CVC – Anclaje</i>	108
<i>Tabla 4. 24 Participación de muros - Sistema Dual RC</i>	110
<i>Tabla 4. 25 Participación de muros - Sistema Dual PT</i>	110
<i>Tabla 4. 26 Diseño de panel de losa</i>	112
<i>Tabla 4. 27 Costos directos hormigón armado</i>	114
<i>Tabla 4. 28 Costos directos hormigón postensado</i>	114

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1. 1 Comparación entre hormigón armado y hormigón postensado</i>	3
<i>Figura 1. 2 El efecto del pre esfuerzo en el hormigón.</i>	3
<i>Figura 1. 3 Principio de pre esfuerzo lineal y circular</i>	4
<i>Figura 1. 4 Esfuerzos en el hormigón</i>	7
<i>Figura 1. 5 Entrepiso de hormigón postensado.</i>	11
<i>Figura 1. 6 Losa de cimentación en hormigón postensado.</i>	12
<i>Figura 1. 7 Puente en hormigón postensado.</i>	12
<i>Figura 1. 8 Tanque de almacenamiento.</i>	13
<i>Figura 1. 9 Estadio construido con hormigón postensado.</i>	14
<i>Figura 1. 10 Rieles para tren elevado.</i>	14
<i>Figura 1. 11 Cables para puentes atirantados.</i>	15
<i>Figura 1. 12 Cable de barrera</i>	16
<i>Figura 1. 13 Edificio YOO Quito. U&S</i>	20
<i>Figura 1. 14 Puente del Chiche.</i>	20
<i>Figura 1. 15 Puente Atirantado de Orellana.</i>	21
<i>Figura 2. 1 Tipos de torones para sistema postensado.</i>	26
<i>Figura 2. 2 Anclaje</i>	27
<i>Figura 2. 3 Placa de Apoyo</i>	28
<i>Figura 2. 4 Cuñas de anclaje</i>	28
<i>Figura 2. 5 Gato Hidráulico (JACK).</i>	29
<i>Figura 2. 6 Sillas de torones</i>	30
<i>Figura 2. 7 Tendón de acero para postensado</i>	30
<i>Figura 2. 8 Pocket Former.</i>	31
<i>Figura 2. 9 Cortadoras</i>	31
<i>Figura 2. 10 Entrepiso de hormigón postensado no adherente.</i>	35
<i>Figura 2. 11 Refuerzo y apoyo de losas macizas de hormigón postensado.</i>	38
<i>Figura 2. 12 Refuerzo superior en el capitel de hormigón.</i>	38
<i>Figura 2. 13 Filas de pernos</i>	39

<i>Figura 2. 14 Perfil de tendón</i>	50
<i>Figura 2. 15 Cargas actuantes en un elemento estructural postensado</i>	51
<i>Figura 2. 16 Equilibrio de fuerzas para un elemento postensado</i>	52
<i>Figura 2. 17 Equilibrio de fuerzas introducidas por la tensión</i>	53
<i>Figura 2. 18 Momento generado por la reacción a la tensión introducida.</i>	53
<i>Figura 2. 19 Momento secundario</i>	54
<i>Figura 2. 20 Diagrama de cuerpo libre combinado</i>	55
<i>Figura 2. 21 Acciones de equilibrio - diagrama de cuerpo libre combinado</i>	56
<i>Figura 2. 22 Tensión y compresión en el elemento estructural postensado</i>	56
<i>Figura 2. 23 Diagrama de esfuerzos para elemento postensado</i>	57
<i>Figura 2. 24 Esfuerzo ultimo de tensión en la fibra extrema</i>	58
<i>Figura 2. 25 Diagrama de esfuerzos con refuerzo no pre esforzado</i>	58
<i>Figura 2. 26 Arquitectura del proyecto Planta Tipo</i>	68
<i>Figura 2. 27 Arquitectura del Proyecto Planta Subsuelo</i>	68
<i>Figura 4. 1 Modelo de losa aislada. Software ADAPT</i>	81
<i>Figura 4. 2 Modelo de losa aislada. Software SAP2000</i>	82
<i>Figura 4. 3 Tendencia de costo de losas macizas aisladas de hormigón armado y de hormigón postensado</i>	87
<i>Figura 4. 4 Comparación en costos directos de losas de hormigón armado y losas de hormigón postensado.</i>	87
<i>Figura 4. 5 Ejemplo de cálculo manual</i>	88
<i>Figura 4. 6 Diagrama de cargas de Servicio - Ejemplo Manual</i>	90
<i>Figura 4. 7 Diagrama de momentos de servicio - Ejemplo Manual</i>	90
<i>Figura 4. 8 Diagrama de cargas ultimas - Ejemplo Manual</i>	90
<i>Figura 4. 9 Diagrama de momentos últimos - Ejemplo Manual</i>	90
<i>Figura 4. 10 Diagrama de cargas balanceadas - Ejemplo Manual</i>	91
<i>Figura 4. 11 Diagrama de momentos balanceados - Ejemplo Manual</i>	91
<i>Figura 4. 12 Diagrama de fuerzas en el elemento postensado - Ejemplo Manual</i>	93
<i>Figura 4. 13 Espectro de diseño</i>	94
<i>Figura 4. 14 Modelo Computacional generado</i>	95
<i>Figura 4. 15 Deriva Estática X</i>	96

<i>Figura 4. 16 33 Deriva Estática Y</i>	97
<i>Figura 4. 17 Deriva Estática X</i>	99
<i>Figura 4. 18 Deriva Estática Y</i>	100
<i>Figura 4. 19 Sección final de viga 1 - RC</i>	101
<i>Figura 4. 20 Sección final de viga 2 - RC</i>	102
<i>Figura 4. 21 Sección final de viga 1 – PT</i>	102
<i>Figura 4. 22 Sección de columna - C1</i>	104
<i>Figura 4. 23 Diagrama de iteración Sentido X - C1</i>	104
<i>Figura 4. 24 Sección de Columna - C2 RC</i>	105
<i>Figura 4. 25 Diagrama de iteración Sentido X - C2 RC</i>	105
<i>Figura 4. 28 Sección de muro - L</i>	109
<i>Figura 4. 29 Diagrama de iteración muro Sentido X – Muro 2.5m</i>	109
<i>Figura 4. 31 Diagrama de iteración muro Sentido Y – Muro 3.25m</i>	110
<i>Figura 4. 36 Diagrama de momentos - Strip Method Design</i>	111
<i>Figura 4. 37 Losa de hormigón postensado</i>	112
<i>Figura 4. 38 Comparación Económica de edificio de hormigón armado y de hormigón postensado</i>	115

RESUMEN

La presente estudio técnico compara dos modelos de edificios con las mismas características arquitectónicas para evaluar las ventajas económicas que se obtienen al emplear un sistema de losas de hormigón con acero postensado, bajo todas las provisiones y requisitos que se establecen en los distintos códigos y normas de la construcción. (ACI Committee 318, 2014) (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015)

El edificio que se va a comparar utiliza un sistema dual de pórticos especiales resistentes a momentos y muros especiales de corte que formarán conjuntamente el sistema resistente a fuerzas laterales. Este sistema estructuralmente presenta un mejor comportamiento en cuanto a rigidez y control de derivas, mostrándolo como una alternativa al sistema aporticado que en zonas de alta amenaza sísmica ha tenido un desempeño deficiente como se ha evidenciado en los últimos años con la afectación de sismos locales.

La modelación y el análisis del comportamiento de las losas de hormigón postensado y del sistema resistente de fuerzas laterales son la base teórica de este estudio, el cual analiza tanto economía como comportamiento estructural. El desarrollo de materiales de alta resistencia ha permitido que el uso de losas postensadas sea común en edificaciones y que estén aprovechen las características de estos materiales obteniendo beneficios económicos.

El presente trabajo desarrolla los procesos de cálculo de los elementos de hormigón armado para los dos modelos de hormigón armado y de hormigón postensado en las losas, determinando su comportamiento estructural y muestra además, el aporte que un sistema dual ofrece a una estructura de altura media.

También se realizó una comparación económica para losas aisladas de hormigón armado y una planta tipo con diferentes luces mostrando gráficamente mediante curvas y barras el ahorro en cantidades de materiales que se puede alcanzar mediante el uso del sistema postensado, mostrándose así como una alternativa eficiente y económica para su aplicación en la industria de la construcción.

ABSTRACT

A comparison between two models of buildings with the same architectural characteristics is presented to evaluate the economic advantages which are obtained by using a system of postensioned slabs, under all provisions and requirements that are established in the different codes and construction standards (ACI Committee 318, 2014) (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015).

The building to be compared is composed as a dual system of special moment frame in combination with special structural walls that together conforms the lateral force resistant system, this system provides an advantage in terms of drifts and building stiffness, in comparison with a system only composed with special moment frame which its performance is poor in a high seismic zone as it has been evidenced in the last years with the affectation of local earthquakes

The modeling and understanding of the behavior of the post-tensioned concrete slabs and the lateral force resistant system are the theoretical basis of this research, which analyzes both economy and structural behavior.

The development of high strength materials has allowed the use of post-tensioned slabs to be common in buildings where the advantages of this materials have been turned into economic benefits.

This research developed the calculation processes of the reinforced concrete elements for the two models. One of reinforced concrete and another of postensioned concrete in slabs, determining its structural behavior and also showing the contribution that a dual system offers to an average height structure.

Also, the economic comparison was made for insulated reinforced concrete slabs and a typical plant with different spans showing graphically through curves and bars the savings in material quantities that can be achieved through the use of the post-tensioned system, thus showing an efficient and economical alternative for its application in the construction industry.

PRESENTACIÓN

Este proyecto de titulación consta de cinco capítulos descritos a breves rasgos a continuación:

- Capítulo 1: Introducción.

Este capítulo narra el desarrollo y la historia del postensado a través de los años, la experiencia que se ha obtenido mediante este sistema constructivo en otros países, ventajas y desventajas que se añaden al proceso constructivo, usos y aplicaciones del mismo y su participación en el país.

- Capítulo 2: Marco teórico.

Introducción a los materiales que se utilizan, normas y códigos que rigen en el proceso de diseño y montaje de losas postensadas, se explican además los fundamentos teóricos y bases que se utilizan en el hormigón postensado.

- Capítulo 3: Metodología.

Breve acercamiento a las consideraciones de materiales y de modelaje en software basado en algunos manuales de diseño en programas computacionales.

- Capítulo 4: Desarrollo y análisis comparativo de hormigón armado y de hormigón postensado.

Desarrollo de métodos de cálculo tanto para hormigón armado como de hormigón postensado, validación de resultados, análisis y comparación económica de losas aisladas de hormigón armado y de hormigón postensado a partir de la cual se desarrolló una curva de tendencia en cuanto a costos directos versus luces arquitectónicas. Se muestra además, un ejemplo didáctico de cálculo de losas postensadas desarrollado y la comparación final entre los dos edificios del objeto de estudio de este proyecto.

- Capítulo 5: Conclusiones y recomendaciones

Síntesis del trabajo desarrollado en la cual se pronuncian los resultados obtenidos y las recomendaciones que este proyecto sugiere bajo su culminación.

Los anexos, por otro lado, presentan Análisis de Precios Unitarios (APUS) utilizados para la comparación económica y planos estructurales donde se pueden encontrar las cantidades de materiales que se requieren para cada edificio.

CAPITULO 1

1 INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

El concreto es una roca artificial cuya obtención y propiedades provienen de la combinación de cemento, arena, grava y agua para ser moldeados en las formas y tamaños que se esperan en la estructura. Para la elaboración del concreto se añadía ciertos componentes para incluir ciertas características de resistencia al concreto así como trabajabilidad, durabilidad y resistencia (McCORMAC Jack, 2006). Así, como muchas rocas, el concreto es resistente bajo solicitaciones de compresión, pero relativamente débil para solicitaciones de tensión y es así que para la segunda mitad del siglo XIX se pudo utilizar acero de refuerzo para los miembros de concreto. La combinación resultante de ambos materiales se denomina hormigón armado, la unión de los dos materiales aprovecha las ventajas de cada uno como son: un costo bajo, buena resistencia al clima y al fuego, altas resistencia a compresión, ductilidad y tenacidad del acero para solicitaciones de flexión. Esta combinación resultó en un sinnúmero de aplicaciones en la construcción de edificios, puentes, represas y reservorios (NILSON Arthur, 2010).

El concreto es resistente a esfuerzos de compresión, pero es débil a esfuerzos de tensión, esta capacidad a tensión varía entre un 8 al 14% de la capacidad a compresión. (NAWY, 2009). Debido a esta poca capacidad a tensión se producen fisuras a flexión desarrolladas en instancias tempranas de carga. Para reducir o disminuir dichas fisuras se han impuesto fuerzas concéntricas o excéntricas en dirección longitudinal al elemento estructural mediante la inclusión de acero de refuerzo. Esta fuerza previene la aparición de roturas mediante la eliminación o disminución de esfuerzos de tensión en secciones críticas y mejora la capacidad para cargas de servicio, incrementa la ductilidad, la capacidad a corte y torsión de las secciones. Así, las secciones son capaces de trabajar en el rango elástico y toda la capacidad de la sección del concreto sometido a compresión puede ser utilizada eficientemente cuando las cargas actúan sobre la estructura.

La aparición de estas fisuras en etapas tempranas debido a la incompatibilidad de esfuerzos entre el acero y el hormigón fue tal vez el punto de partida en el desarrollo del sistema pre esforzado, en el cual la compresión permanente a un material como el concreto, el cual es fuerte en compresión, pero débil en tensión, incrementará aparentemente la resistencia a tensión de ese material. (Krishna, 2007)

La primera patente de hormigón pretensado fue publicada en San Francisco por P.H. Jackson en 1886. Sin embargo, el desarrollo moderno del hormigón pre esforzado se lo atribuye a Eugene Freyssenet en Francia. Fue Freyssenet quien introdujo fuerzas permanentes al hormigón para resistir fuerzas elásticas producidas por cargas externas, esta idea fue conocida como pre esfuerzo. Además, fue el quien empezó a utilizar cables de acero de alta resistencia para el concreto preesforzado (POST - TENSIONING INSTITUTE, 2006).

En la actualidad ha sido posible desarrollar acero a un costo relativamente bajo cuya resistencia es 3 o 4 veces mayor al acero de refuerzo ordinario. Así mismo, es posible producir un hormigón de 4 a 5 veces más resistente a compresión que los hormigones comunes. Estos materiales de alta resistencia ofrecen algunas ventajas incluyendo menores secciones en miembros estructurales, reducción de carga muerta y extensiones largas. La combinación de estos materiales de alta resistencia se conoce como hormigón pre esforzado, el acero en forma de cables, hilos o barras embebidas en el hormigón bajo altos esfuerzos de tensión se mantienen en equilibrio con los esfuerzos a compresión que se presentan en el hormigón después de fraguarse. (NILSON Arthur, 2010).

La principal diferencia entre el hormigón armado y el hormigón pre esforzado es el hecho de que, en el hormigón armado se combina únicamente concreto y barras de acero colocándolos juntos en un elemento estructural dejando que actúen juntos como se esperaría. Por otro lado, el hormigón pre esforzado combina los materiales de alta resistencia de forma activa mediante la tensión del acero y conteniéndolo dentro del hormigón. Véase: Figura 1. 1 Comparación entre hormigón armado y hormigón postensado. Esta combinación activa resulta en un mejor comportamiento de los dos materiales. El acero es un material dúctil que trabaja bajo tensiones altas después del pre esfuerzo. El concreto es un material frágil a

tensión cuya capacidad se ve mejorada con la inclusión del acero sin que su capacidad a compresión se vea afectada (LIN T.Y, 2010).

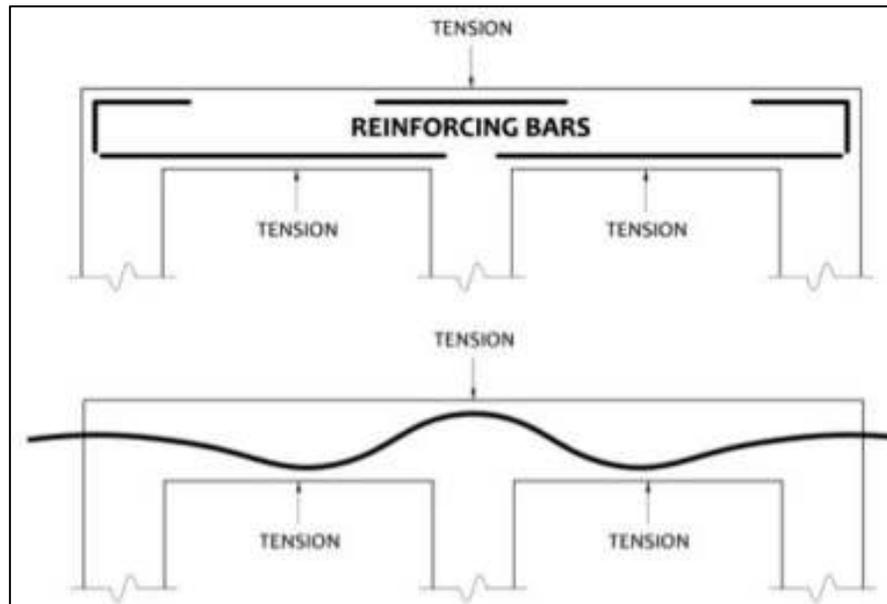


Figura 1. 1 Comparación entre hormigón armado y hormigón postensado

Tomado de: Miroslav Vejvoda, Introduction to Post-Tensioning, 2014.

El hormigón pre esforzado es básicamente concreto en el cual se introducen esfuerzos con magnitud y distribución controlada de tal manera que los esfuerzos que provienen de cargas externas son contrarrestados con los esfuerzos internos en un grado deseado (Krishna, 2007). Véase:Figura 1. 2 El efecto del pre esfuerzo en el hormigón. De modo que la sección trabaje bajo esfuerzos menores.

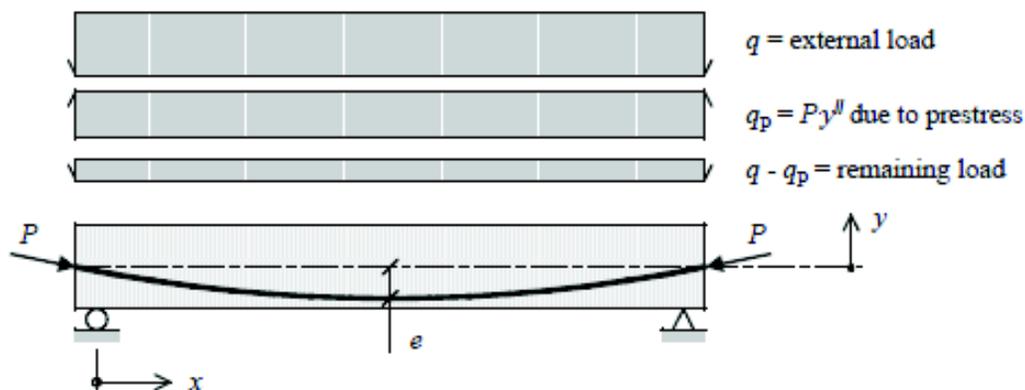


Figura 1. 2 El efecto del pre esfuerzo en el hormigón.

Tomado de: FIB, Post-tensioning in buildings, 2004.

Mientras que las cargas gravitacionales externas (q) transmiten esfuerzos en los elementos, a estos se oponen esfuerzos de signo contrario (qp) que se logran mediante el tensado de los cables de acero colocados en el hormigón. Obteniéndose así una carga remanente de menor magnitud sobre el hormigón.

El tipo de pre esfuerzo al que se somete una sección proviene de la dirección donde se localizan los esfuerzos que se introducen, habiendo así, esfuerzos que se aplican longitudinalmente o paralelos al eje del elemento donde se conoce como pre esfuerzo lineal y aquellos que envuelven al elemento o están trasversales al eje axial y se conocen como pre esfuerzos circulares. La Figura 1. 3 Principio de pre esfuerzo lineal y circular, pretende mostrar la acción del pre esfuerzo en cada sistema mencionado.

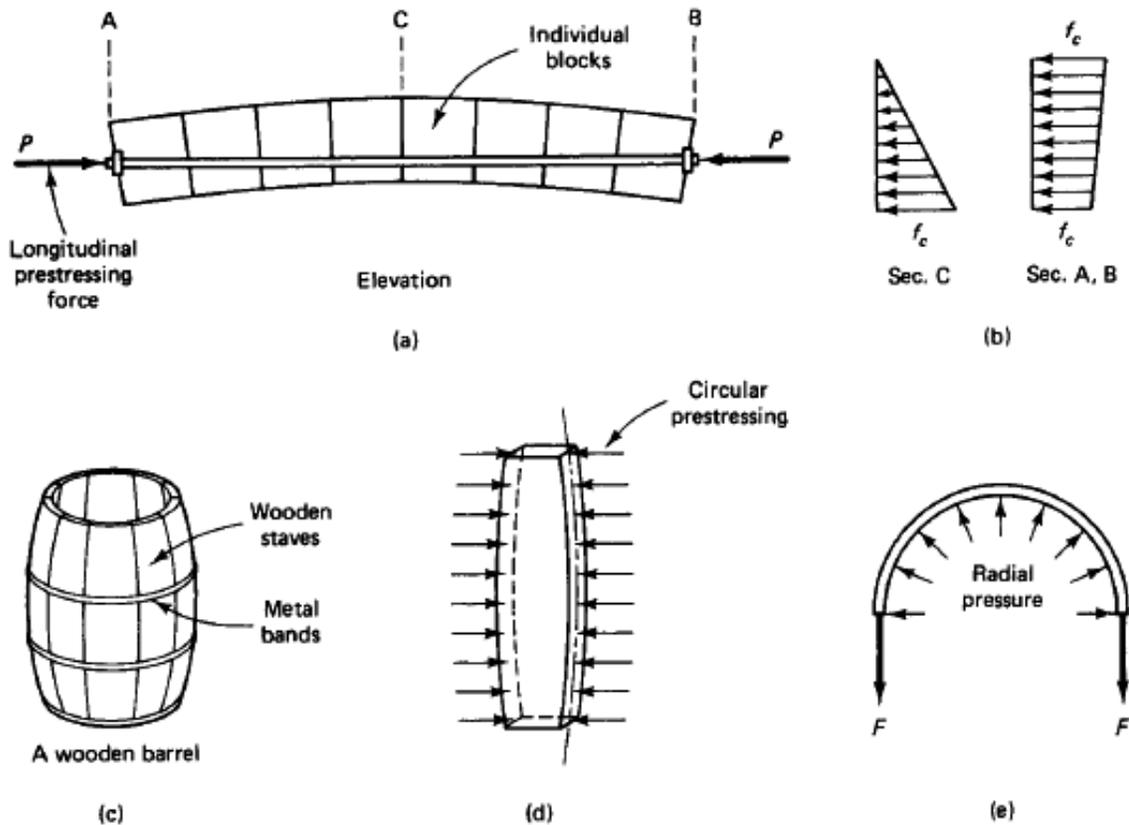


Figura 1. 3 Principio de pre esfuerzo lineal y circular

Tomado de: Nawy Edward, Prestressed concrete, 2009.

- (a) Representa el pre esfuerzo lineal a una serie de bloques individuales para formar una viga.
- (b) Los esfuerzos de compresión que corresponden a la sección C en la mitad del elemento formado, y los esfuerzos que se forman en las secciones A y B en los extremos del elemento formado.
- (c) Pre esfuerzos circulares representados por la compresión que generan los anillos en el barril de madera para contrarrestar sus esfuerzos de tensión.
- (d) Esfuerzos circulares que se presentan en los anillos de un bastón de madera.
- (e) Representa la fuerza de tensión que se produce en respuesta a la presión interna a la barra de metal.

Mediante el desarrollo de la tecnología del hormigón pre esforzado se tendió a producir elementos prefabricados de hormigón los cuales se conocerían como elementos de hormigón pretensado. Proceso en el cual se tensa los cables de acero y posterior a esto se vierte el hormigón lográndose así la pre compresión en el concreto al cortar los cables de acero después del fraguado. Las aplicaciones de este proceso se vieron potenciales en la construcción de puentes. Sin embargo, la construcción in situ de varios elementos permitió el desarrollo del hormigón postensado en respuesta a este método constructivo incorporando las características del hormigón pre esforzado en otras aplicaciones civiles como lo son los edificios y cuyo proceso consiste en la colocación de los cables de acero y el hormigón en conjunto donde, una vez fraguado el concreto se tensan los cables y se cortan los mismos introduciendo esfuerzos de compresión al hormigón.

1.2 POSTENSADO EN LA CONSTRUCCIÓN

El empleo de la tecnología del postensado es de vieja aplicación en países desarrollados, en donde se ha aplicado este método constructivo desde los años 50 del siglo pasado para edificios que utilizan losas planas en donde se buscaba reducir deflexiones en el sistema de entrepiso y evitar la aparición de fisuras.

A través de los años el desarrollo de la tecnología y nuevos materiales ha permitido avances en lo que ha postensado refiere los mismos que han permitido su entendimiento y uso. Entre los avances que se menciona en el PTI se encuentran:

- Introducción del sistema de cables o torones.
- Desarrollo de cables de acero dúctil para tendones de un solo cable.
- Introducción al método de diseño de “Balance de Cargas”.
- Inserción de tendones banda para sistemas de losas de dos direcciones.
- Construcción de puentes segmentados.
- Uso de computadores para análisis y diseño.
- Formación del Instituto de Post – Tensado (PTI).
- Mejoras en resistencia a la corrosión.

(POST - TENSIONING INSTITUTE, 2006).

La utilización del hormigón postensado surge buscando superar los inconvenientes que implica la utilización del hormigón armado en la construcción. El uso del hormigón postensado busca emplear de manera eficiente la sección de hormigón ya que, con el hormigón armado tradicional parte de la sección de concreto es despreciada, ya que no se toma en cuenta el hormigón que trabaja a tensión.

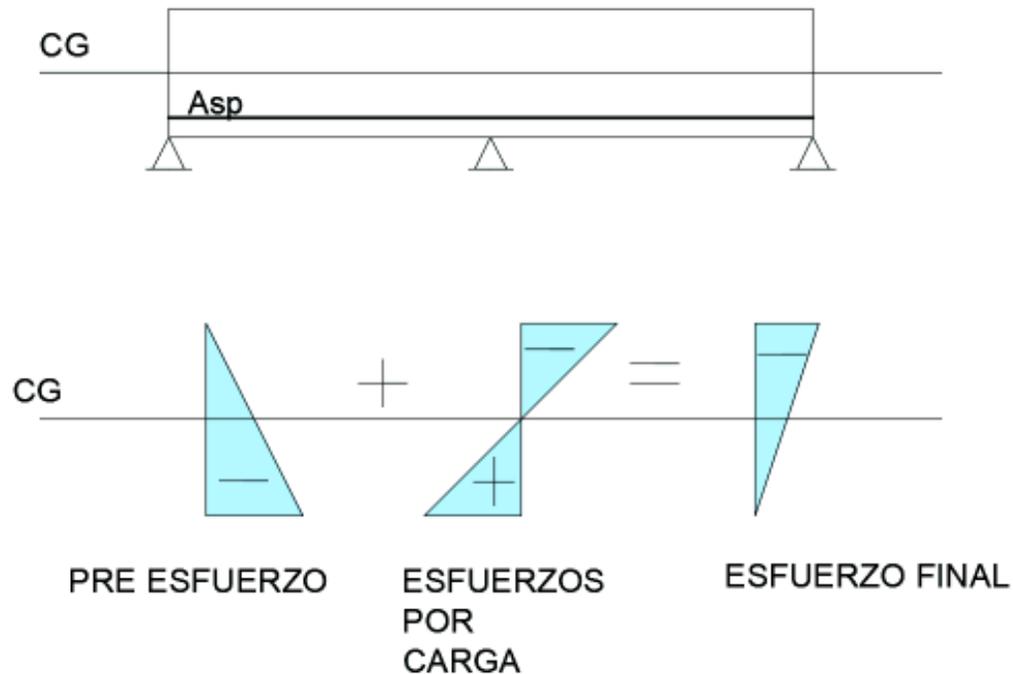


Figura 1. 4 Esfuerzos en el hormigón

Realizado por: José Hurtado Aguilar

Mientras que en el sistema de hormigón armado, el concreto que está por debajo del eje neutro, actúa como simple transmisor de cargas al acero de refuerzo este aumenta el peso de los elementos estructurales. En el sistema de hormigón postensado se introducen esfuerzos de compresión que compensan a la tensión producida por las cargas actuantes, asignando estas fuerzas únicamente a los cables o torones, permitiendo que toda la sección de hormigón trabaje.

Entre los beneficios que aporta el sistema de postensado a la construcción tenemos:

- Una significativa reducción en la cantidad de hormigón y acero de refuerzo requerido.

La comparación entre las dimensiones que se alcanzan con el hormigón armado y el hormigón postensado bajo las mismas sollicitaciones de carga y condiciones arquitectónicas, representan una reducción del 65 al 80% de la profundidad equivalente a elementos de hormigón armado y un 20 a un 35% de reducción en

acero de refuerzo (NAWY, 2009), además se evitan el acero mínimo necesario para efectos de temperatura y contracción del hormigón.

- Elementos estructurales de menor sección, resultando en alturas de edificación más bajas y reducción en las cargas de cimentación.

Una vez que los espacios abiertos requeridos sobrepasan los 5m. Una losa postensada puede ser aproximadamente un tercio más delgada que una losa de concreto diseñada para las mismas cargas (POST - TENSIONING INSTITUTE, 2006). La reducción de altura y dimensión de los elementos estructurales se traducen también en menores cargas para las cimentaciones.

- Una estructura estética agradable que aprovecha los beneficios de las estructuras fundidas con geometrías curvas y miembros más delgados con grandes espacios entre los soportes.

El hormigón postensado permite lograr geometrías irregulares, las mismas que se afianzan como modelos arquitectónicos de vanguardia en los cuales se pretende mostrar comodidad y amplios espacios abiertos. Además, para luces de más de siete metros la reducción en la cantidad de hormigón puede ser entre un 20 y 30% menor con respecto al hormigón armado tradicional (MORALES, 2017).

- Integridad estructural superior a la alcanzada con hormigón armado.

La configuración estructural integral de los pórticos se logra mediante la continuidad de los cables de acero, que asegura la conectividad de los elementos estructurales.

- Conexiones monolíticas entre losas, vigas, y columnas.

El hormigón postensado asegura la conexión entre los elementos estructurales eliminando las juntas articuladas que se generan entre elementos, permitiendo la transferencia de esfuerzos y cargas al pórtico o elemento resistente.

- Reducción de deflexiones.

Los sistemas de entrepiso de hormigón postensado generalmente fleja menos que los diseños de hormigón armado tradicionales. La reducción de deflexiones ha sido una de las causas principales para el auge en el uso del hormigón postensado.

Mucha de la carga en un entrepiso de concreto es el peso propio. El entrepiso de postensado puede ser diseñado para aportar con peso ascendente que contrarrestaría el peso propio, reduciendo así las fuerzas que producen las deflexiones (AALAMI, 2014).

- Mejor control del agrietamiento.

Como resultado de fuerzas de compresión permanentes aplicadas a la estructura durante el tensado. El agrietamiento puede ser reducido o incluso eliminado en sistemas que emplean hormigón postensado debido a que tienen mayor rigidez flexural que el sistema de entrepiso de hormigón armado.

- El postensado reduce la masa total del edificio, lo cual es importante en zonas de alta incidencia sísmica.

Un pórtico de hormigón postensado es un tercio más liviano que el obtenido con el diseño de hormigón armado (AALAMI, 2014). Para un diseño sismo resistente se toman en cuenta las fuerzas sísmicas que actuarán en la estructura, estas fuerzas sísmicas son directamente proporcionales al peso de la estructura, por ende, si con un sistema de hormigón postensado se logran menores secciones se tendrá un menor peso de la estructura y resultaría en fuerzas sísmicas menores actuando en la estructura.

A pesar de que el hormigón postensado ofrece todos los beneficios mencionados, también tiene desventajas que se deben considerar como lo son:

- Requiere de una mayor inversión inicial.
- Diseño complejo y especializado. (juntas, conexiones, etc.).
- Planeación cuidadosa del proceso constructivo, sobre todo en etapas de montaje.
- Detalles en conexiones, uniones y apoyos.
- Mano de obra especializada.

Es importante recalcar que los códigos de construcción no permiten el uso del hormigón postensado como sistema resistente de fuerzas laterales en regiones de alta sismicidad debido a conceptos de ductilidad, anclaje, adherencia, longitud

de transferencia, características del acero de pre esfuerzo y el nivel de pre esfuerzo que se transfiere. Es por estas razones que el sistema de hormigón postensado se ve limitado a su uso en entrepisos (IQBAL, 2012). La aplicación del postensado en la construcción de estructuras no plantea mayores dificultades en la construcción de un edificio comparándolo con otro método constructivo (FIB, 2005).

El hormigón postensado que se ha utilizado en la construcción de proyectos de ingeniería civil está dividido en dos grupos: sistema de postensado adherente y no adherente.

El sistema adherente forma una unión de los cables con el concreto. Los cables se cubren a lo largo de su longitud con una lechada de cemento que simularía la interacción de acero y hormigón. Cuando la lechada se endurece, bloquea el movimiento del cable dentro del hormigón. Por lo tanto, la fuerza en un cable adherido es función del hormigón que lo rodea.

El sistema no adherente separa al cable o torón del hormigón cubriéndolo mediante un ducto plástico cuya función es desvincular al cable del hormigón, protegerlo contra daños de manejo mecánico, formar una barrera contra la humedad y la corrosión. Los sistemas no adherentes usan generalmente un solo cable o torón, el cual se ancla a la losa por sus extremos o en puntos críticos y es por medio de estos anclajes donde se transmite la fuerza de los tendones al concreto.

Los sistemas postensados no adherentes de un solo hilo han sido usados también en el fortalecimiento y readaptación de edificios con cualquier sistema constructivo y con cualquier tipo de materiales estructurales (ACI Committee 423, 2001).

Cables no adherentes han sido utilizados en Estados Unidos desde 1950 y sus aplicaciones han sido principalmente orientadas a la construcción de edificios. Mientras que los cables adherentes se han destinado a la construcción de puentes Pero su uso no se ha limitado a estas estructuras, la adaptabilidad de formas, resistencia y constructibilidad le ha permitido al hormigón postensado incluirse en todos los campos de la ingeniería civil.

1.3 APLICACIONES DEL POSTENSADO

En Estados Unidos, y específicamente en la costa oeste se benefician de esa ventaja con ejemplos de edificaciones en zonas de alta amenaza sísmica como un edificio con desempeño de ocupación inmediata y de igual importancia que una escuela o un hospital: el San Francisco Public Utilities Commission Headquarters que fue diseñado originalmente con estructura de acero con amortiguadores viscosos para mejorar su resistencia sísmica, sin embargo, esa solución sobrepasaba el presupuesto establecido. Se cambió por una solución post-tensada donde no solo los entrepisos eran post-tensados sino que también se lo utilizó en los muros de cortante que forman parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas (Aalami, 2014). Entre las aplicaciones del postensado que pueden ejemplificarse con el postensado se pueden encontrar:

- Sistemas de entrepiso: Su uso se ve principalmente en edificios de media y gran altura destinados a edificios de parqueaderos, oficinas y residencias y proyectos donde se detallan grandes espacios libres.



Figura 1. 5 Entrepiso de hormigón postensado.

Qanat Qasba Tower, Dubai

Tomado de: ADAPT, Introduction Master, Postensado en construcción de Edificios

El uso de postensado en los sistemas de entrepiso se ven principalmente gracias a los beneficios económicos que aportan a la estructura. Vease: 1.4 Economía en la construcción.

- Placas en el suelo: Estas placas están comprendidas por losas de cimentación para residencias, construcciones comerciales ligeras, pisos de almacenes y canchas deportivas.



Figura 1. 6 Losa de cimentación en hormigón postensado.

Tomado de: FIB, Post-tensioning in buildings, 2004

- Puentes: El postensado hace posible la construcción de puentes de alta calidad y económicos en cualquier distancia y tipo de alineamiento de vías. Además, el postensado permite una construcción rápida y una amplia gama de posibilidades estéticas en puentes con un mínimo impacto ambiental.



Figura 1. 7 Puente en hormigón postensado.

Miroslav Vejevoda, Introduction to Post-Tensioning, 2014.

- Estructuras de almacenamiento: estas estructuras pueden cumplir cualquier forma y geometría para encajar en el sitio. Estas, también son más económicas y eficientes que aquellas construidas en hormigón armado. El postensado en este

tipo de estructuras permite la construcción de tanques de almacenamiento con mayor altura y capacidad, se alcanza una estructura, además, con muros, pisos y techos de concreto más delgados.



Figura 1. 8 Tanque de almacenamiento.

Tomado de: PCI DESIGN HANDBOOK, Precast and Prestressed Concrete, 2010.

- Estadios y plazas: Estas son estructuras complejas que se pueden beneficiar significativamente de los beneficios del postensado. Debido a que, muchos de estos proyectos tienen cronogramas apretados acorde a algún evento deportivo en específico. Es por esto que, el hormigón postensado debido a su rápida repetitividad constructiva y bajo mantenimiento ha sido la opción constructiva por la que han optado estos diseñadores. El postensado tiene también, la habilidad de cubrir largos claros y eliminar los costosos encofrados, otra de las aplicaciones del postensado en la construcción de estadios es la constructibilidad de asientos debido a que pueden estandarizarse para aprovechar la replicabilidad de estos elementos.



Figura 1. 9 Estadio construido con hormigón postensado.

Tomado de: PCI DESIGN HANDBOOK, Precast and Prestressed Concrete, 2010.

- Carriles para trenes elevados: La reducción de peso que se obtiene con el hormigón postensado permite que su uso sea óptimo para la construcción de carriles para trenes, su capacidad de cubrir grandes distancias disminuye el número de soportes intermedios, volviéndolo una herramienta económica y eficaz para la realización de este tipo de obras.



Figura 1. 10 Rieles para tren elevado.

Tomado de: PCI DESIGN HANDBOOK, Precast and Prestressed Concrete, 2010.

El desarrollo de los materiales que se usan en el postensado como lo son los cables de alta resistencia han permitido su uso además en:

- Cables para puentes colgantes: Estos puentes representan mayores beneficios económicos puesto a que gracias a las características inherentes de los cables no necesitan de apoyos intermedios. Los cables de alta resistencia permiten satisfacer los requerimientos de fatiga, resistencia al ambiente.

Su uso se destina tanto para puentes colgantes como para puentes atirantados. El desarrollo de este material ha permitido a sus diseñadores alcanzar cualquier tipo de modelo y arquitectura para la construcción de puentes.



Figura 1. 11 Cables para puentes atirantados.

Tomado de: PCI DESIGN HANDBOOK, Precast and Prestressed Concrete, 2010.

- Cables de barrera: El uso de cables de alta resistencia puede ser usados como sustituto a los elementos de barrera macizos como los de hormigón. La versatilidad en los cables de barrera permite al diseñador usarlo también como:
 - Barandillas peatonales
 - Separadores de rampas

- Pasamanos
- Cerramientos
- Fachadas arquitectónicas



Figura 1. 12 Cable de barrera

Tomado de: VSL, Structural Technologies, 2017.

- Reparación y rehabilitación: El postensado ha sido utilizado eficazmente en la reparación y rehabilitación tanto en sistemas de hormigón armado como de hormigón postensado. Se aplica una fuerza externa a los miembros estructurales mediante los tendones de acero para que los elementos puedan resistir las nuevas cargas que estarán soportando.

1.4 ECONOMÍA EN LA CONSTRUCCIÓN

El desarrollo de la tecnología del pre esforzado se ha constituido en uno de los avances más importantes en el desarrollo de la ingeniería estructural y la construcción. Refiriéndose particularmente a las aplicaciones del postensado, las cuales han sido reconocidas por la posibilidad de mejorar la economía, el comportamiento estructural y los aspectos estéticos que se requieran.

La ingeniería estructural moderna pretende progresar hacia estructuras más económicas a través del uso de mejores métodos de diseño y el uso de materiales de alta resistencia. Esto resulta en la reducción de las dimensiones de las secciones transversales y en consecuencia ahorros en el peso. Dichos desarrollos son particularmente importantes en el campo del hormigón armado, donde la carga muerta representa una parte sustancial de la carga total. (NILSON Arthur, 2010).

Es decir, cualquier ahorro en la sección de los elementos estructurales considerando el número de pisos resulta en una construcción más económica.

Una de las claves para la construcción exitosa de edificios es la planificación, donde estén involucrados todos los actores inmersos en un proyecto de ingeniería civil donde tanto arquitectos, ingenieros y contratistas deben decidir los aspectos más relevantes de la construcción, así como: modelo, sistema constructivo y la constructibilidad del proyecto en sí. Esto es de suma importancia para el éxito del proyecto, ya que la constructibilidad afecta directamente el tiempo de terminación de un proyecto y, por lo tanto, el costo final para el propietario. Debido a que la mayor parte del costo total de un proyecto grande es el costo de financiamiento más que el costo real de construcción, el tiempo de terminación suele ser más importante que el consumo de materiales.

Entre las ventajas que ofrece el hormigón postensado al proceso de construcción tenemos.

- Ciclos de construcción de entrepisos rápidos.
- Menor peso de entrepiso.
- Menor altura de entrepiso.
- Espacios más largos entre columnas.
- Reducción del sistema de cimentación.

(POST - TENSIONING INSTITUTE, 2006).

El costo más significativo en los elementos estructurales es el sistema de entrepiso, el cual tiene una incidencia muy alta en el coste total de la estructura por unidad de área de piso. Mientras que en edificios pequeños el 100% del coste de la estructura lo constituyen paredes, columnas y cimientos para edificios altos el sistema de entrepiso incrementa su participación en el coste total de la estructura puesto que a más de su costo directo participa también reduciendo peso del resto de la estructura y por ende el valor de la estructura como tal (VSL, 1992).

El sistema de entrepiso afecta de dos maneras al costo de una estructura:

Primero, tiene influencia directa en el peso de la estructura y el sistema resistente de fuerzas laterales. El peso del entrepiso determinará las fuerzas sísmicas a resistir y las secciones que los elementos estructurales tendrán. Cualquier reducción en el sistema de entrepiso se traducirá en reducciones de los pórticos perimetrales, muros resistentes a fuerzas laterales y en consecuencia el peso total del edificio.

Segundo, el sistema de entrepiso afecta el tiempo total de construcción. El tiempo que se emplea en construir el sistema de entrepiso y el retraso que conlleva el construir el entrepiso en sí, además, del tiempo que conlleva los trabajos de adecuación de cada piso tales como, servicio eléctrico, agua, electrónico mecánico y arquitectónico son factores que influyen en el tiempo de terminación de construcción y por lo tanto el costo total de culminación del proyecto. La optimización de la estructura en cuanto a materiales, peso, tiempos de construcción son los factores donde el sistema de hormigón postensado se presenta como una solución óptima a los nuevos procesos constructivos y la tendencia de ingeniería moderna.

Las losas de hormigón postensado en otros países son la opción preferida por los arquitectos, contratistas e ingenieros. El incremento en la popularidad del uso del postensado alrededor del mundo se debe a los significativos beneficios que se encuentran en el tanto como para desarrolladores, arquitectos, ingenieros, contratistas y para el usuario final. El uso inteligente de la tecnología del postensado permitirá ofrecer la mejor respuesta a cada requerimiento que se defina para cada proyecto (CCL, 2016).

Una herramienta adicional moderna que agiliza el proceso de concepción de un proyecto son las aplicaciones computacionales BIM (Building Information Modeling), programa que permite el flujo continuo de información desde la inceptión de un proyecto hasta la terminación de su construcción. El ambiente BIM ha allanado el camino para un flujo simultaneo de información desde los modelos arquitectónicos tridimensionales hasta el análisis estructural o diseño estructural a la generación de planos de construcción (AALAMI, 2014). El programa permite una

planificación y un desarrollo conjunto entre arquitectos e ingenieros de un proyecto constructivo.

1.5 POSTENSADO EN EL ECUADOR

En el Ecuador y específicamente para la ciudad de Quito el uso del hormigón postensado se ha desarrollado desde los años 90 pero su uso fue discontinuado debido a la falta de conocimiento y la poca aplicabilidad para edificios de mediana altura que durante la década del 2000 fue el límite en proyección altitudinal debido a la presencia del aeropuerto en el norte de la ciudad de Quito que restringía la altura de las edificaciones.

El uso del hormigón postensado no se vio enteramente explotado a pesar de las ventajas económicas y arquitectónicas que este sistema ofrece a los procesos constructivos y estos mismos beneficios se incrementan en cuanto mayor número de pisos tenga un edificio.

Las tendencias actuales de modernidad, vivienda y crecimiento poblacional develan la necesidad de construir edificios altos, con gran capacidad para residencia, la misma que debe cumplir con estándares de estética, comodidad, seguridad y asequibilidad económica ante la constante demanda de vivienda que nuestra ciudad exige. El uso de hormigón postensado en el país ha sido limitado a varios puentes, pero los beneficios económicos que aporta este método constructivo lo presentan como una respuesta viable ante la recesión económica por la que se enfrenta la industria de la construcción.

En la actualidad las obras que se están realizando con hormigón postensado en el Ecuador constan Edificios y Puentes que poco a poco han ido despertando el interés en este sistema constructivo, entre las obras con hormigón postensado se pueden mencionar:



Figura 1. 13 Edificio YOO Quito. U&S

Tomado de: URIBE & SCHWARZKOPF, 2015.



Figura 1. 14 Puente del Chiche.

Tomado de: José Hurtado, colección personal



Figura 1. 15 Puente Atirantado de Orellana.

Tomado de: MTOP, Ministerio de Transporte y Obras Públicas.

Siendo evidente la necesidad de implementar nuevos y eficaces métodos constructivos así como el hormigón postensado, en un país en vías al desarrollo como el nuestro, que además, enfrenta problemas económicos para la industria de la construcción, es imperioso comprender el comportamiento de este tipo de estructuras y de los materiales que la conforman y definir un método de cálculo eficiente que brinde el cumplimiento de las solicitudes con un alto grado de confiabilidad apegándose a las normas constructivas vigentes (PEÑALOZA, 2014).

Ecuador actualmente dispone de calculistas estructurales capaces de dar una solución postensada a las distintas edificaciones, además el mercado ecuatoriano dispone también de los materiales, así como también existen empresas que pueden instalar el sistema. Por tanto, la aplicación amplia de este sistema constructivo es viable y está al alcance de promotores inmobiliarios y diseñadores (MORALES, 2017).

1.6 JUSTIFICACIÓN

- La evidencia en la información teórica obtenida y presentada en el planteamiento del problema, demanda un estudio académico que demuestre objetivamente la viabilidad técnica y económica del uso de la tecnología del postensado en la industria de la construcción.
- El estudio de la tecnología del postensado ha alcanzado altos niveles y estándares de calidad que respaldan su uso. La utilización de este método ha estado presente en varias regiones del mundo donde ha dado resultados óptimos y económicos, el uso del postensado se ha descontinuado en el país y es menester usar aquellas tecnologías que permitan a la industria de la construcción ponerse a la vanguardia y ser competitivos económicamente.
- El desarrollo de los materiales que se encuentran en el hormigón postensado, los cuales tienen altas resistencias y un precio relativamente bajo permiten menores secciones en los miembros estructurales, reducción de cargas muertas y mayores extensiones longitudinales. Exige modelos y métodos de cálculo que utilicen estas características como mejora a los procesos constructivos (NILSON Arthur, 2010)
- La comparación pretende mostrar una nueva solución al proceso constructivo develando la utilidad del hormigón postensado como posible respuesta. Un estudio comparativo permitirá analizar las ventajas y desventajas de este sistema constructivo en comparación al que emplea losas de hormigón armado, la necesidad de incluir nuevas tecnologías al proceso constructivo permitirán tomar decisiones acertadas, tanto en un plano económico como técnico, para mejorar las eficiencias, rendimientos, costos y tiempos en el proceso constructivo.
- La optimización de la estructura respecto a su peso, profundidad estructural y constructibilidad es un método para determinar un proceso constructivo eficiente. No se puede comparar un sistema de piso contra otro sin considerar además los efectos que tiene este sistema de entrepiso con otras partes estructurales, incluidas las partes no estructurales y los costos de financiamiento (VSL, 1992).

- El análisis contemplará el estudio de comportamiento sísmico como un puntal muy importante al estar el país en una zona de incidencia sísmica, permitiendo definir adecuadamente su conducta para su aplicación en obra civil.

1.7 OBJETIVOS

1.7.1 OBJETIVO GENERAL

Determinar mediante la comparación técnica – económica del sistema de entrepiso de hormigón postensado y uno con hormigón armado una solución eficiente al problema constructivo para edificios altos con sistema dual en la ciudad de Quito.

1.7.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Establecer un modelo estructural con sistema dual que permita comparar técnica y económicamente el desarrollo constructivo de un entrepiso de hormigón armado con un entrepiso de hormigón postensado.
- Definir la mejor solución constructiva en carácter técnico y económico de los sistemas constructivos mostrados, comparándolos mediante tablas económicas y parámetros técnicos definidos.
- Determinar ventajas y desventajas comparativas de cada proceso constructivo estudiado.

CAPÍTULO 2

2 MARCO TEORICO

2.1 MATERIALES

El sistema de postensado utiliza los mismos materiales que se usan el hormigón armado, pero incluye además, los torones de acero de alta resistencia y los mecanismos que se utilizarán para el tensado, anclaje y acabado de los mismos.

Entre los materiales y equipos que se utilizan en el montaje de postensado constan como principales:

- Hormigón de alta resistencia.
- Torones de acero de alta resistencia, cubiertos por un conducto o revestimiento.
- Dispositivos de anclajes, compuestos por bloques de anclajes y placas de apoyo.
- Sillas de tendones o barras de refuerzos asignadas para crear la trayectoria del tendón de acero.
- Cuñas de anclaje (wedgets) utilizadas para fijar el cable torón al pocket former.
- Formadores de caja (Pocket formers), utilizados para crear el espacio donde se colocará el gato de tensado (Jack).
- Gato hidráulico (Jack), utilizado para el tensado de los tendones de acero.

Además de estos elementos se puede añadir un mezclador de lechada y una bomba de eyección para los sistemas de hormigón postensado adherentes. El proceso de instalación no se limita únicamente a estos materiales.

Es importante recalcar que el presente trabajo se enfocará en el sistema de hormigón postensado no adherente para sistemas de entrepiso.

(PTI, 2006).

2.1.1 HORMIGÓN DE ALTA RESISTENCIA

La resistencia del concreto no debe ser menor de $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$, en el hormigón una mayor resistencia a la compresión contribuye a menores pérdidas por deformación del mismo. Las deformaciones que sufre un elemento de hormigón que es pre-comprimido son las siguientes:

- Deformación instantánea o elástica.
- Debida a la retracción del hormigón.
- Por cargas de larga duración.

El hormigón pre esforzado requiere de altas resistencias debido principalmente a que: Primero, para minimizar el costo. Los anclajes comerciales para el acero de postensado son siempre diseñados con base de concreto de alta resistencia. De aquí que el concreto de menor resistencia requiere anclajes especiales o puede fallar mediante la aplicación del tensado a los torones. Tales fallas pueden tomar lugar en los apoyos o en la adherencia entre el acero y el hormigón, o en la tensión cerca de los anclajes.

Segundo, el hormigón de alta resistencia a la compresión ofrece una mayor resistencia a tensión y cortante, así como a la adherencia y al empuje, características necesarias para las estructuras de hormigón postensado.

Tercero, el concreto de alta resistencia es menos propenso a las grietas por contracción que aparecen frecuentemente en el concreto de baja resistencia antes de la aplicación del tensado de los torones.

2.1.2 TORONES DE ACERO

Entre los torones de acero que se emplean en la construcción de sistemas de postensado pueden incluirse: cables trenzados de 7 hilos (mono torón), varios cables trenzados en un mismo ducto (multi-torón) y barras de acero de aleación.

La muestra un cable mono torón para sistemas de postensado no adherentes (a) y un cable multi torón para sistemas adherentes (b).

Los tendones de acero que se distribuyen en Ecuador (mono torón) son de baja relajación, cuya última resistencia a tensión es de 270 Ksi (1860 MPa). Las propiedades de baja relajación se logran mediante un proceso llamado “estabilización”. Un proceso termo mecánico donde los cables trenzados son estirados a una predeterminada tensión y luego calentados, resultando así un incremento sustancial en su resistencia a la relajación. Los diámetros disponibles en Ecuador se detallan en la Tabla 2. 1.

Los ductos o revestimientos por los que están cubiertos los tendones le sirven como protección para la corrosión, siendo en los sistemas adherentes ductos por los que se verterá el grout y para sistemas no adherentes revestimientos llenos de grasa.

Características torones de prestuerzo grado 270 - baja relajación

Diámetro mm	Diámetro Pulgadas	Conformación # Alambres	Tracción mínima a la rotura kgf	Área mínima mm ²	Masa aproximada kg / km
12,70	½ "	1x7	18730,00	98,70	792
15,24	5/8 "	1x7	26580,00	140,00	1126

Tabla 2. 1 Diámetros de cables trenzados para postensado en Ecuador.

Tomado de: BEKAERT, IdealAlambrec, Catálogo de productos, 2017.

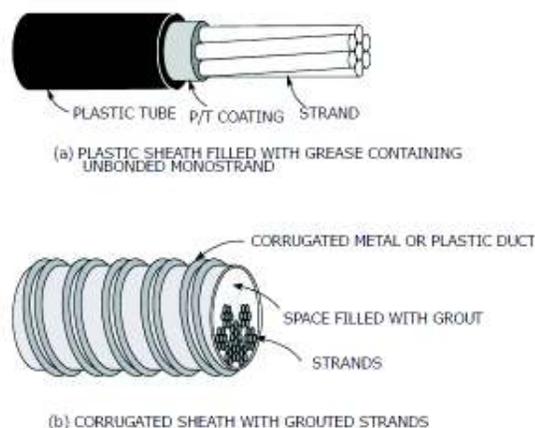


Figura 2. 1 Tipos de torones para sistema postensado.

Tomado de: PTI, Post-tensioning manual, 2006.

2.1.3 ANCLAJES

Los anclajes son los elementos que permiten la transferencia de esfuerzos del torón al elemento de hormigón.

Se necesitan por lo menos de dos dispositivos de anclaje para cada cable y entre ellos se puede encontrar:

Un anclaje muerto que permita fijar un extremo del torón de acero al elemento de hormigón para cuando este es tensado solamente por uno de sus extremos.

Un anclaje vivo en el otro extremo del elemento de hormigón por el cual se procederá a tensar el torón de acero.

Cuando la longitud de los cables es muy larga o el montaje de hormigón postensado se comprende de etapas, puede ser necesaria la construcción de juntas a lo largo de la longitud del tendón y se requiere de un anclaje intermedio para el tensado del cable en la junta (PTI, 2006).



Figura 2. 2 Anclaje

Tomado de: CCL, Post-Tensioned Slabs, 2016.

2.1.4 PLACAS DE APOYO.

La transferencia de la fuerza del torón desde el anclaje al hormigón suele ser acompañado de placas de apoyo. Las placas de apoyo se utilizan en el sistema de hormigón postensado no adherente para mono torones. Estas placas son fabricadas para cumplir con criterios de diseño basados en el área de distribución y no requieren de ensayos particulares (AALAMI, 2014).



Figura 2. 3 Placa de Apoyo

Tomado de: José Hurtado Aguilar, Colección personal.

2.1.5 CUÑAS DE ANCLAJE

Son cuñas que se instalan en las bases de los “pocket formers” utilizados para fijar los torones a los anclajes y evitar la retracción de los mismos durante el tensado.

La instalación de las cuñas se las realiza mediante un martillo especializado asegurando que estas queden en un mismo nivel, dentro de la cavidad (PTI, 2006).



Figura 2. 4 Cuñas de anclaje

Tomado de: José Hurtado Aguilar, Colección Personal.

2.1.6 GATO HIDRÁULICO

Dispositivo hidráulico utilizado para tensar los tendones que han sido instalados en el elemento estructural.

Cuando la bomba empieza a accionar el Jack de tensado, la base del Jack comienza a retraerse hasta que alcance la presión requerida.



Figura 2. 5 Gato Hidráulico (JACK).

Tomado de: OTERO Adriano, Edificaciones en concreto postensado.

“Competitividad en costos”, 2009.

2.1.7 SILLAS DE TORONES O BARRAS DE REFUERZO.

Son elementos de apoyo que sirven para que el torón de acero siga la ruta parabólica determinada por el calculista. Estos elementos son elaborados con barras de acero y tienen forma de U invertida. La distancia que separa las bases de su punto más alto determinara la trayectoria del torón (PTI, 2006).



Figura 2. 6 Sillas de torones

Tomado de: José Hurtado Aguilar, Colección personal.

2.1.8 TENDONES

El término de tendones se refiere a la combinación de torón y dispositivos de anclaje con una trayectoria ya definida y distribuidos a lo largo del elemento estructural (POST - TENSIONING INSTITUTE, 2006).



Figura 2. 7 Tendón de acero para postensado

Tomado de: José Hurtado Aguilar, Colección personal.

2.1.9 “POCKET FORMERS”

Es un dispositivo colocado al extremo del tendón que crea una cavidad donde se colocará el gato hidráulico o “Jack” para el tensado del cable y que se rellenará de hormigón o grout adherente una vez terminado el proceso de tensado del tendón.



Figura 2. 8 Pocket Former.

Tomado de: CCL, Post-Tensioned Slabs, 2016.

2.1.10 CORTADORA DE TORONES.

El cable remante que excede los límites del elemento estructural se corta mediante cortadoras especializadas. El cortado de los cables se puede realizar mediante: cortadoras de fuego, sierra rotatoria abrasiva, cortadoras hidráulicas y cortadoras de plasma (AALAMI, 2014).

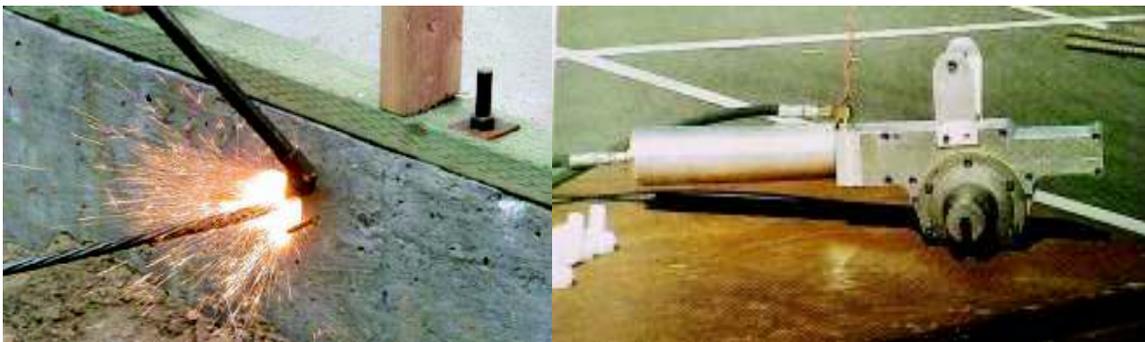


Figura 2. 9 Cortadoras

Tomado de: BIJAN Aalami, Post-Tensioned Buildings, 2014.

2.2 REFERENCIAS ESTANDAR

Las especificaciones cumplen una parte integral y fundamental en el diseño de cualquier proyecto, puesto que, todos los componentes, materiales, métodos constructivos y equipos se rigen bajo códigos y directrices que aseguran un comportamiento aceptable de las obras civiles y, en este caso, de las estructuras de postensado.

Las especificaciones en los proyectos de postensado deben ser expuestas y detalladas para todos los requisitos relevantes de los materiales y componentes del sistema para fabricación, traslado de torones y para su instalación en la estructura.

Los calculistas deben ser capaces de evaluar la normativa y adecuar de manera correcta dicha normativa para las aplicaciones que se pretenda realizar.

2.2.1 POST-TENSIONING INSTITUTE (PTI)

Acceptance Standards for Post-Tensioning Systems. Proporcionan requisitos de aceptación y aprobación de sistemas de postensado. Incluyen pruebas para los materiales de pre esfuerzo, soportes, anclajes, cuñas, conexiones y revestimientos.

Specification for Unbonded Single Strand Tendons. Proporcionan criterios de desempeño para los materiales y requisitos necesarios en la fabricación e instalación de sistemas de postensado no adherentes.

2.2.2 NORMATIVA INTERNACIONAL.

A416/A416M Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete. Esta especificación cubre dos tipos de torones de 7 hilos (baja relajación y sin tensión) y para dos grados de resistencia (grado 250 y 270) para su uso en pretensado y postensado.

ACI 117-90 Standard Specification for Tolerances for Concrete Construction and Materials. Proporciona tolerancias estándar para la construcción en hormigón.

ACI 301 Specifications for Structural Concrete for Buildings. Esta especificación de referencia abarca los materiales y la dosificación de hormigón, de acero de refuerzo y de pretensado, la producción, colocación, acabado y curado de hormigón. La

Sección 9 del ACI 309 establece requisitos para los miembros estructurales postensados y fundidos en el sitio e incluye, provisiones para presentaciones, calidad, materiales, productos y ejecución.

ACI 423.6-01 Specification for Unbonded Single Strand Tendons. Establece criterios de rendimiento para materiales y requisitos para la fabricación e instalación de mono torones no adheridos.

Materiales de Pre esfuerzo

- ASTM A416

Anclajes

- PTI Unbonded Tendon Specification
- ACI Unbonded Tendon 423.6 Specification
- PTI Anchorage zone design

Revestimiento

- PTI Unbonded Tendon Specification
- ACI Unbonded Tendon 423.6 Specification

Equipo

- PTI Unbonded Tendon Specification
- ACI Unbonded Tendon 423.6 Specification
- PTI level 1 Certificacion Unbonded PT Fundamentals.

Tabla 2. 2 Especificaciones estándar para postensado

Elaborado por: José Hurtado Aguilar.

Fuente: Aalami Bijan, Post-Tensioned buildings, 2014.

2.3 CONSTRUCCIÓN DE HORMIGON POSTENSADO NO ADHERENTE MONOTORON.

El presente epígrafe detallará el diseño de un sistema dual, sus consideraciones y proceso de montaje, el cual cuenta con pórticos resistentes a momentos, además, vigas bidireccionales y losas postensadas no adherentes bidireccionales para el sistema de entepiso.

2.3.1 TIPOS DE SISTEMAS DE ENTREPISO

En la construcción de hormigón postensado se pueden encontrar varios tipos de sistemas de entrepiso tanto en una como en dos direcciones. En sistemas de dos direcciones la transmisión de cargas hacia los elementos verticales se realiza mediante vigas resistentes a momento en las dos direcciones.

La tabla que se presenta a continuación muestra sistemas de entrepiso recomendados basados en la relación largo-profundidad de los elementos.

Sistema de entrepiso	Relación L/D
Losas en una dirección	48
Losas bidireccionales	55
Losa bidireccional con capital (cappitel mínimo de L/6 en cada dirección)	50
Losa bidireccional con vigas en las dos direcciones	55
Losa bidireccional alivianda	35
Vigas, $b \approx h/3$	20
Vigas, $b \approx 3h$	30
Viguetas en una dirección	40

Tabla 2. 3 Tipos de sistemas de entrepiso

Elaborado por: José Hurtado Aguilar

Fuente: PTI, Post-Tensioning Manual, 2006.

2.3.2 MONTAJE DE SISTEMA DE ENTREPISO NO ADHERENTE BIDIRECCIONAL.

La muestra la disposición de los tendones no adherentes en una losa de hormigón postensado plana. En la práctica, es común que los tendones se dispongan de manera ortogonal. Los tendones banda están unidos y se distribuyen a lo largo de

las líneas de las columnas. Para el sistema de entrepiso los tendones de distribución son perpendiculares y tienen un mismo espaciamiento.

En la construcción de losas planas se distinguen dos tipos de tendones:

Tendones banda: Son los tendones que se distribuyen a lo largo de las líneas de las columnas y que funcionarán como una viga para la losa plana de hormigón armado, estas son las encargadas de transmitir las cargas hacia las columnas.

Tendones de distribución: Estos tendones se distribuyen en toda la losa y son los encargados de transmitir las cargas de la misma a los tendones banda.

En un sistema de entrepiso con vigas bidireccionales se cuenta únicamente con tendones de distribución en ambas direcciones y son los encargados de transmitir las cargas desde la losa hasta las vigas y éstas a su vez a las columnas.

El refuerzo consta de tendones de pretensado y barras no pretensadas, también se encuentran las sillas de soporte que se utilizan para posicionar los tendones en el perfil requerido.

A continuación, se detalla una serie de procedimientos y consideraciones que deben ser tomadas en cuenta durante el proceso de montaje del sistema de hormigón postensado no adherente.

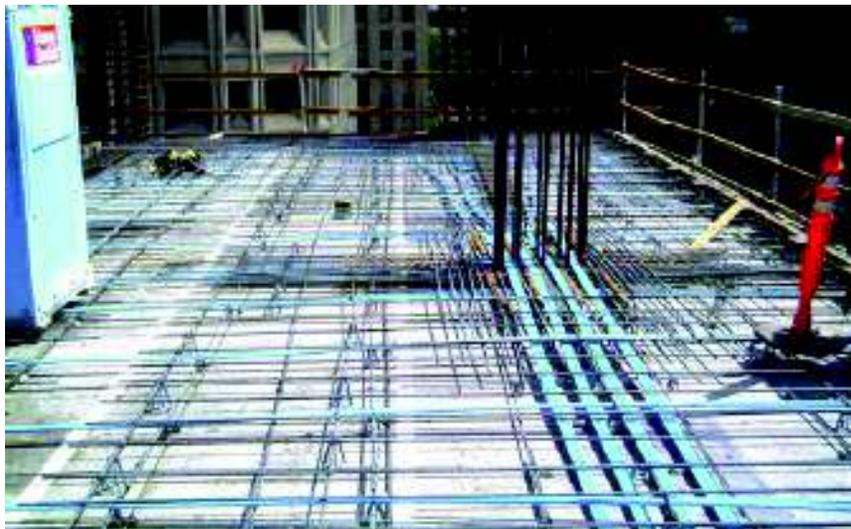


Figura 2. 10 Entrepiso de hormigón postensado no adherente.

Tomado de: Miroslav Vejvoda, Introduction to Post-Tensioning, 2014.

2.3.3 FABRICACIÓN Y ENTREGA DE LOS TORONES

La fabricación de torones no adherentes consiste en envolver al cable mono torón en un revestimiento plástico lleno con grasa o cera para dotarlo de protección contra la corrosión. La preparación de los torones se realiza bajo las especificaciones y planos del diseñador. Los cables revestidos se cortan a la longitud requerida y se fijan a un anclaje muerto, a menos que el cable se vaya a tensar por sus dos extremos, se instalan los anclajes intermedios de ser necesarios y se utiliza un código de colores que determinará que tipo de torón se está utilizando y en qué lugar será instalado. Una vez que los torones son identificados y preparados se enrollan y se transportan al sitio de la obra.

En proyectos grandes se puede proporcionar de una bobina de suministro de mono torones no adherentes por la cual se pueden cortar los cables a longitudes requeridas en casos donde se puedan presentar cambios en la arquitectura y los torones de fábrica no sean lo suficientemente largos.

La calidad en la fabricación de los torones es esencial para asegurar un buen desarrollo y minimizar los problemas que pueden aparecer durante la fase de instalación.

2.3.3.1 Manejo y almacenamiento

El proveedor o el contratista debe garantizar el buen almacenamiento de los torones, se debe procurar que el revestimiento de los mismos esté en buenas condiciones. Cualquier daño en el revestimiento puede desembocar en la corrosión del material.

2.3.3.2 Identificación.

Para aquellos torones que se obtienen mediante proveedores incluso para aquellos que se suministren mediante un riel, se necesita definir el tipo de torón y de anclaje que se va a necesitar y estos requerimientos deben estar definidos en los dibujos y planos del diseñador. Estos dotarán de información necesaria tanto como de lugar de colocación, longitud, configuración, tipos de anclajes e identificación de color.

Para la determinación de los tipos de anclaje y de tensado se puede usar la siguiente notación:

-  Tendón con un anclaje muerto y uno vivo.
-  Tendón con un anclaje vivo en cada extremo.
-  Tendón con un anclaje muerto, anclaje intermedio y anclaje vivo.

Adicionalmente, los proveedores deben anexar documentos que avalen las características mecánicas de los materiales, así como: Certificación de materiales donde se especifiquen diámetros, áreas, resistencias y tipo de acero. Pruebas y ensayos de los elementos componentes del sistema de postensado. Pérdidas de capacidad de los materiales donde se especifique la retracción y pérdidas de los torones y la curva de calibración para el gato hidráulico o Jack.

2.3.3.3 Revestimiento

Un adecuado revestimiento a los torones debe cumplir con condiciones de: control de humedad e inhibición de corrosión.

2.3.4 CONEXIÓN LOSA-COLUMNA - ACERO DE REFUERZO NO PRE ESFORZADO.

La colocación del acero de refuerzo no pre esforzado no debe interferir en la colocación de los torones, a fin de que no se tenga que colocar torones a través de las barras de refuerzo.

Para losas planas la conectividad losa-columna se debe diseñar de tal manera que se asegure la transmisión de las cargas de la losa hacia la columna y satisfaga los requerimientos de corte, flexión y punzonamiento.

Una de las desventajas de las losas de hormigón postensado es la baja capacidad para resistir punzonamiento. Para lo cual se puede implementar:

- Capiteles de hormigón: Primero se coloca el acero de refuerzo (inferior) para el capitel y, posterior a este se colocan barras cortas $\Phi 22\text{mm}$ en cada extremo del capitel de hormigón, éstas servirán de apoyo para los tendones banda y el apoyo

superior al refuerzo transversal. Estas barras se montarán sobre sillas las cuales servirán para dar la trayectoria deseada al tendón banda a lo largo de las líneas de las columnas.



Figura 2. 11 Refuerzo y apoyo para losas macizas de hormigón postensado.

Tomado de: BIJAN Aalami, Post-Tensioned Buildings, 2014.

Posterior a esto se coloca el refuerzo transversal superior necesario para suplir la sollicitación de momento negativo en la conexión con la columna.



Figura 2. 12 Refuerzo superior en el capitel de hormigón.

Tomado de: BIJAN Aalami, Post-Tensioned Buildings, 2014.

- Filas de pernos (Stud Rails)

Son elementos metálicos que permiten una geometría plana de la losa y aportan resistencia al punzonamiento. Estos elementos deben ser colocados antes de

cualquier tipo de refuerzo transversal, y una vez que se colocan estos se procede a disponer el resto de refuerzos.



Figura 2. 13 Filas de pernos

Tomado de: Miroslav Vejvoda, Introduction to Post-Tensioning, 2014.

A continuación, las barras de apoyo para los tendones de distribución son colocadas. A diferencia de las barras de refuerzo cortas para el macizado de hormigón, estas barras son continuas en toda la longitud y suelen estar separadas entre 0.9 – 1.2m y dotan además de recubrimiento para los tendones en el punto más bajo (AALAMI, 2014).

Las barras de apoyo para los tendones banda a lo largo de las líneas de las columnas pueden ser distribuidas uniformemente o agrupadas por debajo y a lo largo de los mismos tendones.

Para sistemas en los que se incluyan vigas se debe asegurar la conexión de la viga a la columna y la conexión de la losa a las vigas, de modo que las cargas se transmitan eficientemente a los elementos estructurales resistentes. En este caso la baja resistencia del hormigón postensado a punzonamiento se ve solventado con las vigas razón por la cual no se precisa de capiteles o de stud rails.

Se debe definir adecuadamente las trayectorias del refuerzo de las vigas y los tendones de modo que no interfiera con las trayectorias definidas para los tendones.

2.3.5 COLOCACIÓN DE LOS TENDONES

Para sistemas postensados no adherentes, la separación máxima a la que se colocan los tendones en el hormigón no puede exceder de 8 veces el espesor del elemento estructural o de 1.5m (ACI Committee 318, 2014). Los torones con sus respectivos anclajes deben ser colocados como se especifican en los planos, manteniendo la geometría especificada en los puntos más altos y bajos. Los apoyos donde se colocará el tendón no deben estar separados más de 1.2m y su colocación no debe dañar el revestimiento de los cables.

El anclaje muerto se coloca a unos 5 cm del extremo de la losa y en el otro extremo colocar el pocket former por donde se procederá a tensar el tendón. La correcta colocación de los tendones asegurará un buen desempeño de la losa o el elemento a diseñarse. La precisión es una herramienta importante para la colocación de los tendones, las tolerancias en la colocación se muestran a continuación:

Tolerancias de sección típicas	
Profundidad del miembro estructural	Desviación del perfil del diseño del tendón
Elementos de hormigón con profundidad menor o igual a 200 mm	6 mm
Elementos de hormigón con profundidad mayor a 200 mm y menor a 610 mm	9.5 mm
Elementos de hormigón con profundidades mayores a 610 mm	13 mm
Losas de cimentación nervadas con profundidades mayores a 114 mm	Un tercio del espesor de losa
Losas de cimentación nervadas con profundidades menores a 114 mm	Mitad del espesor de losa
Losas de cimentación con espesor uniforme	Un tercio del espesor de losa sin superar los 25 mm

Tabla 2. 4 Tolerancias de sección típicas para la colocación del tendón

Elaborado por: José Hurtado Aguilar

Fuente: PTI, Post-tensioning Manual, 2006.

Se debe asegurar el buen estado de los tendones en toda su trayectoria una vez instalados para evitar daños en el mismo y problemas de corrosión. Rasgones y roturas que no exceden de 75mm son permitidas siempre y cuando no representen un porcentaje excesivo en la longitud del tendón. Si el daño es excesivo, el recubrimiento debe ser reparado (POST - TENSIONING INSTITUTE, 2006).

La longitud sobresaliente del cable del extremo del anclaje vivo debe ser de 50cm. Longitud que se utilizará posteriormente para el proceso de tensado de los tendones (ACI Committee 318, 2014).

2.3.6 DUCTOS PARA INSTALACIONES

La posición de los ductos para las instalaciones en el edificio tanto eléctricas, electrónicas, plomería y de más, se deben considerar dentro del diseño de la losa de modo que no se interfiera la trayectoria de los tendones en la losa.

2.3.7 COLOCACIÓN DEL HORMIGÓN

Una vez que todos los elementos estén en su lugar y debidamente asegurados, el contratista debe caminar por la losa observando su buen estado.

Se debe limpiar cualquier resto de metal o basura existente en la losa o sobre los elementos de refuerzo. Se puede rociar agua sobre los elementos antes de la colocación del hormigón. Si durante la colocación del hormigón se mueven los tendones estos se deben colocar nuevamente en su posición correcta y continuar con el vertido de hormigón.

La colocación de hormigón debe seguir todos los estándares de calidad y las probetas de hormigón deben ser ensayados para asegurar la calidad del mismo, según como se especifique en la norma ASTM C31.

2.3.8 TENSADO DE LOS TENDONES

Una vez que el hormigón haya fraguado y alcanzado una resistencia mínima de 21 MPa se procede con el proceso del tensado de los tendones.

Con el uso de cuñas de anclaje colocadas en los pocket formers mediante un martillo especializado el cual los colocará a cada lado del pocket former a una

misma profundidad, estas se adaptarán a la forma del Jack. Es importante asegurar las cuñas para evitar un deslizamiento del cable sobre las mismas.

Se limpia el tendón librándolo de cualquier resto de hormigón, lechada o grasa preparando la superficie para el tensado a fin de tener un área de contacto óptima para conectarse al gato hidráulico, permitiendo una superficie en la cual se pueda añadir una marca inicial donde se medirá la elongación alcanzada por el proceso de tensado.

Una vez instauradas las cuñas, adecuadas las superficies de contacto y las marcas iniciales se coloca el gato hidráulico, el cual debe estar calibrado según las especificaciones de la compañía proveedora de los tendones, y lista para su uso. Los cables se deben tensar a un máximo de 80% de su resistencia última a esfuerzo de tensión y se registrarán las elongaciones obtenidas de este proceso.

Las elongaciones registradas por el inspector o fiscalizador deben ser aprobadas por el mismo. Aquellas elongaciones que superen a las calculadas por el diseñador deben ajustarse al criterio del inspector para ser aprobadas y estas a su vez en base a los porcentajes de desviación de los tendones y la importancia de cada tendón según el lugar en el que se encuentre.

2.3.9 CORTE DE LOS TENDONES

Una vez que el registro de esfuerzos y elongaciones es aprobado por el inspector las colas de los tendones pueden ser cortadas y en este lugar se colocan tapas de grasa, esto para proteger el extremo sobresaliente del cable, los pocket formers pueden ser rellenos con "No Shrink Grout" un tipo de grout específico para el relleno de las cavidades asegurando un recubrimiento de al menos 2.5 cm para proteger a la tapa y al tendón contra la corrosión y efectos del fuego.

El corte mediante el uso de cortadoras hidráulicas es rápido y se ubica justo por detrás de las cuñas de anclaje. En el Ecuador es común encontrarse con cortadoras de este tipo, pero es recomendable usar cortadoras de plasma para dicho fin puesto que son mucho más rápidas y agilitan el proceso.

2.4 FUNDAMENTOS DE ANALISIS Y DISEÑO

Las bases en las que se sostiene la ejecución de cualquier proyecto se basan en: funcionabilidad, seguridad y economía. La funcionabilidad se logra cuando el proyecto cumple con su finalidad durante su tiempo de vida útil, la seguridad, cuando la estructura es capaz de resistir las fuerzas que se estipulan en los códigos de construcción sin daños representativos y por último, la economía, que es uno de los pilares más importantes en cualquier proyecto y se entiende de tal manera que los costos que represente la construcción, tanto a corto como a largo plazo, sean razonables y ajustados a las capacidades económicas bajo las que se realiza.

El proceso de diseño de cualquier miembro estructural en hormigón postensado envuelve consideraciones tanto técnicas como arquitectónicas de donde se obtendrán la geometría a adoptarse y las cargas a las que estará sujeta la estructura según su ocupación.

Todos los diseños se basan en un proceso iterativo de secciones, propiedades de los materiales, y refuerzo a partir de un supuesto inicial por el cual se iniciará el análisis de diseño y de este todas las modificaciones posibles hasta que el diseñador quede satisfecho con el diseño final y que este a su vez cumpla con los requerimientos establecidos en los códigos de construcción y los criterios adicionales establecidos por el mismo.

2.4.1 ECONOMÍA

Los factores que determinan el costo de un proyecto suelen venir acompañados de la práctica local, tipo de mano de obra y accesibilidad a materiales de construcción. Cualquier decisión tomada por el diseñador a fin de reducir costos dependerá en gran parte de su experiencia para optimizar materiales y secciones. En la actualidad las aplicaciones BIM (Building Information Modeling) permiten alcanzar procesos en los que la economía de la construcción sea incluyente con todos los actores inmersos en la planificación de una obra.

2.4.2 SEGURIDAD (ESTADO LÍMITE ÚLTIMO)

Se entiende por estado último, a la capacidad de la estructura de resistir la sobrecarga estipulada por el código sin colapsar. La filosofía de diseño de las estructuras establece que estas deben ser capaces de resistir sismos recurrentes sin recibir daños en elementos estructurales y no estructurales.

Y para sismos extraños se debe evitar que la estructura colapse asegurando el límite de vida para sus ocupantes.

Sin embargo, para establecer la capacidad de seguridad de un edificio basta con demostrar que la estructura puede soportar con facilidad las cargas estipuladas en el código y que la transmisión de las mismas desde los elementos superiores no se vea interrumpida hasta que llegue a las cimentaciones.

El diseño debe asegurar que cada punto a lo largo de la longitud del miembro estructural puede soportar los esfuerzos calculados en dicho punto. Un método de diseño que puede cumplir con esta premisa es que el miembro estructural actúe en el rango elástico, de este modo se cumple que las secciones permanecerán con su geometría normal bajo las cargas consideradas. La ductilidad de los elementos y su capacidad para deformarse y retomar su posición inicial permite que las cargas sean transmitidas a los elementos más rígidos. La ductilidad en elementos de hormigón se consigue mediante la adición del acero de refuerzo consiguiendo que este desvíe las demandas de esfuerzo a otras regiones en el sistema de entrepiso siempre y cuando se eviten fallas frágiles en el hormigón por exceso de refuerzo.

2.4.3 FUNCIONABILIDAD (ESTADO LÍMITE DE SERVICIO)

La funcionabilidad se refiere a que la estructura sea capaz de cumplir con las expectativas de servicio de sus ocupantes y demande un bajo mantenimiento durante su vida útil. Para los sistemas de entrepiso se considera dentro de las características de funcionabilidad las siguientes:

Deflexiones: el sistema de entrepiso debe asegurar confort a sus ocupantes, el correcto funcionamiento de sus instalaciones y no debe producir ningún daño a los elementos no estructurales debido a deformaciones excesivas. Esta característica

es importante ya que brinda la idea de una estructura segura a sus ocupantes, un suelo hundido puede generar desconfianza entre sus ocupantes aun cuando el mismo cumpla con todas las características de seguridad.

- Fisuramiento: El control de las fisuras debe responder a los requerimientos estéticos de la estructura para sus ocupantes y la protección a los elementos de refuerzo del hormigón, ya que la existencia de estas puede exponerlo a condiciones de corrosión o fugas de agua.
- Durabilidad: Dependiendo del lugar en el que se emplace un proyecto y su ocupación el diseñador debe asegurar una vida útil acorde a estas dos limitantes. Se deben considerar, además, la calidad de los materiales que se ocupen en la obra, la protección que se le dé a los mismos a las condiciones adversas y el control de calidad que se dé al proceso de montaje.
- Vibración: Claros largos e insuficiente rigidez corresponden a un diseño inapropiado de losa que puede desembocar en vibraciones, las mismas que, pueden ser percibidas por los ocupantes dándoles una percepción de inestabilidad e inseguridad.
- Resistencia al fuego: el sistema de entrepiso debe responder a las especificaciones de resistencia a la exposición al fuego que se estipulan en la norma de construcción. Las secciones deben cumplir con secciones mínimas y de recubrimiento a los elementos de refuerzo de tal modo que puedan resistir los periodos de exposición directa al fuego que se determina en el código antes de su falla.

(AALAMI, 2014)

2.5 ANALISIS FLEXURAL

El análisis consiste en la determinación de esfuerzos y cargas presentes en el hormigón y en los tendones que conforman el sistema postensado no adherente a partir de una sección asumida.

2.5.1 ETAPAS DE CARGA PARA EL HORMIGÓN POSTENSADO

El comportamiento del hormigón postensado y su método de análisis se basan en tres distintas etapas de carga las cuales se detallan a continuación:

2.5.1.1 En la transferencia de la fuerza de tensado

- Comportamiento elástico: las secciones permanecen planas, los esfuerzos son proporcionales a las tensiones.
- La fuerza de tensado es máxima previa a cualquier pérdida de capacidad.
- Carga aplicada mínima.
- Esfuerzos flexurales están limitados a los valores especificados en las normas de construcción.

2.5.1.2 Bajo cargas de servicio.

- Comportamiento elástico: las secciones permanecen planas, los esfuerzos son proporcionales a las tensiones.
- Las cargas aplicadas no se afectan por factores que aparecen en las combinaciones de carga. Las cargas vivas dependerán del uso de la estructura y estará determinada por la norma de la construcción.
- Los esfuerzos introducidos permanecen en niveles efectivos una vez que se hayan alcanzado las pérdidas a corto y largo plazo.
- La fuerza de pre tensado se introduce de tal manera que cumpla con los límites para deflexiones y fisuramiento determinados por el código de construcción vigente y cualquier criterio adicional por parte del profesional encargado del diseño.

2.5.1.3 Esfuerzos nominales

- Comportamiento inelástico: Las secciones permanecen planas, pero los esfuerzos no son proporcionales a las tensiones.
- Las cargas son afectadas por factores que están determinados en la normativa de construcción.
- Las fuerzas de tensado están en niveles de resistencia nominales determinados en los códigos de construcción.
- Los momentos son distribuidos inelásticamente de acuerdo a los límites especificados en la norma a fin de tener un modelo económico.
- La capacidad a corte y momento de cada sección debe ser mayor a las solicitaciones por la factorización de cargas sin exceder a los esfuerzos y tensiones para el hormigón y el acero especificados en el código.

- Refuerzo no pretensado es añadido para satisfacer requisitos de resistencia o cualquier consideración adicional de ser necesaria y que se determine en el código de construcción.

(AALAMI, 2014)

2.6 BALANCEO DE CARGAS

El método de balanceo de cargas se introdujo por primera vez por T.Y Lin en 1963. Es un procedimiento simple que permite el diseño de miembros postensados con métodos de cálculo y herramientas de secciones armadas no postensadas. Se basa en el análisis de una fuerza vertical dentro del elemento de hormigón que se introduce de los tendones para contrarrestar o balancear las cargas gravitacionales impuestas por acciones externas.

El método de balanceo de cargas debe determinar la cantidad de carga que se va a balancear. Se puede iniciar mediante el balanceo de toda la carga muerta que va a resistir el miembro estructural y esto se traducirá en la presencia de un pequeño o nulo camber en etapas iniciales del tensado. Balancear la carga muerta más la mitad de la carga viva puede resultar en un camber excesivo (LIN T.Y, 2010). Cuando la carga viva que va a soportar la estructura es grande en comparación a la carga muerta, puede ser necesario balancear parte de la carga viva adicionalmente a la carga muerta, esto puede resultar eficiente para cargas en bodegas donde el camber no representaría ningún problema.

2.6.1 BALANCEO DE CARGAS EN LOSAS DE DOS DIRECCIONES

El método de balanceo de cargas en dos direcciones separa cada una de ellas y las analiza por separado, a pesar de que en el diseño estén relacionadas las dos direcciones. El principio básico del balanceo de cargas se mantiene como tal y busca alcanzar presiones uniformes para las dos direcciones a fin de tener un control adecuado, tanto de deflexiones como de camber bajo las cargas que estén actuando sobre la losa. La fuerza que se introduzca mediante el tensado de cables en ambas direcciones debe ser capaz de balancear la carga que esté soportando.

El porcentaje de balanceo de cargas se puede conocer mediante la siguiente expresión.

$$\% = \frac{\text{Fuerza ascendente total}}{\text{Carga muerta en toda la longitud}} \cdot 100 \quad (2.1)$$

Un diseño económico no se alcanza balanceando todos los vanos a un mismo porcentaje de balanceo de cargas, sin embargo, para el diseño de losas se recomienda balancear entre un 60 – 80% de la carga muerta (AALAMI, 2014), un diseño económico además envía la carga balanceada en la dirección corta o reparte un 50% de la carga balanceada a cada dirección en la losa.

La decisión sobre el porcentaje de carga balanceada debe satisfacer las limitaciones de esfuerzos en el rango elástico, control de fisuramiento y resistencia última.

2.6.2 PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS

El método considera dos diagramas de cuerpo libre: el primero, considera el miembro estructural de hormigón con el cable de acero sobre el cual actúan todas las fuerzas externas al elemento, (a), y otro diagrama, en el cual el tendón de acero es reemplazado por las fuerzas verticales que se introducen en el miembro estructural resultante del tensado, (b). El diagrama equivalente es la diferencia de los dos diagramas mencionados y son la base del análisis del postensado Figura 2. 15.

El diagrama de cuerpo libre equivalente se usa para calcular los esfuerzos flexurales en el hormigón para cargas en las etapas de transferencia y de servicio, además de que permite el cálculo de reacciones secundarias y de momentos. El diagrama permite:

- Es un modelo físico y fácil de visualizar. Una vez que se han determinado las cargas equivalentes, el miembro puede ser analizado como cualquier elemento de hormigón no pre esforzado.
- Cualquier método de análisis puede ser usado facilitando su diseño y las herramientas que se pueden utilizar.

(POST - TENSIONING INSTITUTE, 2006)

Es importante recalcar que el uso del diagrama de cuerpo libre bajo las cargas equivalentes no puede ser usado para la determinación de esfuerzos nominales.

La fuerza introducida por el cable depende de la trayectoria que este siga y esta a su vez del tipo de cargas que este soportando. Una trayectoria parabólica introducirá esfuerzos verticales uniformes a lo largo de toda su trayectoria y balanceará cargas repartidas sobre el elemento, mientras que, una trayectoria que forme un ángulo con sus extremos introducirá una carga puntual, la misma que balancea una carga puntual en el mismo punto del elemento.

Las fuerzas que se introducen se producen o se generan cuando se cumple alguna de las siguientes condiciones:

- Un cambio en la pendiente del tendón entre dos puntos a lo largo del perfil del tendón.
- Una discontinuidad en la posición del centro de gravedad de la sección de hormigón y el centro de gravedad de la fuerza el tendón.
- Una discontinuidad en la fuerza de pre esfuerzo en un punto del tendón, tanto como en anclajes interiores como en exteriores.
- Un cambio en la fuerza de pre esfuerzo entre dos puntos a lo largo del perfil del tendón, como las que se producen debido a la fricción entre el tendón y el concreto adyacente.

(POST - TENSIONING INSTITUTE, 2006)

La configuración de los tendones en losas sigue una trayectoria parabólica cuyo análisis responde a las siguientes premisas:

- La fuerza del tendón a lo largo de su trayectoria es uniforme.
- Los efectos de flexión y axial en losa se pueden separar para su análisis individual. Los resultados pueden ser sumados para un efecto final. Los esfuerzos que se generan responden a la superposición de cargas.

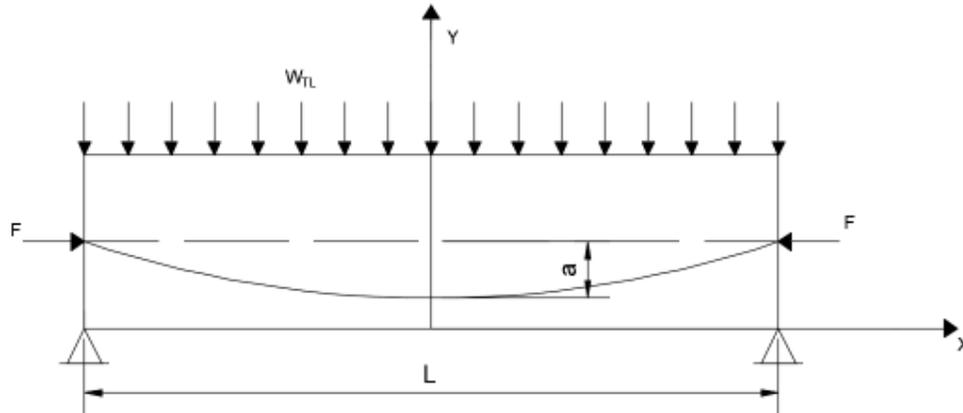


Figura 2. 14 Perfil de tendón

Realizado por: José Hurtado Aguilar

Fuente: NAWY Edward, Prestressed Concrete, 2009

La ecuación correspondiente a una parábola es:

$$Ax^2 + Bx + C = y \quad (2.2)$$

Considerando las condiciones de apoyo se tiene que:

$$y = 0 \quad C = 0$$

$$\frac{dy}{dx} = 0 \quad B = 0$$

Para $x = L/2$ se tiene que:

$$y = a \quad A = \frac{4 \cdot a}{L^2} \quad (2.3)$$

Del cálculo se sabe que:

$$wp = F \cdot \frac{d^2y}{dx^2} \quad (2.4)$$

Se encuentra la segunda derivada de la ecuación de la parábola y se tiene que:

$$\frac{d^2y}{dx^2} = 2 \cdot A$$

Se reemplaza y se tiene que:

$$wp = F \cdot \frac{4 \cdot a}{L^2} \cdot 2 \quad wp = F \frac{8 \cdot a}{L^2} \quad (2.5)$$

Donde:

F: representa la fuerza del tensado del tendón.

La carga que se produce en el interior del elemento a lo largo del tendón de acero (w_p) debido a la fuerza (F) producto del tensado se considera repartida uniforme en toda su longitud a pesar de que no tenga la misma longitud en todo el tramo.

En el método de balanceo de cargas cada una de las mismas debe estar en equilibrio consigo misma para no generar acciones en el elemento ajenas a la naturaleza de las cargas.

En un elemento estructural postensado se reconocen las siguientes cargas:

- W_{TL} : carga viva y muerta sin mayorar
- W_p : Carga repartida de la fuerza del tendón
- P_1, P_2, P_3 : Cargas de equilibrio en los apoyos para la carga repartida w_p .

Como se observa en la siguiente Figura 2. 15 Cargas actuantes en un elemento estructural postensado.

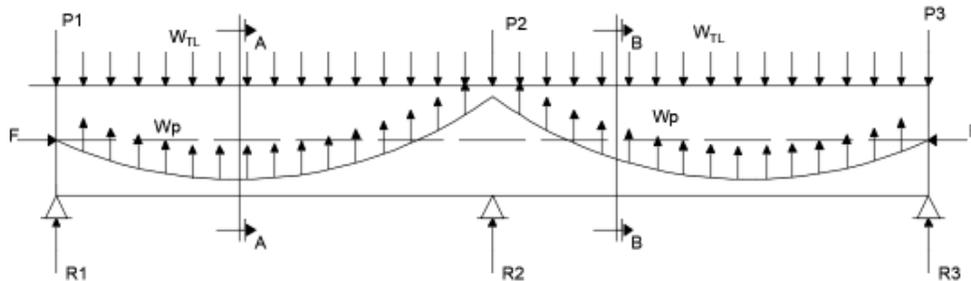


Figura 2. 15 Cargas actuantes en un elemento estructural postensado

Realizado por: José Hurtado Aguilar

Fuente: PTI, Post-tensioning Manual, 2006.

La Figura 2. 15 Cargas actuantes en un elemento estructural postensado permite conocer las acciones en cualquier punto a lo largo de la longitud del elemento. Siendo así para la sección A-A. Véase: Figura 2. 16 Equilibrio de fuerzas para un elemento postensado.

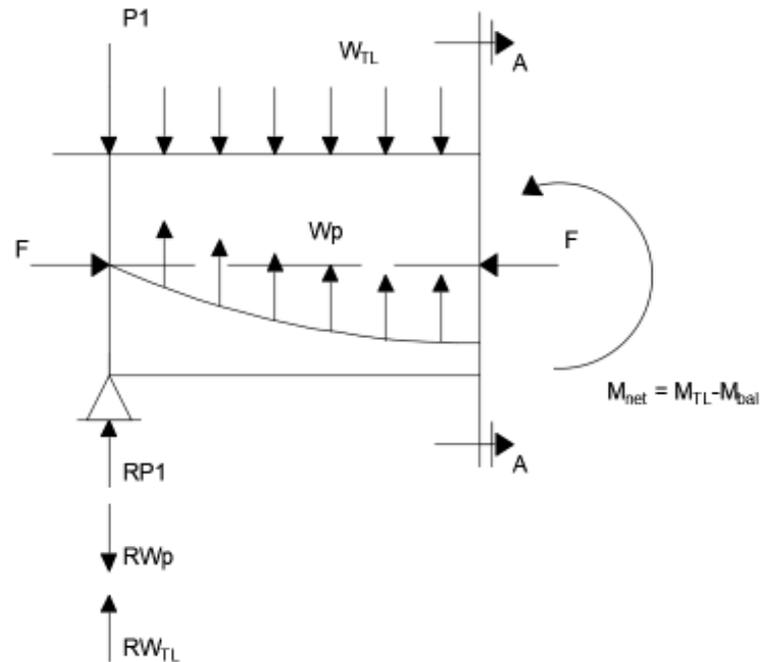


Figura 2. 16 Equilibrio de fuerzas para un elemento postensado

Realizado por: José Hurtado Aguilar

Fuente: PTI, Post-tensioning Manual, 2006.

El momento que actúa en la sección se determina por:

$$M_{net} = M_{TL} + M_{Bal}$$

$$M_{TL} = W_{TL} \frac{x^2}{2} - R_{TL} \cdot x$$

$$M_{Bal} = w_p \cdot \frac{x^2}{2} - R_{pw} x \quad (2.6)$$

El esfuerzo en las fibras extremas se determina por:

$$f = -\frac{F}{A} \pm \frac{M_{net}}{S} \quad (2.7)$$

Donde:

A: Área de la sección transversal

S: Modulo de la sección transversal.

Para el análisis de la fuerza de tensado se eliminaría la fuerza externa y quedaría la carga repartida (w_p) y las acciones de equilibrio para sí mismas (P). Las reacciones que se generan en los apoyos están en equilibrio y generan un diagrama de momentos como se muestra en la .

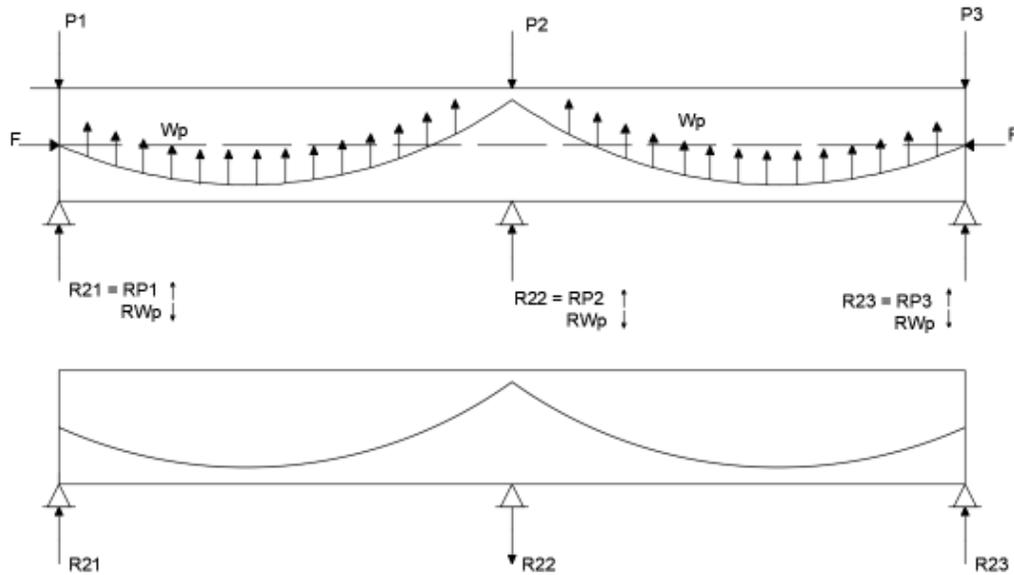


Figura 2. 17 Equilibrio de fuerzas introducidas por la tensión

Realizado por: José Hurtado Aguilar

Fuente: PTI, Post-tensioning Manual, 2006.



Figura 2. 18 Momento generado por la reacción a la tensión introducida.

Realizado por: José Hurtado Aguilar

Fuente: PTI, Post-tensioning Manual, 2006.

Las reacciones que se generan en los apoyos debido a estas cargas son consideradas como reacciones secundarias y deben estar en equilibrio al no existir

otra fuerza actuando sobre la viga y los momentos que se generan por estas reacciones también son considerados como secundarios.

EL diagrama permite conocer el momento secundario para cada punto y el momento equivalente generado por la fuerza de tensión en dicho punto.

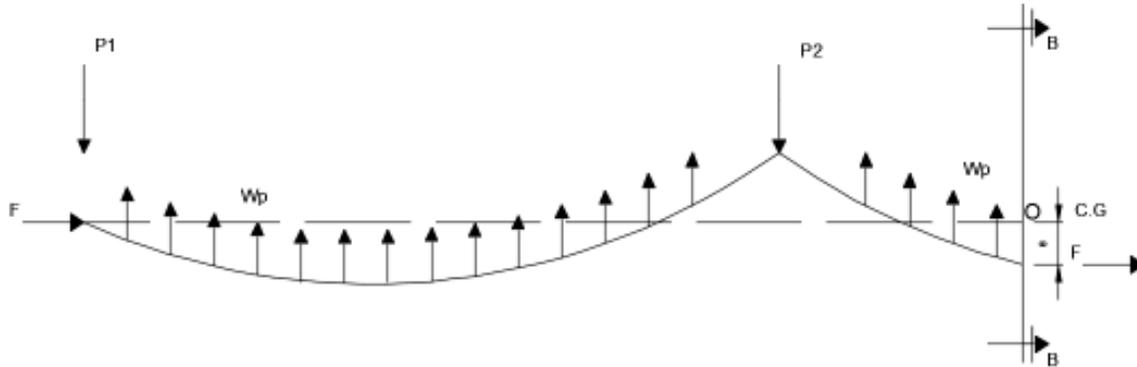


Figura 2. 19 Momento secundario

Realizado por: José Hurtado Aguilar

Fuente: PTI, Post-tensioning Manual, 2006.

Teniendo:

$$\sum M_o = 0$$

$$Fe = P1(x + L) + P2(x) - w_p(L) \left(x + \frac{L}{2} \right) - w_p \left(\frac{x^2}{2} \right)$$

$$Fe = M_{eq} \quad (2.8)$$

El momento equivalente generado por la tensión en el cable también se conoce como momento primario.

$$M_2 = M_{bal} - Fe \quad (2.9)$$

El diagrama de cuerpo libre combinado mostrado en la Figura 2. 20 considera tanto las fuerzas del tendón como las fuerzas gravitacionales actuantes en el miembro estructural y permite calcular los esfuerzos nominales que se generan en el mismo.

Para esto es necesario conocer la excentricidad del tendón y el momento secundario para el punto que se esté analizando.

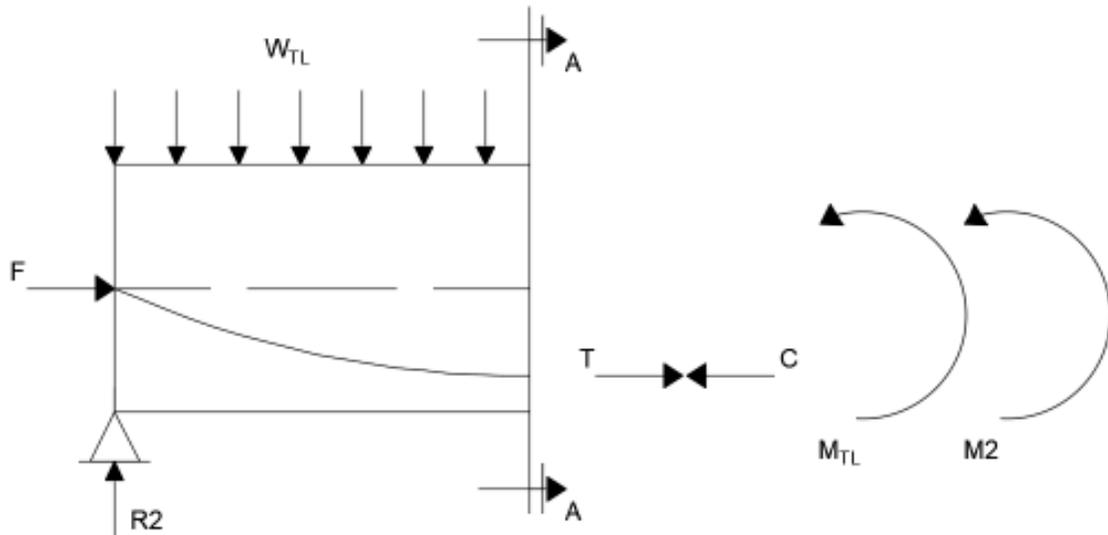


Figura 2. 20 Diagrama de cuerpo libre combinado

Realizado por: José Hurtado Aguilar

Fuente: PTI, Post-tensioning Manual, 2006.

La fuerza de compresión que equilibra a la fuerza de tensión en el tendón se coloca en el centro de gravedad de la sección para introducir un momento en la sección igual a F_e .

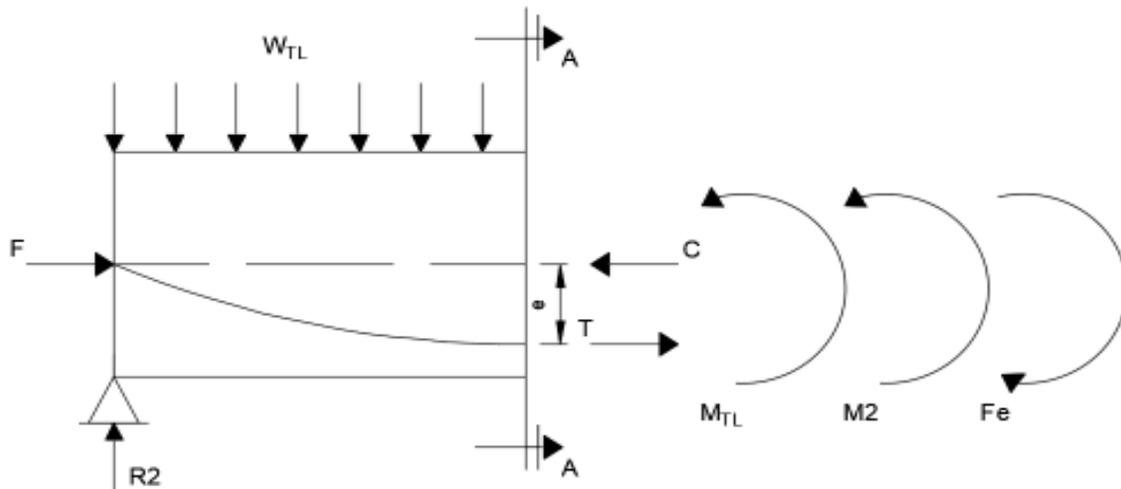


Figura 2. 21 Acciones de equilibrio para diagrama de cuerpo libre combinado

Realizado por: José Hurtado Aguilar

Fuente: PTI, Post-tensioning Manual, 2006.

Para el diagrama de cuerpo libre combinado el esfuerzo para la fibra extrema se calcula con la siguiente expresión.

$$f = -\frac{F}{A} + \frac{\pm M_{TL} \pm M_2 \pm F_e}{S} \quad (2.10)$$

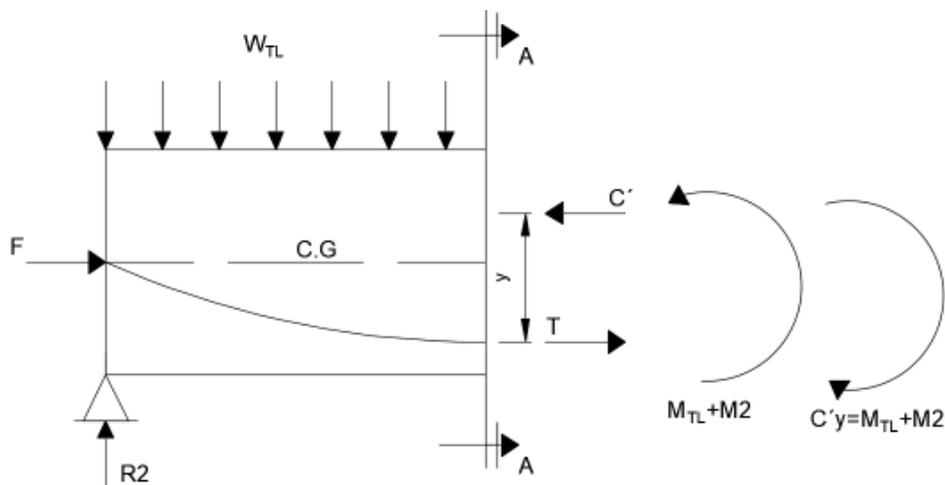


Figura 2. 22 Tensión y compresión en el elemento estructural postensado

Realizado por: José Hurtado Aguilar

Fuente: PTI, Post-tensioning Manual, 2006.

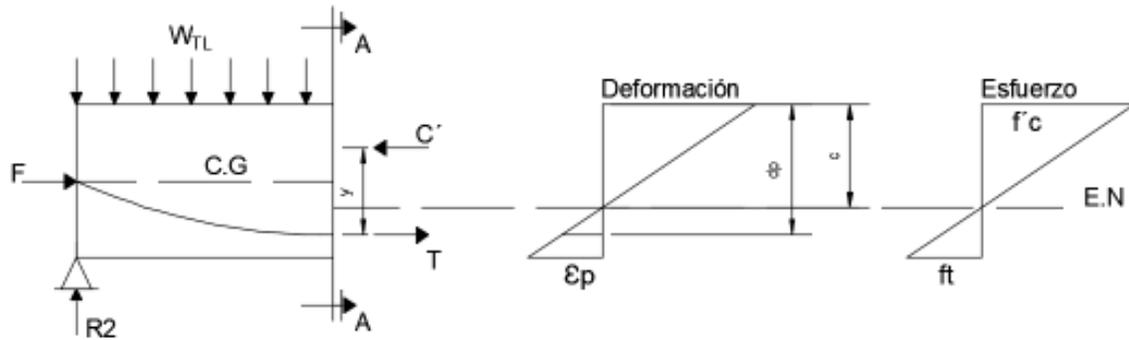


Figura 2. 23 Diagrama de esfuerzos para elemento postensado

Realizado por: José Hurtado Aguilar

Fuente: PTI, Post-tensioning Manual, 2006.

El esfuerzo a tensión que se genera en la cara inferior de la sección es pequeño, debido a que el centro de gravedad de la sección se encuentra cerca del extremo inferior.

f = esfuerzo de tensión en la fibra extrema (f_t) está por debajo del esfuerzo de tracción del hormigón (0.005) y no produce fisuramiento. El esfuerzo último de tensión del tendón (f_{ps}) se especifica en las ecuaciones del código.

A medida que la carga exterior aumenta en valor el eje neutro de la sección sube incrementando el valor de f_t hasta f_{ps} valor en el cual se producirá la rotura en la fibra extrema al sobrepasar el valor de 0.003 para el hormigón. Además, la adición de un acero de refuerzo a compresión reduce el bloque de compresión en el concreto subiendo el eje neutro e incrementando de igual manera el esfuerzo de tensión en la fibra extrema inferior. El código limita el monto de refuerzo pre esforzado y no pre esforzado a fin de evitar una falla frágil.

La fuerza de tracción y de compresión está dada por:

$$T = C = A_{sp} \cdot f_{ps} \quad (2.11)$$

Donde:

A_{sp} : área de acero del tendón de refuerzo pre esforzado.

f_{ps} : Esfuerzo último de tensión del acero pre esforzado.

La distancia que se separan las fuerzas de tensión y compresión está dada por:

$$y = \frac{M_{TL} + M_2}{T_p} \quad (2.13)$$

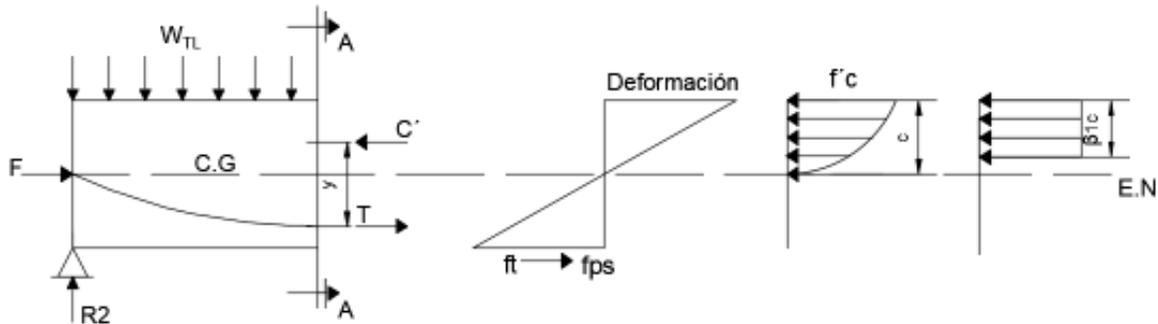


Figura 2. 24 Esfuerzo ultimo de tensión en la fibra extrema

Realizado por: José Hurtado Aguilar

Fuente: PTI, Post-tensioning Manual, 2006.

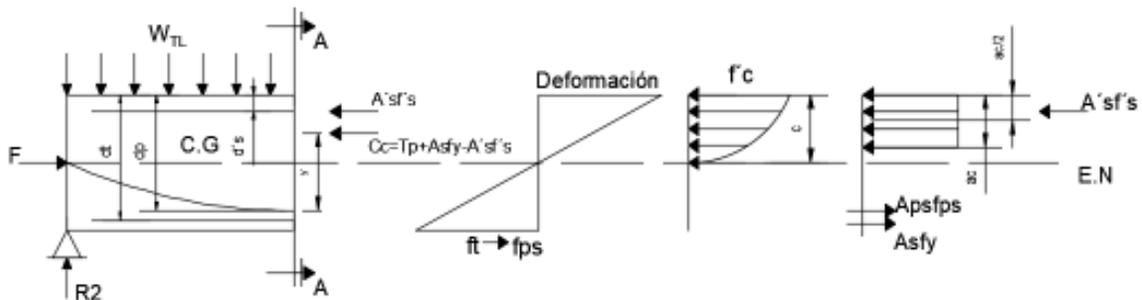


Figura 2. 25 Diagrama de esfuerzos con refuerzo no pre esforzado

Realizado por: José Hurtado Aguilar

Fuente: PTI, Post-tensioning Manual, 2006.

El momento nominal con acero A's se determina con la siguiente ecuación.

$$Mn = A's \cdot f's \left(\frac{ac}{2} + d's \right) + Aps \cdot fps \left(dp - \frac{ac}{2} \right) + As \cdot fy \left(df - \frac{ac}{2} \right) \quad (2.14)$$

En la práctica por lo general el diseñador escoge la fuerza de pre esfuerzo final en base al área del tendón o el número de tendones que se van a colocar. La fuerza de tensión efectiva se escoge limitando las tensiones en el hormigón debido a flexión bajo cargas servicio a valores predeterminados en la norma de construcción

(ACI) u otros criterios como son la fuerza mínima de compresión (F/A) o el porcentaje de balanceo de la carga muerta.

El código por el cual se rige la construcción de este tipo de elementos se determina en la norma ACI 318-14.

2.6.3 PROPIEDADES PARA CÁLCULO DEL ESFUERZO BAJO CARGAS DE SERVICIO

Las cargas de servicio refieren a la acción de las cargas viva y muerta sin utilizar factores de carga. El código ACI 318-14 clasifica a las secciones pre esforzadas según su fuerza de tensión en la fibra extrema (f_t) bajo cargas de servicio como:

- Uncracked (no fisuradas) U: $f_t \leq 0.62\sqrt{f'_c}$ [MPa]
- Cracked (fisuradas) C: $0.62\sqrt{f'_c} \leq f_t \leq 1.0\sqrt{f'_c}$ [MPa]
- Transition (Transición) T: $f_t > 1.0\sqrt{f'_c}$ [MPa]

La norma ACI 318-14 recomienda diseñar losas bidireccionales clase U con:

$$f_t \leq 0.5\sqrt{f'_ci} \quad (2.15)$$

f'_ci resistencia a compresión del hormigón cuando se ejerce la tensión. (ACI Committee 318, 2014).

Los elementos clase U que son asumidos para comportarse como secciones no fisuradas no presentan una inercia agrietada. Elementos clase C son considerados para comportarse como elementos fisurados cuya inercia efectiva es menor a su inercia geométrica. Y, los elementos clase T son considerados para que tengan un comportamiento entre sección fisurada y no fisurada. Muchas losas unidireccionales y vigas son diseñadas como clases U o T. Clase C es útil para losas unidireccionales y vigas con cargas vivas transitorias pesadas.

El diseño para cargas de servicio consiste en la selección adecuada de la fuerza de tensión y de perfil de tendón a fin de cumplir que:

- La fibra extrema en compresión tenga un valor menor o igual al especificado en la norma para clase U o T.

- Cumplimiento de los límites de deflexión y fisuramiento acorde a la norma de construcción vigente.
- El esfuerzo de compresión (F/A) este dentro de los rangos aceptables.
- El balanceo de cargas está en el porcentaje adecuado.

(PTI, 2006).

2.6.4 ESFUERZO PERMISIBLE EN EL ESTADO DE TRANSFERENCIA

Los esfuerzos que se producen en el concreto en la etapa de transferencia se producen debido al peso del elemento y la fuerza de tensado una vez estirado el cable, considerando las pérdidas que se producen debido a la retracción del tendón y el acortamiento elástico en el hormigón. Las pérdidas que se producen en el hormigón a largo plazo por contracción en el elemento, deformaciones por cargas a largo plazo y relajación del tendón de pre esforzado no se consideran en esta etapa.

El esfuerzo calculado para la fibra extrema en compresión no puede exceder los límites de la siguiente Tabla 2. 5:

Condición de apoyo	Esfuerzo límite en la fibra de compresión
Extremos de miembros simplemente apoyados	$0.7 f'_{ci}$
Todos los demás apoyos	$0.6 f'_{ci}$

Tabla 2. 5 Límite de esfuerzo a la compresión en la fibra extrema

Realizado por: José Hurtado Aguilar

Fuente: ACI 318-14 Tabla 24.5.3.1.

El esfuerzo en tensión en la fibra extrema no debe exceder los valores que se muestran en la siguiente Tabla 2. 6 :

Condición de apoyo	Esfuerzo límite en la fibra de tensión
Extremos de miembros simplemente apoyados	$0.5\sqrt{f'ci}$ [MPa]
Todos los demás apoyos	$0.25\sqrt{f'ci}$ [MPa]

Tabla 2. 6 Límite de esfuerzo a la tensión en la fibra extrema

Realizado por: José Hurtado Aguilar

Fuente: ACI 318-14 Tabla 24.5.3.2.

2.6.5 ESFUERZO DE COMPRESIÓN EN EL HORMIGÓN BAJO CARGAS DE SERVICIO

Condición de carga	Límite de esfuerzo a la compresión en el
Pre esfuerzo adicional carga permanente	$0.45 f'c$
Pre esfuerzo adicional carga muerta	$0.6 f'c$

Tabla 2. 7 Límite de esfuerzo a compresión bajo cargas de servicio

Realizado por: José Hurtado Aguilar

Fuente: ACI 318-14 Tabla 24.5.4.1.

El esfuerzo a compresión límite de $0.45 f'c$ se estableció para reducir la probabilidad de falla de los miembros pre esforzados a cargas repetitivas. Este factor también fue razonable para evitar las deformaciones por cargas a largo plazo y es útil para cuando las cargas permanentes y las cargas vivas representan un porcentaje considerable de la carga de servicio. El factor $0.6 f'c$ es útil cuando en la carga de servicio se encuentra un porcentaje considerable de cargas transitorias y controla eficientemente las deformaciones que se pueden presentar en el elemento (ACI Committee 318, 2014).

2.6.6 CÁLCULO DE DEFLEXIONES

La base en el cálculo de las deflexiones que se presentan en el elemento se basa en el tipo de sección (3.2.2) y los apéndices del ACI 24.2.3.8 y 24.2.4.2.

Para elementos pre esforzados clase U, tanto para vigas como para losas, se permite calcular las deflexiones en base a la inercia geométrica de la sección I_g (ACI Committee 318, 2014).

Las deflexiones en función del tiempo para un elemento pre esforzado deben ser calculados en base a los esfuerzos en el hormigón y el acero de refuerzo bajo cargas permanentes y los efectos de contracción y deformación a largo plazo del elemento (ACI Committee 318, 2014).

Los elementos pre esforzados tienden a encogerse más que un elemento similar no pre esforzado dentro de un mismo periodo de tiempo debido a la pre compresión en el elemento, lo que produce deformaciones a largo plazo. Estas deformaciones a largo plazo, acompañados de la contracción, producen una reducción de los miembros a flexión.

Miembro	Condición		Deflexión a ser considerada	Deflexión límite
Pisos o techos	Apoyados o unidos a elementos no estructurales	Susceptible a daños por deflexiones largas	La parte de la deflexión total que se produce después de la unión de elementos no estructurales, que es la suma de la deflexión a largo plazo debido a toda la carga sostenida y la deformación inmediata debido a cualquier carga adicional	L/480
		No susceptibles a daños por deflexiones largas		L/240

Tabla 2. 8 Deflexiones calculadas máximas permisibles

Realizado por: José Hurtado Aguilar

Fuente: ACI 318-14 Tabla 24.2.2.

El diseño flexural de los elementos para cargas de servicios cumple con los aspectos que se muestran en la siguiente tabla resumen. Tabla 2. 9:

Requerimientos de diseño por cargas de servicio	
	Clase U
Comportamiento asumido	No fisurada
Propiedades de la sección para el cálculo de los esfuerzos bajo cargas de servicio	3.2.3
Esfuerzos permisibles en etapa de transferencia	3.2.4
Esfuerzo a compresión permisible en base a una sección no fisurada	3.2.5
Esfuerzo a tensión bajo cargas de servicio	$\leq 0.5 \sqrt{f'c}$
Cálculo de deflexiones	3.2.6
Control de fisuramiento	No requiere
Cálculo del esfuerzo a tensión para control de fisuramiento	No requiere
Acero de refuerzo de piel	No requiere

Tabla 2. 9 Requerimientos de diseño por cargas de servicio

Elaborado por: José Hurtado Aguilar

Fuente: ACI 318-14 Tabla R24.5.2.1.

2.7 CAPACIDAD NOMINAL

Después de determinar la fuerza de tensado para el cable bajo cargas de servicio se determina la capacidad última de la sección de hormigón. El diseño por capacidad nominal consiste en determinar la capacidad flexural de la sección del elemento estructural y esta debe ser mayor o igual a la demanda de capacidad bajo cargas factoradas.

2.7.1 ESFUERZO DE TENSION EN EL CABLE PARA CAPACIDAD NOMINAL

El esfuerzo del acero pre esforzado para la capacidad nominal del elemento cuya relación largo-profundidad sea mayor a 35 (losas) (PTI, 2006), se determina por el valor de:

$$f_{ps} = f_{se} + 70 + \frac{f'c}{300 \cdot \rho_p} \text{ [MPa]} \quad (2.16)$$

$$f_{ps} = f_{se} + 210 \text{ [MPa]} \quad (2.17)$$

$$f_{ps} = f_{se} \text{ [MPa]} \quad (2.18)$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} \quad (2.19)$$

(ACI Committee 318, 2014).

Donde:

f_{ps} : Esfuerzo último de tensión del acero pre esforzado.

f_{se} : Esfuerzo efectivo de tensión del acero pre esforzado.

ρ_p : Cuantía de acero pre esforzado.

A_{ps} : Área de acero pre esforzado.

2.7.2 LÍMITE SUPERIOR DE REFUERZO

El ACI determina un límite para el reforzamiento de acero tanto pre esforzado como no pre esforzado para asegurar un comportamiento dúctil en la sección del hormigón y evitar la falla frágil. Y el límite está determinado por:

$$\omega = \frac{A_{ps} \cdot f_{ps} + A_s \cdot f_s - A'_s \cdot f'_s}{b \cdot d_p \cdot f'_c} \leq 0.36 \beta_1 \quad (2.20)$$

(PTI, 2006).

El valor mínimo de refuerzo se determina en base a esfuerzo de tensión neta en el extremo del refuerzo a tensión (ϵ_t) y debe ser mayor o igual a 0.005.

f'_c [MPa]	β_1
$17 \leq f'_c \leq 28$	0.85
$28 \leq f'_c \leq 55$	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 28)}{7}$
$f'_c \geq 55$	0.65

Tabla 2. 10 Valores de β_1 para distribución de esfuerzos en el hormigón

Realizado por: José Hurtado Aguilar

Fuente: ACI 318-14 Tabla 22.2.2.4.3.

2.7.3 REFUERZO MÍNIMO REQUERIDO

Los requerimientos mínimos de refuerzo satisfacen ductilidad y control de fisuramiento. Para losas no adherentes el acero mínimo debe ser:

Región	f_t : esfuerzo de tensión en el hormigón por flexión	As min
Momento Positivo	$f_t \leq 0.17\sqrt{f'_c}$	No requiere
Momento Negativo	$0.17\sqrt{f'_c} \leq f_t \leq 0.5\sqrt{f'_c}$	$\frac{N_c}{0.5 f_{py}}$
	$f_t \leq 0.5\sqrt{f'_c}$	$0.00075 A_{cf}$

Tabla 2. 11 Refuerzo mínimo para losas bi direccionales postensadas

Realizado por: José Hurtado Aguilar

Fuente: ACI 318-14 Tabla 8.2.6.3.

Dónde:

N_c : Tensión resultante en el hormigón actuando en el área neta de la sección sujeta a esfuerzos de tensión.

A_{cf} : Es el área de sección transversal bruta más grande de las sección de viga o de losa de dos pórticos equivalentes ortogonales que se intersectan en una columna de una losa bi direccional.

(ACI Committee 318, 2014).

2.7.4 MOMENTO DE FISURAMIENTO

El momento de fisuramiento se calcula para todos los elementos postensados excepto para losas en dos direcciones con tendones no adherentes y elementos estructurales resistentes a cortante y a flexión. El cálculo del momento M_n permite usar toda la sección del elemento.

2.7.5 DISEÑO A CORTANTE PARA LOSAS BIDIRECCIONALES

El diseño a cortante evita a fallas frágiles en la sección de hormigón y asegura un comportamiento dúctil del elemento. La resistencia nominal a cortante de la sección de la losa obedece a la ecuación:

$$V_n = V_c = 0.17\sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \text{ [MPa]} \quad (2.21)$$

(NILSON Arthur, 2010).

2.7.6 PERDIDAS DE PRE ESFUERZO

Las pérdidas que deben ser consideradas en el diseño de postensado no adherente incluyen:

- Asentamiento de cuñas en la etapa de transferencia.
- Acortamiento elástico del elemento de hormigón.
- Deformación a largo plazo en el hormigón.
- Encogimiento del hormigón.
- Relajación del acero de pre esfuerzo.
- Fricción a lo largo de la trayectoria del tendón.

(ACI Committee 318, 2014)

A pesar de todas estas consideraciones libros y autores recomiendan que se debe considerar una pérdida del 10% del valor del F_{pu} al que estará sometido el tendón. Una varianza del 100% en la estimación de pérdidas totales a largo plazo generalmente resulta en menos del 10% de diferencia en la tensión en el acero de pretensado a la resistencia nominal (PTI, 2006).

2.8 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN HORMIGÓN ARMADO.

2.8.1 PARÁMETROS DE DISEÑO

Para el diseño de elementos de hormigón armado se cuentan con las directrices determinadas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE vigente y las disposiciones que se encuentran en el código American Concrete Institute ACI-318 2014.

La norma ecuatoriana de la construcción define al sistema dual como: “Sistema resistente de una estructura compuesta tanto por pórticos especiales sismo resistentes como por muros estructurales adecuadamente dispuestos espacialmente, diseñados todos ellos para resistir las fuerzas sísmicas. Se entiende como una adecuada disposición ubicar los muros estructurales lo más simétricamente posible, hacia la periferia y que mantienen su longitud en planta en todo lo alto de la estructura. Para que la estructura se considere como un sistema

dual se requiere que los muros absorban al menos el 75% del corte basal en cada dirección (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015).”, sin embargo esta definición de Sistema dual puede generar malos entendidos sobre el uso de muros y sistema de pórticos resistentes a momentos, en cuanto a la ductilidad que un edificio realizado bajo este concepto puede tener en cuanto al factor “R” que esta misma norma determina para estas estructuras.

Una definición apropiada sobre el sistema dual se puede adoptar como: “Un sistema Dual es una combinación de muros estructurales y pórticos resistentes a momentos, los cuales resistirán las cargas de sismo de diseño en proporción a sus rigideces, los pórticos especiales a momento deben ser capaces de resistir por lo menos un 25% de las fuerzas de sismo de diseño.”

2.8.2 ARQUITECTURA DEL PROYECTO

La base del proyecto se basa en la siguiente arquitectura tipo, de la cual se obtendrá las comparaciones económicas y técnicas del sistema de hormigón armado y postensado.

El modelo que se plantea es de un edificio de 10 pisos y 4 subsuelos cuyo sistema resistente de fuerzas laterales lo conforma un sistema dual de pórticos especiales resistentes a momento y muros especiales de corte, este sistema ha sido adoptado como optimo en cuanto a la rigidez que los muros aportan al sistema y el control que aportan sobre las derivas de piso.

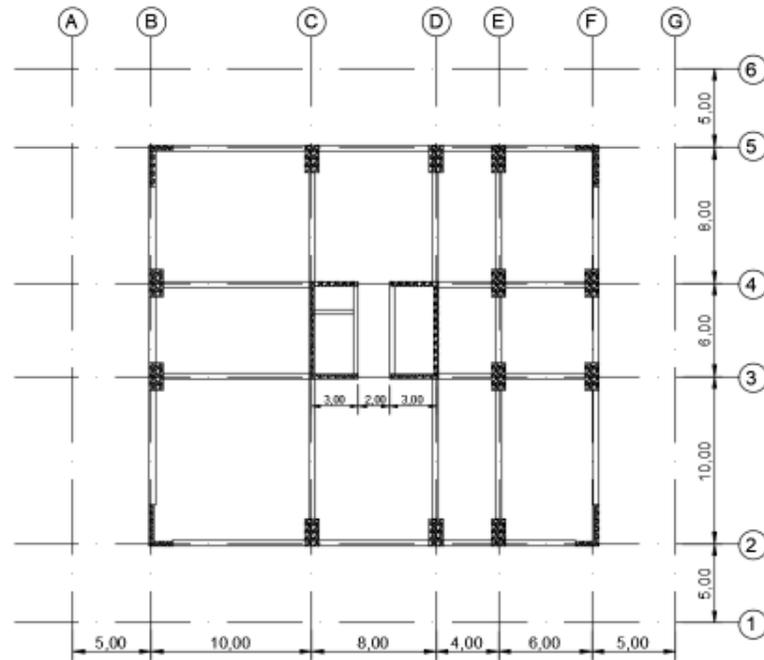


Figura 2. 26 Arquitectura del proyecto Planta Tipo

Realizado por: José Hurtado Aguilar

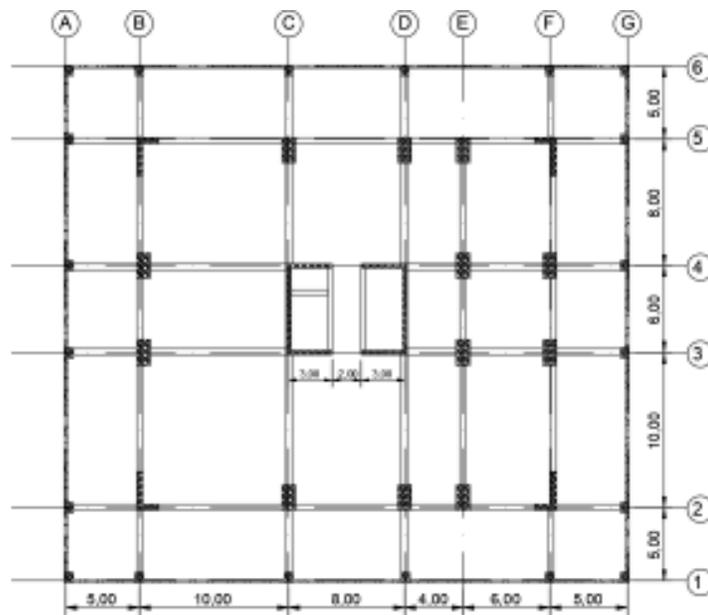


Figura 2. 27 Arquitectura del Proyecto Planta Subsuelo

Realizado por: José Hurtado Aguilar

2.8.3 PREDIMENSIONAMIENTO

El procedimiento de predimensionamiento de los elementos estructurales se define en el ACI-318, el cual, considera relaciones arquitectónicas para determinar las dimensiones de los elementos hasta controlar las deformaciones que se producen en los mismos, los resultados que se obtienen de este proceso son aproximados a las dimensiones finales de los elementos.

El proyecto tendrá un sistema constructivo que incluye losas en dos direcciones, vigas, columnas y muros de corte, los mismos cuyo predimensionamiento se detallará a continuación bajo las premisas que se estipulen en el código ACI-318 2014.

2.8.3.1 Losas bidireccionales

El espesor mínimo de predimensionamiento no depende de las cargas que actúen sobre el elemento y las propiedades mecánicas de los materiales con los que está conformado, a pesar de que son estas dos características las que determinan las deformaciones en el elemento.

El espesor mínimo para losas bidireccionales apoyadas sobre vigas está determinado por:

α_{fm}	Espesor mínimo de losa
$0.2 < \alpha_{fm} < 2.0$	$h = \frac{\ln\left(0.8 + \frac{fy}{1400}\right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)} \geq 125 \text{ mm [MPa]}$
$\alpha_{fm} > 2.0$	$h = \frac{\ln\left(0.8 + \frac{fy}{1400}\right)}{36 + 9\beta} \geq 90 \text{ mm [MPa]}$

Tabla 2. 12 Predimensionamiento losa en dos direcciones

Realizado por: José Hurtado Aguilar.

Fuente:ACI 318-14 Tabla 8.3.1.2.

Dónde:

α_{fm} : Es el valor promedio de todos los valores α_f de las vigas en los extremos de la losa.

β : Es la relación entre la longitud larga y corta de la sección de losa.

Los valores de α_f se calculan con la siguiente expresión:

$$\alpha_{fm} = \frac{E_{cb}I_b}{E_{cs}I_s} \quad (2.22)$$

(ACI Committee 318, 2014)

Para aquellas losas que tienen las vigas en las dos direcciones se debe relacionar el valor de α_f para las dos direcciones perpendiculares como se muestra a continuación:

$$0.2 \leq \frac{\alpha_{f1} \cdot l_2^2}{\alpha_{f2} \cdot l_1^2} \leq 5.0 \quad (2.23)$$

(ACI Committee 318, 2014)

Ln	1000	cm
β	1	cm
α_{fm}	1.2	s.u
h(b)	26.8	cm
h(c)	24.4	cm
h min	26.8	cm
h dis	31.3	cm

Tabla 2. 13 Predimensionamiento de losa

Realizado por: José Hurtado Aguilar

2.8.3.2 Vigas

Las vigas son elementos que trabajan bajo esfuerzos de flexión cuya sección debe contar con la suficiente rigidez para evitar deformaciones excesivas y cumplir con los requisitos de funcionalidad y resistencia bajo cargas gravitacionales. El código ACI determina las profundidades de vigas de acuerdo a la siguiente tabla:

	Condición de apoyo	Peralte mínimo
1	Simplemente apoyada	L/16
2	Un apoyo continuo	L/18.5
3	Ambos apoyos continuos	L/21
4	Cantiliver	L/8

Tabla 2. 14 Peralte mínimo para vigas

Realizado por: José Hurtado Aguilar.

Fuente: ACI 318-14 Tabla 9.3.1.1

De la viga más cargada se obtiene que:

b	50.00	cm
d	99.72	cm
r	6	cm
h	105.72	cm

Tabla 2. 15 Predimensionamiento de viga

Realizado por: José Hurtado Aguilar

2.8.3.3 Columnas

Las columnas son elementos que trabajan a flexocompresión y son los encargados de transmitir las fuerzas gravitacionales hacia las cimentaciones. El código ACI no presenta tablas bajo las cuales se pueda pre diseñar columnas, para el efecto, se basará en los criterios desarrollados en la clase de Hormigón III para la columna más cargada, donde se especifica que:

$$A_g (cm^2) = \frac{P_u (kg)}{80} \quad (2.24)$$

(Apuntes Hormigón III, Ing. Placencia, 2016).

Donde:

Ag: Área de la sección de columna.

Pu: Carga última en el área tributaria de la columna.

Es importante recalcar que esta fórmula da resultados muy aproximados para la combinación de cargas de $1.4 D + 1.7 L$, pero como su objetivo trata de predimensionamiento se trabajara con la misma.

Para hacer un primer predimensionamiento del elemento se adoptaran valores de carga muerta de 300 kg/m^2 que es un valor común para edificaciones apartamentales (CORREA María Belén, 2016) y un valor para carga muerta superimpuesta (SDL) de 300 Kg/m^2 (MORALES Miguel, 2014).

El peso propio de los elementos se reconsiderará posteriormente con ayuda de software, DEAD, patrón de carga igual a 1.

Carga viva	500	Kg/m^2
Carga muerta	300	Kg/m^2
Carga SDL	300	Kg/m^2
Carga Ultima	1380	Kg/m^2
LX	9	m
LY	7	m
Área Tributaria	63	m^2
Carga	1217160	Kg/m^2
Área de la columna	15214.50	cm^2
Sección	180	cm
	90	cm
Área Seleccionada	16200	cm^2

Tabla 2. 16 Predimensionamiento de columnas

Realizado por: José Hurtado Aguilar

2.8.3.4 Muros de corte

Las secciones de los muros de corte deben satisfacer requerimientos de corte, fuerza axial y momento. El espesor de este elemento debe ser el adecuado para resistir estas acciones, ya que este tipo de elementos estructurales son los más importantes en el sistema resistente de fuerzas laterales.

2.8.3.5 Secciones de elementos para prediseño

Las dimensiones que se adoptan para el prediseño de la estructura se detallan en la siguiente tabla:

	b	h	e
	m	m	m
Columna	0.9	1.8	-
Viga	0.5	1	-
Losa	-	-	0.3
Muro	-	-	0.4

Tabla 2. 17 Secciones de elementos para prediseño

Realizado por: José Hurtado Aguilar

2.8.4 CONSIDERACIÓN DE CARGAS

El peso se determina en cuanto a las especificaciones que se detallan en la Norma Ecuatoriana de la Construcción según el uso y el tipo de estructura.

2.8.4.1 Carga Viva (L)

Las sobrecargas que se utilicen en el cálculo están definidas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción Cargas (No Sísmicas) NEC-SE-CG.

Carga Viva		
Ocupación o Uso	Carga Uniforme	
	kN/m ²	Kg/m ²
Residencias	2.0	200
Parqueaderos	5.0	500
Gradas	5.0	500

Tabla 2. 18 Carga Viva

Realizado por: José Hurtado Aguilar

Fuente: Tabla 4.1 ASCE 7-10

2.8.4.2 Carga muerta superimpuesta (SDL)

Esta carga se refiere al peso de los elementos no estructurales, así como de la mampostería, recubrimientos y acabados. Para el presente estudio se asumirá una carga de 300 Kg/m² que es un valor común y bastante aproximado para edificaciones de vivienda.

2.8.4.3 Carga muerta (D)

La carga muerta se refiere al peso propio de los elementos estructurales y para el estudio se ha considerado el peso propio de la estructura calculado por los softwares de diseño que se utilizarán en el presente estudio.

2.8.5 CORTANTE BASAL DE DISEÑO

Para el análisis del cortante basal de diseño se procederá de acuerdo al procedimiento estático determinado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS 2015.

Se asume que el proyecto está ubicado en la ciudad de Quito, provincia de Pichincha sobre un suelo tipo C.

2.8.5.1 Coeficiente de cortante basal

El coeficiente de cortante basal se determinará mediante el método 1 y está determinado por la siguiente ecuación:

$$V = \frac{I \cdot Sa(Ta)}{\phi_p \cdot \phi_e \cdot R} \cdot W \quad (2.25)$$

$$T = Ct \cdot h_n^\alpha \quad (2.26)$$

$$Sa = \eta \cdot Z \cdot Fa \rightarrow \text{Para } T_0 \leq T \leq T_c \quad (2.27)$$

$$Sa = \eta \cdot Z \cdot Fa \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \rightarrow \text{Para } T > T_c \quad (2.28)$$

$$T_0 = 0.1Fs \cdot \frac{Fd}{Fa}; \quad T_c = 0.55Fs \cdot \frac{Fd}{Fa} \quad (2.29 - 2.30)$$

(Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015)

Donde:

I = 1: Factor de importancia (Tabla 6 NEC SE DS)

Sa (Ta): Espectro de diseño en aceleración

$\phi_p = 0.9$: Coeficiente de regularidad en planta (Tabla 13 NEC SE DS)

$\phi_e = 1$ Coeficiente de irregularidad en elevación (Tabla 14 NEC SE DS)

R = 7 factor de reducción de resistencia sísmica para pórticos resistentes a momento (ASCE 7-16, 2017)

$\eta = 2.48$: Para la Sierra, Razón entre la aceleración espectral Sa (T=0.1s) y el PGA.

$Z = 0.4$: Para Quito, aceleración máxima esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g . Zona sísmica V (Tabla 19 NEC SE DS)

$r = 1$: Factor que depende de la ubicación geográfica del proyecto, 1 para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E.

$F_a = 1.2$: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto (Tabla 3 NEC SE DS)

$F_d = 1.11$: Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamiento para diseños en roca (Tabla 4 NEC SE DS)

$F_s = 1.11$: Comportamiento no lineal de los suelos (Tabla 5 NEC SE DS)

T : Periodo fundamental de vibración de la estructura.

T_0 : Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

T_c : Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

$C_t = 0.055$ y $\alpha = 0.75$: Coeficiente para estructuras con muros estructurales o diagonales rigidizadoras (Método 1 NEC SE DS).

$h_n = 43.2$ m: Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura en metros.

2.8.6 AGRIETAMIENTO DE SECCIONES

Para cálculos con el software es importante que las inercias geométricas de las secciones sufran una reducción en el valor de su inercia transversal debido al agrietamiento que sufren las secciones en la realidad por acción de cargas gravitacionales.

La Tabla 2. 19 es una recopilación de diferentes factores de agrietamiento sugeridos por varios autores y normativas alrededor del mundo y fue la base para el escogitamiento de los factores utilizados para este proyecto de titulación.

		Property Modifier for Modeling Elements											
Elements	ACI 318-11 10.10.4.1 ACI 318-14 6.6.3.1.1	ASCE 41-13 Table 10-5	PEER TBI Guidelines Service Level	LATBDC MCE-Level Non-Linear Models (2014)	LATBDC Serviceability & Wind (2014)	FEMA 366 Table 6-5	NZS 3101: Part 2-2006 Ultimate Limit State ($f_y=300\text{Mpa}$)	NZS 3101: Part 2-2006 Serviceability Limit State ($\mu=3$) (Note 3)	CSA A23.3-14	EuroCode	TS 500-2000	Paulay & Priestley (1992)	Priosty, Calvi & Kowalsky (2007)
Beams	Conventional Beams ($L/H > 4$)	0.30lg	0.50lg	0.35lg	0.70lg	0.50lg	0.40lg (rectangular) 0.35lg (T and L beams)	0.70lg (rectangular) 0.60lg (T and L beams)	0.35lg	0.50lg	0.40lg	0.40lg	0.17lg=0.44lg
	Prestressed Beams ($L/H > 4$)	n/a	1.00lg	n/a	n/a	1.00lg	n/a	n/a	0.35lg	0.40lg	n/a	n/a	n/a
	Coupling Beams ($L/H \leq 4$)	n/a	n/a	0.20lg	0.30lg	n/a	0.60lg (diagonally reinforced)	0.75lg	0.70lg	0.50lg	0.40lg	(9)	n/a
Columns	Columns - $P_u \geq 0.5A_g f_c$	0.70lg	0.50lg	0.70lg	0.90lg	0.70lg	0.80lg	1.00lg	0.70lg	0.50lg	0.80lg (Note 6)	0.80lg	0.12lg=0.86lg
	Columns - $P_u \leq 0.3A_g f_c$	0.70lg	0.50lg	n/a	n/a	0.50lg	0.55lg	0.80lg	0.70lg	0.50lg	0.40lg	0.60lg	0.12lg=0.86lg
	Columns - $P_u \leq 0.1A_g f_c$	0.30lg	n/a	n/a	n/a	0.50lg	0.40lg	0.70lg	0.70lg	0.50lg	n/a	(9)	0.12lg=0.86lg
	Columns - tension	0.70lg	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	0.50lg	n/a	(9)	0.12lg=0.86lg
Walls (4)	Walls - uncracked	0.70lg	0.75lg	n/a	n/a	0.80lg	n/a	n/a	0.7lg	0.50lg	n/a	(9)	n/a
	Walls - cracked	0.35lg	0.50lg	1.00lg < (1)	0.75lg	0.50lg	0.32lg=0.48lg	0.50lg=0.70lg	0.35lg	0.50lg	0.40lg + 0.80lg (Note 6)	(9)	0.20lg=0.30lg
	Walls - shear	n/a	0.40lg=aw (10)	0.50lg	1.00lg	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	(9)	n/a
Slabs	Conventional flat plates and flat slabs	0.25lg	0.50lg	0.25lg	0.50lg	n/a	n/a	n/a	0.25lg	0.50lg	n/a	(9)	n/a
	Post-tensioned flat plates and flat slabs	n/a	See 10.4.4.2	n/a	0.50lg	n/a	n/a	n/a	0.25lg	0.50lg	n/a	n/a	n/a
	In-plane Shear	n/a	See 10.4.4.2	0.25lg	0.80lg	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a

Tabla 2. 19 Valores para agrietamiento de elementos estructurales

Tomado de: Effective Stiffnes for Modeling Reinforced Concrete Structures
(Michael, 2017)

Los valores adoptados para agrietamiento de secciones son los siguientes:

- Columnas: $0.7 l_g$
- Vigas: $0.5 l_g$
- Losa: $0.5 l_g$
- Muros de corte: $0.6 l_g$

Los valores de agrietamiento y su asignación en el modelo computacional corresponden a las especificaciones determinadas en el código ACI 318-14. Las provisiones determinadas en la norma NEC – 15 no han sido tomadas en cuenta.

2.8.7 CONTROL DE DERIVAS

Se conocen así a los desplazamientos horizontales relativos de un piso respecto a su consecutivo, generados por las fuerzas horizontales en cada dirección que se provocan en un sismo y cuyo valor está limitado por la norma ecuatoriana de la construcción para prevenir daños excesivos a elementos no estructurales.

$$\Delta m = R \cdot \Delta E = 0.02 \quad (2.31)$$

Donde:

Δm : Deriva máxima inelástica, expresada como fracción de altura de piso.

ΔE : Deriva estática.

CAPÍTULO 3

3 METODOLOGÍA

3.1 CONSIDERACIONES GENERALES DE ESTUDIO

El desarrollo de la presente tesis se basa en el análisis comparativo de tres puntos esenciales de los cuales se pretende demostrar el beneficio económico que el hormigón postensado ofrece y son:

- Comparación de losas macizas sobre vigas de hormigón armado y de hormigón postensado.
- Diseño de un edificio bajo la concepción de entrepiso macizo de hormigón armado.
- Diseño de un edificio bajo la concepción de entrepiso macizo de hormigón postensado.

El estudio de las distintas etapas en las que se puede encontrar el hormigón postensado en cuanto a edificaciones permitirá comparar objetivamente el beneficio económico que se logra con el desarrollo de este método constructivo.

La modelación, análisis y diseño de las losas y edificios se basó en la comparación y validación de resultados obtenidos a mano y aplicaciones computacionales destinadas tanto al hormigón armado (SAP2000, ETABs y ADAPT) y para losas de hormigón postensado (ETABs y ADAPT).

3.2 CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL DISEÑO Y MODELADO EN SOFTWARE.

Se detallarán a continuación los parámetros considerados para el diseño y modelo, tanto de hormigón armado como de hormigón postensado.

- Geometría.
- Materiales constitutivos.
- Cargas.
- Condiciones de borde.

3.2.1 GEOMETRÍA

La arquitectura del proyecto se basa en la planta detallada en el capítulo 2.8.2 . La geometría tomada para los distintos puntos de desarrollo del presente proyecto de titulación se desarrollará a partir de las dimensiones especificadas en esta planta tipo.

Para los distintos puntos del desarrollo del proyecto de titulación se tomará en cada caso la planta con las dimensiones necesarias, así para el estudio de losas aisladas se separan cada losa de la planta tipo y se procederá con su estudio y para el análisis de toda la planta se utilizará toda la arquitectura determinada tanto para hormigón armado como para hormigón postensado.

3.2.2 MATERIALES CONSTITUTIVOS

- Resistencia del hormigón: $f'c$: 280 kg/cm²
- Resistencia del hormigón: $f'c$: 350 kg/cm² (Columnas)
- Peso específico del hormigón: w : 2400 kg/m³
- Módulo de elasticidad del hormigón: E : $12500\sqrt{f'c} = 209 T/cm^2$
(Postensado)
- Módulo de elasticidad del hormigón: E : $12500\sqrt{f'c} = 193 T/cm^2$ (Hormigón armado)
- Módulo de Poisson: μ : 0.2
- Esfuerzo de fluencia del acero: f_y : 4200 kg/cm²
- Módulo de elasticidad del acero: E_s : 2000 T/cm²
- Esfuerzo de fluencia del cable postensado: f_{pu} : 18.6 T/cm²
- Fuerza de tensado de los cables para postensado: 15 T
- Esfuerzo efectivo del cable postensado: f_{se} : 12 T/cm²
- Módulo de elasticidad del cable postensado: 1950 T/cm²

La práctica recurrente de la construcción en hormigón armado sugiere además un hormigón de mayor resistencia para los elementos estructurales como columnas como se detalla con anterioridad y así mismo para el presente ejemplo.

3.2.3 COMBINACIONES DE CARGAS

Las cargas vivas, muertas y superimpuesta se detallan en el literal 2.8.4 Consideración de cargas.

- Combinación 1: $1.4 D + 1.4 SDL$
- Combinación 2: $1.2 D + 1.2 SDL + 1.6 L$
- Combinación 3: $1.3 D + 1.3 SDL + L$
- Combinación 4: $1.3 SDL - D + L$
- Combinación 5: $1.3 D + 1.3 SDL + L \pm S_x$
- Combinación 6: $1.3 D + 1.3 SDL + L \pm S_y$
- Combinación 7: $D + 1.15 PT$ (Inicial)
- Combinación 8: $D + SDL + L + PT$ (Service Total load)
- Combinación 9: $D + SDL + 0.3 L + PT$ (Service Sustained load)
- Combinación 10: $3 (D + SDL + 0.3 L + PT)$ (Long term Deflections)

3.2.4 CONDICIONES DE BORDE

Se considera un pórtico espacial con sus respectivos grados de libertad y las bases de las columnas empotradas al nivel base del modelo.

3.2.5 GENERALIDADES

A más de las consideraciones presentadas anteriormente se han considerado las recomendaciones y procedimientos determinados en el Manual para el diseño sísmo resistente de edificios utilizando el programa ETABS (GUERRA Marcelo, 2010). Procedimientos y recomendaciones similares para los programas SAP2000 y ADAPT BUILDER.

CAPÍTULO 4

4 ANÁLISIS COMPARATIVO DE HORMIGON ARMADO Y DE HORMIGON POSTENSADO.

4.1 ANÁLISIS DE LOSAS AISLADAS

Para sustentar que el método de modelación para los software que se van a utilizar es el correcto se procedió a compararlos bajo las mismas condiciones y el correcto análisis de sus resultados y correlación de los mismos. De esta manera, los procesos de análisis comparativos en cuanto a comportamiento estructural son aceptados como válidos.

4.1.1 MODELOS GENERADOS.

Losa aislada plana de hormigón armado generado en el programa ADAPT BUILDER.

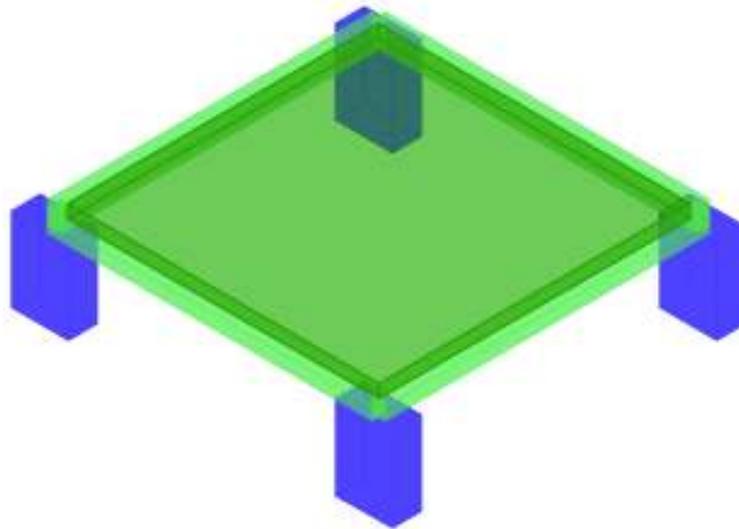


Figura 4. 1 Modelo de losa aislada. Software ADAPT

Realizado por: José Hurtado Aguilar

Losa aislada plana de hormigón armado generado en el programa SAP2000.

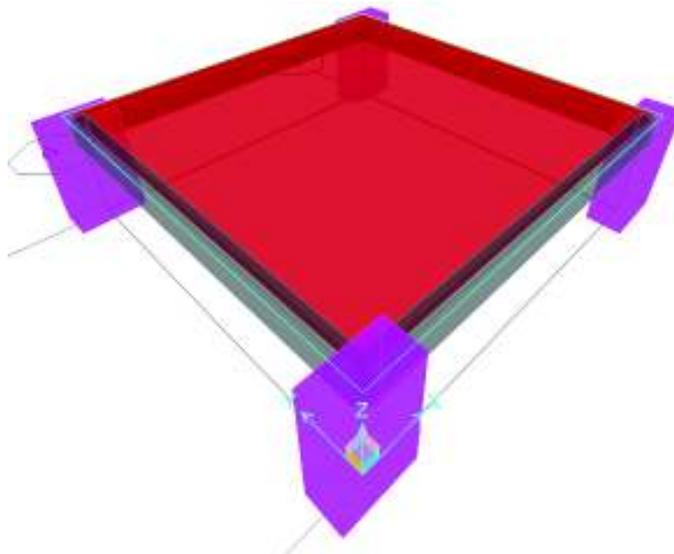


Figura 4. 2 Modelo de losa aislada. Software SAP2000

Realizado por: José Hurtado Aguilar

4.1.2 VALIDACIÓN DE RESULTADOS

La validación de resultados se basó en dos modelos computacionales para hormigón armado en SAP y ADAPT en cuanto a deformaciones y momentos en losas obteniéndose los siguientes resultados.

Comparación de resultados bajo cargas de servicio				
	UZ	Mxx	Myy	Mxy
SAP2000	1.2168	3.5067	3.4293	1.6276
ADAPT	1.31	3.65	3.76	1.82

Tabla 4. 1 Comparación de resultados entre software SAP2000 y ADAPT.

Realizado por: José Hurtado Aguilar

De los resultados obtenidos de las modelaciones generadas para los programas SAP y ADAPT se nota una variación muy pequeña en los resultados que van de alrededor de 5% de variación por lo que se consideran los resultados validados en cuanto al uso de los dos programas computacionales.

4.1.3 ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LOSAS AISLADAS DE HORMIGÓN ARMADO Y DE HORMIGÓN POSTENSADO.

Para el estudio comparativo de las losas aisladas se tomó en cuenta los análisis en cuanto a resistencia y serviciabilidad de las mismas, los precios que se tomaron para la comparación económica se refieren a precios directos detallados en la revista de la cámara de la construcción (CAMICON, 2017).

Las combinaciones de luces que se han adoptado para el análisis de losas macizas aisladas de hormigón armado y postensado se presentan a continuación:

Área (m ²)	Luces (m)
16.00	4x4
32.00	8x4
36.00	6x6
40.00	10x4
48.00	8x6
64.00	8x8
80.00	10x8
100.00	10x10

Tabla 4. 2 Combinaciones de luces y áreas para el estudio comparativo.

Realizado por: José Hurtado Aguilar

Para el análisis comparativo se consideraron volúmenes de hormigón y cantidades de acero necesarias en el diseño de dichas losas, obteniéndose así los siguientes resultados.

El análisis de comportamiento y diseño se compararon los resultados para hormigón armado en los softwares SAP2000 y ADAPT y para hormigón postensado se utilizó el software ADAPT.

4.1.4 CANTIDADES DE MATERIALES

Área		Volumen de hormigón	Acero de refuerzo	Peso Acero	Postensado
		m ³	Kg/m ²	kg	Kg/m ²
10x10	R.C	40	17.46	1721	
	P.T	30	5.35	533.51	2.15
	Reducción	0.25	0.69	0.69	0
10x8	R.C	24	14.5	1159	
	P.T	16	3.17	254.98	2.1
	Reducción	0.33	0.78	0.78	0
10x6	R.C	18	15.11	906.8	
	P.T	12	2.86	172.30	2.1
	Reducción	0.33	0.81	0.81	0
10x4	R.C	10	9.25	409.5	
	P.T	6.4	2.25	88.7	2.1
	Reducción	0.36	0.76	0.76	0
8x8	R.C	19.2	13.9	890.4	
	P.T	12.8	2.13	133.56	2.1
	Reducción	0.33	0.85	0.85	0
8x6	R.C	12	14.2	681.98	
	P.T	9.4	1.65	81.84	2.12
	Reducción	0.22	0.88	0.88	0
8x4	R.C	8	9.9	289.84	
	P.T	5.12	1.14	31.88	2.12
	Reducción	0.36	0.88	0.88	0
6x6	R.C	7.2	11.6	370.83	
	P.T	5.76	1.67	51.92	1.97
	Reducción	0.20	0.86	0.86	0
4x4	R.C	3.84	9.26	148.2	
	P.T	3.84	4.67	74.10	2.15
	Reducción	0.00	0.50	0.50	0

Tabla 4. 3 Comparación de volúmenes de materiales.

Realizado por: José Hurtado Aguilar

Las casillas que se muestran en la siguiente tabla representan las cantidades de materiales obtenidas para cada losa aislada maciza de hormigón armado o de

hormigón postensado, la última casilla representa el porcentaje de reducción en material, teniéndose así que:

- Para las losas, la sustitución a un sistema postensado permite reducir hasta en un tercio el espesor de la sección.
- La cantidad de acero de refuerzo se reduce de entre un 60-85%.

4.1.5 COMPETITIVIDAD EN COSTOS PARA LOSAS MACIZAS AISLADAS.

Hormigón simple $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$				Área (m^2)	Luces (m)
\$/ m^3					
RC	PT	Ahorro	\$		
482.688	482.688	0.00%	0.00	16.00	4x4
1005.6	643.584	36.00%	362.02	32.00	8x4
905.04	724.032	20.00%	181.01	36.00	6x6
1257	804.48	36.00%	452.52	40.00	10x4
1508.4	1206.72	20.00%	301.68	48.00	8x6
2413.44	1608.96	33.33%	804.48	64.00	8x8
3016.8	2011.2	33.33%	1005.60	80.00	10x8
5028	3771	25.00%	1257.00	100.00	10x10

Tabla 4. 4 Competitividad en costos. Hormigón

Realizado por: José Hurtado Aguilar

Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$				Área (m^2)	Luces (m)
\$/ m^2/Kg					
RC	PT	%Ahorro	\$		
189.255	37.962	79.94%	\$ 151.29	16.00	4x4
504.606	60.828	87.95%	\$ 443.78	32.00	8x4
348.429	67.044	80.76%	\$ 281.39	36.00	6x6
410.256	111.4107	72.84%	\$ 298.85	40.00	10x4
756.9978	79.476	89.50%	\$ 677.52	48.00	8x6
988.344	151.959	84.62%	\$ 836.39	64.00	8x8
1286.49	258.63	79.90%	\$ 1,027.86	80.00	10x8
1910.31	593.85	68.91%	\$ 1,316.46	100.00	10x10

Tabla 4. 5 Competitividad en costos. Acero de Refuerzo.

Realizado por: José Hurtado Aguilar

Acero de presfuerzo 270 ksi instalado	Área (m ²)	Luces (m)
\$ m ² /Kg		
\$ 172.99	16.00	4x4
\$ 231.34	32.00	8x4
\$ 361.69	36.00	6x6
\$ 401.88	40.00	10x4
\$ 489.60	48.00	8x6
\$ 636.48	64.00	8x8
\$ 799.68	80.00	10x8
\$ 1,055.70	100.00	10x10

Tabla 4. 6 Competitividad en costos. Cables postensados.

Realizado por: José Hurtado Aguilar

\$				Área (m ²)	Luces (m)
\$ total					
RC	PT	% Ahorro	\$		
671.943	693.642	-3.23%	-\$ 21.70	16.00	4x4
1357.026	1022.652	24.64%	\$ 334.37	32.00	8*4
1330.836	1152.768	13.38%	\$ 178.07	36.00	6*6
1667.256	1317.7707	20.96%	\$ 349.49	40.00	10*4
2187.831	1775.796	18.83%	\$ 412.04	48.00	8*6
3401.784	2397.399	29.53%	\$ 1,004.39	64.00	8*8
4303.29	3069.51	28.67%	\$ 1,233.78	80.00	10*8
6938.31	5420.55	21.88%	\$ 1,517.76	100.00	10*10

Tabla 4. 7 Competitividad en costos para losas macizas aisladas.

Realizado por: José Hurtado Aguilar

A partir de las tablas generadas y los análisis realizados que la tendencia de ahorro para losas macizas aisladas de hormigón de un 15-30%, además se puede observar que el ahorro se vuelve más significativo en cuanto más grandes son las dimensiones de la losa, mostrándose que para losas pequeñas no existe un ahorro con el cambio de sistema a postensado. Los resultados se pueden expresar de una manera más visual en las siguientes graficas:



Figura 4. 3 Tendencia de costo de losas macizas aisladas de hormigón armado y de hormigón postensado

Realizado por: José Hurtado Aguilar

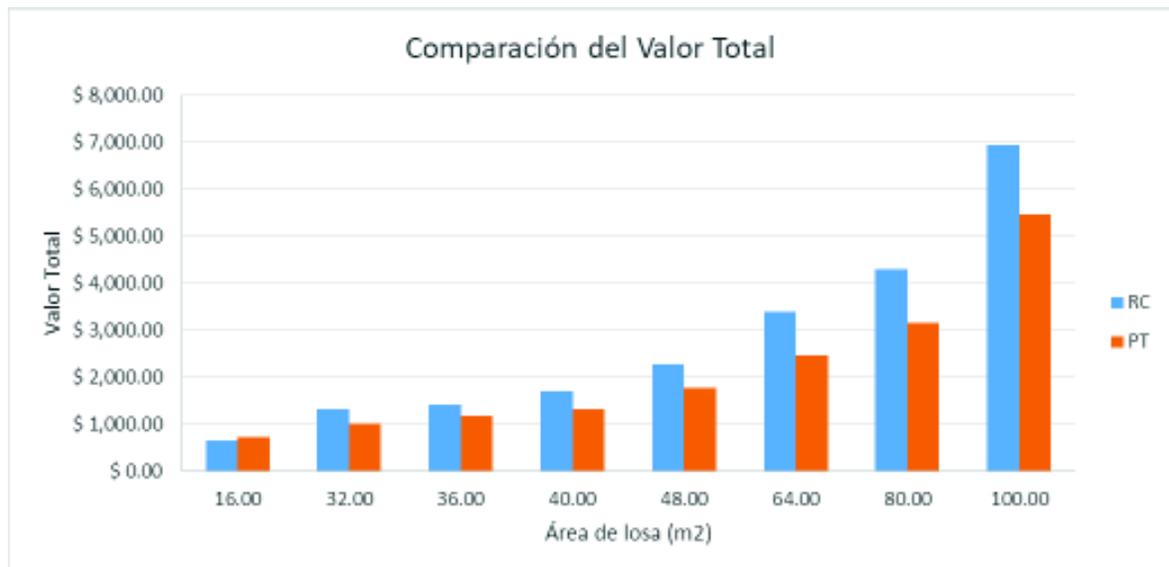


Figura 4. 4 Comparación en costos directos de losas de hormigón armado y losas de hormigón postensado.

Realizado por: José Hurtado Aguilar

Estos valores toman en cuenta únicamente la comparación entre losas sin tomar en cuenta el resto de elementos estructurales que la conforman.

4.2 ANÁLISIS DEL MODELO EN HORMIGÓN ARMADO Y HORMIGÓN POSTENSADO

4.2.1 EJEMPLO DE CÁLCULO Y VALIDACIÓN DE RESULTADOS CON SOFTWARE.

Este ejemplo cubre el análisis y diseño de losas postensadas en base a los parámetros de diseño de ACI 318-14, Manual de Diseño PTI, Post-Tensioning in Buildings (AALAMI Bijan) y Two Way Post-Tensioned floor System (ADAPT). El cálculo manual permitió desarrollar un método de manejo de software aceptado como válido a través de la similitud de resultados que arroja respecto a las fuentes anteriormente citadas.

A continuación se presenta un ejemplo de cálculo manual a modo de ejemplo didáctico para ejemplificar de manera sencilla el procedimiento de diseño de las losas macizas de hormigón postensadas.

4.2.1.1 Ejemplo de cálculo manual

Diseñar la siguiente losa bajo las siguientes consideraciones:

$f'c$: 350 kg/cm²

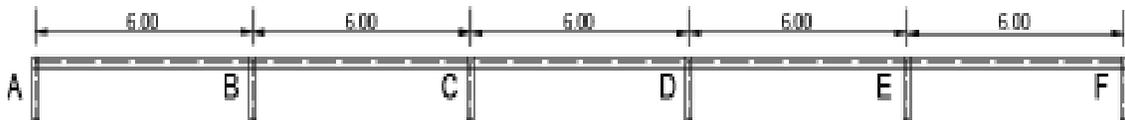


Figura 4. 5 Ejemplo de cálculo manual

Realizado por: José Hurtado Aguilar

El predimensionamiento de las losas corresponde al tipo de la misma que se desea diseñar y las recomendaciones especificadas en el código PTI para cada tipo de losa.

Espesor de losa

$$h = \frac{6m}{48} = 0.125m = 15cm \quad (4.1)$$

Cargas

DL	360	Kg/m ²
SDL	15	Kg/m ²
LL	200	Kg/m ²
WT	575	Kg/m ²
Wu	770	Kg/m ²

Tabla 4. 8 Cargas para cálculo manual

Realizado por: José Hurtado Aguilar

Perfil de tendón y fuerza inicial

Se busca balancear el 60% de la carga muerta teniendo que:

$$w_b = 0.6 \cdot 360 \frac{kg}{m^2} = 216 \frac{kg}{m^2} = 0.22 \frac{tonf}{m^2} \quad (4.2)$$

Claros internos

$$a_{int} = 12cm - 3cm = 9cm \quad (4.3)$$

$$F = \frac{w_b \cdot L^2}{8 \cdot a} = \frac{0.22 \cdot 6^2}{8 \cdot 0.09} = 11 \frac{tonf}{m} = 15 \frac{tonf}{m} \quad (4.4)$$

$$w_b = \frac{15 \frac{tonf}{m}}{11 \frac{tonf}{m}} \cdot 0.22 \frac{tonf}{m^2} = 0.3 \frac{tonf}{m^2} \quad (4.5)$$

$$\frac{F}{A} = \frac{15tonf}{0.15m \cdot 1.00m} = 100 \frac{tonf}{m^2} \quad (4.6)$$

Claros externos

$$a_{ext} = \frac{7.5cm + 12cm}{2} - 3cm = 6.8cm \quad (4.7)$$

$$F = \frac{w_b \cdot L^2}{8 \cdot a} = \frac{0.22 \cdot 6^2}{8 \cdot 0.068} = 14.55 \frac{tonf}{m} = 15 \frac{tonf}{m} \quad (4.8)$$

$$w_b = \frac{15 \frac{tonf}{m}}{14.55 \frac{tonf}{m}} \cdot 0.22 \frac{tonf}{m^2} = 0.23 \frac{tonf}{m^2} \quad (4.9)$$

$$\frac{F}{A} = \frac{15tonf}{0.15m \cdot 1.00m} = 100 \frac{tonf}{m^2} \quad (4.10)$$

Cálculo de momentos netos

Cargas de servicio:

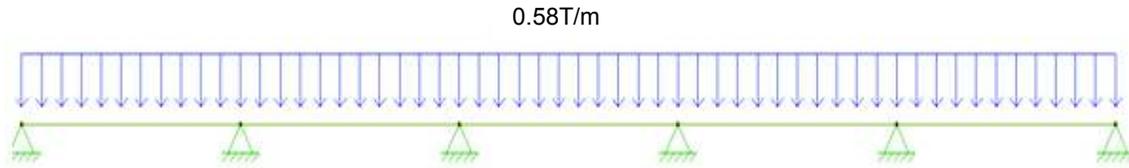


Figura 4. 6 Diagrama de cargas de Servicio - Ejemplo Manual

Realizado por: José Hurtado Aguilar

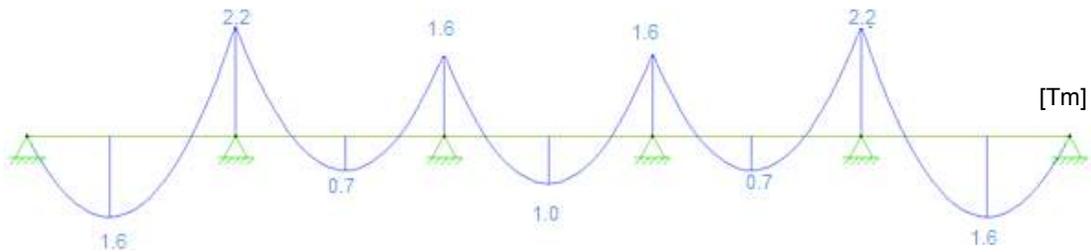


Figura 4. 7 Diagrama de momentos de servicio - Ejemplo Manual

Realizado por: José Hurtado Aguilar

Cargas últimas:

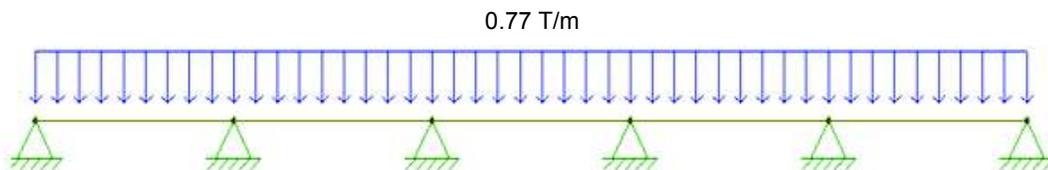


Figura 4. 8 Diagrama de cargas ultimas - Ejemplo Manual

Realizado por: José Hurtado Aguilar

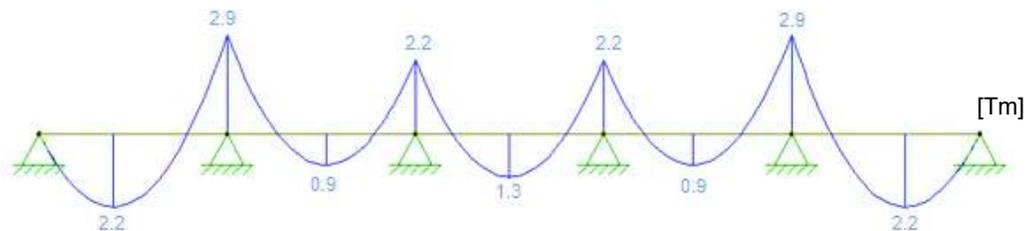


Figura 4. 9 Diagrama de momentos últimos - Ejemplo Manual

Realizado por: José Hurtado Aguilar

Carga Balanceada:

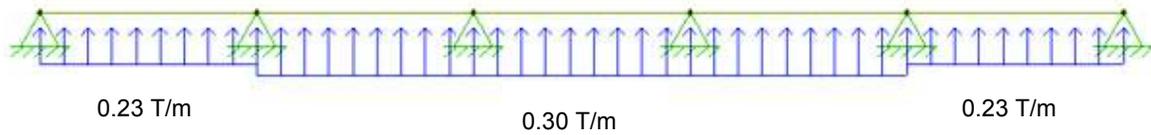


Figura 4. 10 Diagrama de cargas balanceadas - Ejemplo Manual

Realizado por: José Hurtado Aguilar

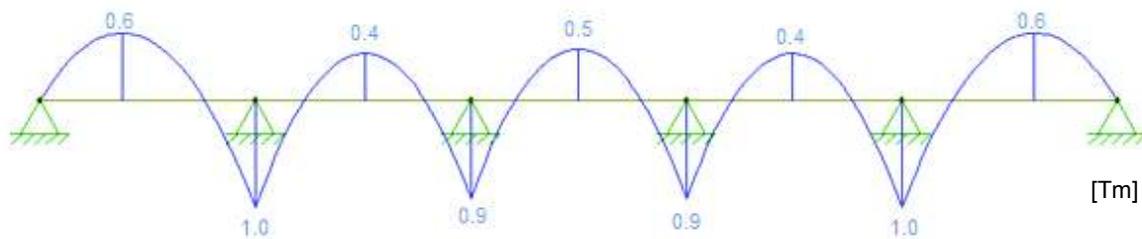


Figura 4. 11 Diagrama de momentos balanceados - Ejemplo Manual

Realizado por: José Hurtado Aguilar

Chequeo de esfuerzos para el apoyo B

$$S = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{1 \cdot 0.15^2}{6} = 3750 \text{ cm}^3 \quad (4.11)$$

$$f = -\frac{F}{A} \pm \frac{M_{net}}{S} \quad (4.12)$$

$$f_{top} = -\frac{15000 \text{ kg}}{1500 \text{ cm}^2} + \frac{220000 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{3750 \text{ cm}^3} - \frac{100000 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{3750 \text{ cm}^3} = 22 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 26.77 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ OK!} \quad (4.13)$$

$$f_{bot} = -\frac{15000 \text{ kg}}{1500 \text{ cm}^2} - \frac{220000 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{3750 \text{ cm}^3} + \frac{100000 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{3750 \text{ cm}^3} = -42 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < -168 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ OK!} \quad (4.14)$$

Los esfuerzos para el punto B están por debajo de los límites establecidos en la norma ACI (ACI Committee 318, 2014).

Cálculo de resistencia a flexión y momentos secundarios

En la siguiente tabla (Tabla 4. 9) se pueden observar los resultados obtenidos de momentos secundarios para este ejemplo.

	A	B	C	D	E	F
MT (T m)	0.00	2.20	1.60	1.60	2.20	0.00
Mb (T m)	0.00	1.00	0.90	0.90	1.00	0.00
Meqv (T m)	0.00	1.20	0.70	0.70	1.20	0.00
e (m)	0.00	0.05	0.05	0.05	0.05	0.00
Fe (T m)	0.00	0.68	0.68	0.68	0.68	0.00
M2 (T m)	0.00	0.53	0.03	0.03	0.53	0.00

Tabla 4. 9 Tabla de momentos - Ejemplo Manual

Realizado por: José Hurtado Aguilar

El momento de demanda se da por la siguiente ecuación (4.15):

$$M_{Demanda} = 1.2 MDL + 1.6 MLL + 1.0 M2 \quad (4.15)$$

	A	B	C	D	E	F
MU (T m)	0.00	2.90	2.20	2.20	2.90	0.00
M2 (T m)	0.00	0.53	0.03	0.03	0.53	0.00
Mdemanda (T m)	0.00	2.38	2.18	2.18	2.38	0.00

Tabla 4. 10 Momento de Demanda - Ejemplo Manual

Realizado por: José Hurtado Aguilar

Cálculo de capacidad del elemento postensado

Acero mínimo para momento negativo:

$$A_{smin} = 0.00075 \cdot A_c = 0.00075 \cdot 100 \cdot 15 = 1.13 \text{ cm}^2 \quad (4.16)$$

Acero colocado: 2Φ10cm

Para el apoyo B se tiene:

Mdemanda: 2.38 Tm

$$\beta = 0.85 - \frac{0.05(f'c - 280)}{70} = 0.85 - \frac{0.05(350 - 280)}{70} = 0.8 \quad (4.17)$$

$$A_{ps} = \frac{15 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}}{12 \frac{\text{tonf}}{\text{tendon}}} \cdot \frac{0.99 \text{ cm}^2}{\text{tendon}} = 1.24 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad (4.18)$$

$$\rho p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1.24 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm} \cdot 12 \text{ cm}} = 0.00103 \quad (4.19)$$

$$f_{ps} = f_{se} + 700 + \frac{f'c}{100 \cdot \rho p} \quad (4.20)$$

$$f_{ps} = 12000 \frac{kg}{cm^2} + 700 \frac{kg}{cm^2} + \frac{350 \frac{kg}{cm^2}}{100 \cdot 0.00103} = 16098.06 \frac{kg}{cm^2}$$

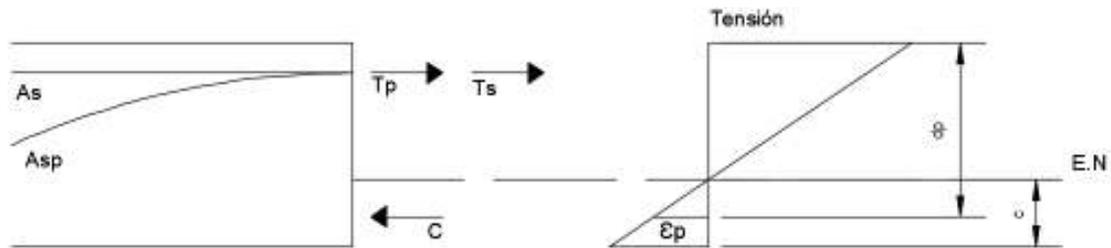


Figura 4. 12 Diagrama de fuerzas en el elemento postensado - Ejemplo Manual

Realizado por: José Hurtado Aguilar

$$T_p = 16098.06 \frac{kg}{cm^2} \cdot 1.24 cm^2 = 19961.59 kg = 19.96 T \quad (4.21)$$

$$T_s = 4200 \frac{kg}{cm^2} \cdot 1.57 cm^2 = 6594 kg = 6.6 T \quad (4.22)$$

$$C_c = 19.96 T + 6.6 T = 26.56 T \quad (4.23)$$

$$a = \frac{26560 kg}{0.85 \cdot 350 \frac{kg}{cm^2} \cdot 100 cm} = 0.9 cm \quad (4.24)$$

$$c = \frac{0.9}{0.8} = 1.13 cm \quad (4.25)$$

$$\epsilon_s = \frac{10.87}{1.13} \cdot 0.003 = 0.0288 > 0.005 \therefore \phi = 0.9 \quad (4.26)$$

$$\phi M_n = 0.9 \cdot \left(26.56 T \cdot \left(0.12 - \frac{0.9}{2} \right) \right) = 2.76 Tm > 2.38 Tm \therefore OK \quad (4.27)$$

4.2.2 GENERALIDADES

Las consideraciones para la modelación y cálculo manual responden a las especificaciones detalladas en el literal 3.2 Consideraciones generales para el diseño y modelado en software.

4.3 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

El proceso de diseño de elementos estructurales se muestra a continuación y en el cual se detallan todos los parámetros sísmoresistentes que se mencionan en las distintas normas para el diseño sísmoresistente, además de considerar las especificaciones determinadas en el libro “Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings” Jack Moehle. (MOEHLE, 2014).

4.3.1 ESPECTRO DE DISEÑO

El espectro se ha generado en base a las especificaciones determinadas con anterioridad mencionadas en la Norma de la Construcción Ecuatoriana NEC-SE-DS – 2015. (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015).

Generalidades	
l	1
ϕ_p	0.9
ϕ_e	1
R	7
η	2.48
Z	0.4
F_a	1.2
F_d	1.11
F_s	1.11
C_t	0.055
α	0.75
h_n	43.2
r	1

Espectro elastico de diseño	
T_c	0.565
T_o	0.103
T	0.927
S_a	1.190
Coeficiente C.B	
Coef. C.B	18.90%
K	1.28

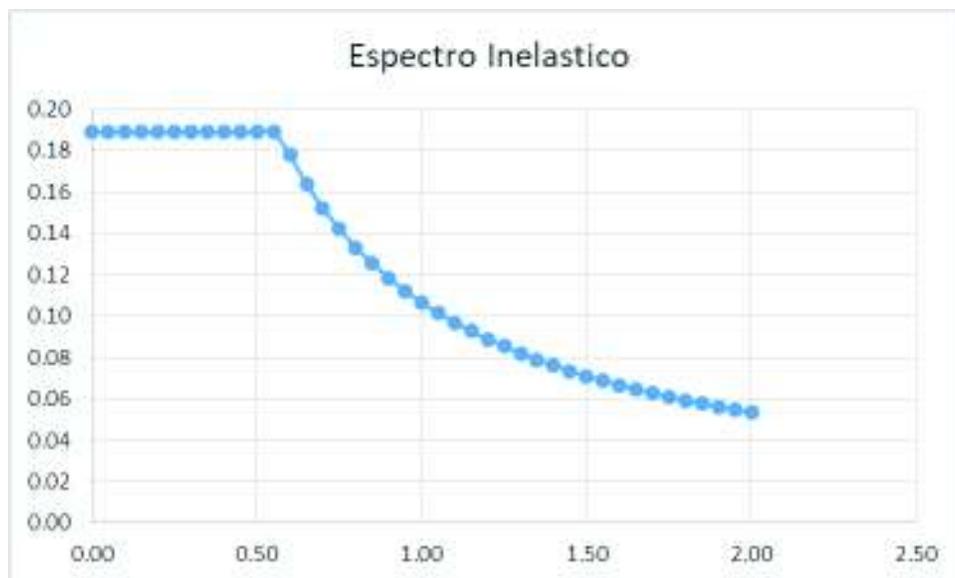


Figura 4. 13 Espectro de diseño

Realizado por: José Hurtado Aguilar

4.3.2 MODELO COMPUTACIONAL

El modelo que se presenta a continuación fue modelado considerando a las losas como elementos membrana, esto es importante en la concepción de un sistema dual puesto que estos elementos no forman parte del sistema resistente de fuerzas laterales, su único objetivo es repartir las cargas a los elementos estructurales principales como lo son las vigas, parte del sistema de pórticos especiales resistentes a momentos. El resto de elementos que forman parte del sistema dual se detallan a continuación con sus secciones y armados finales.

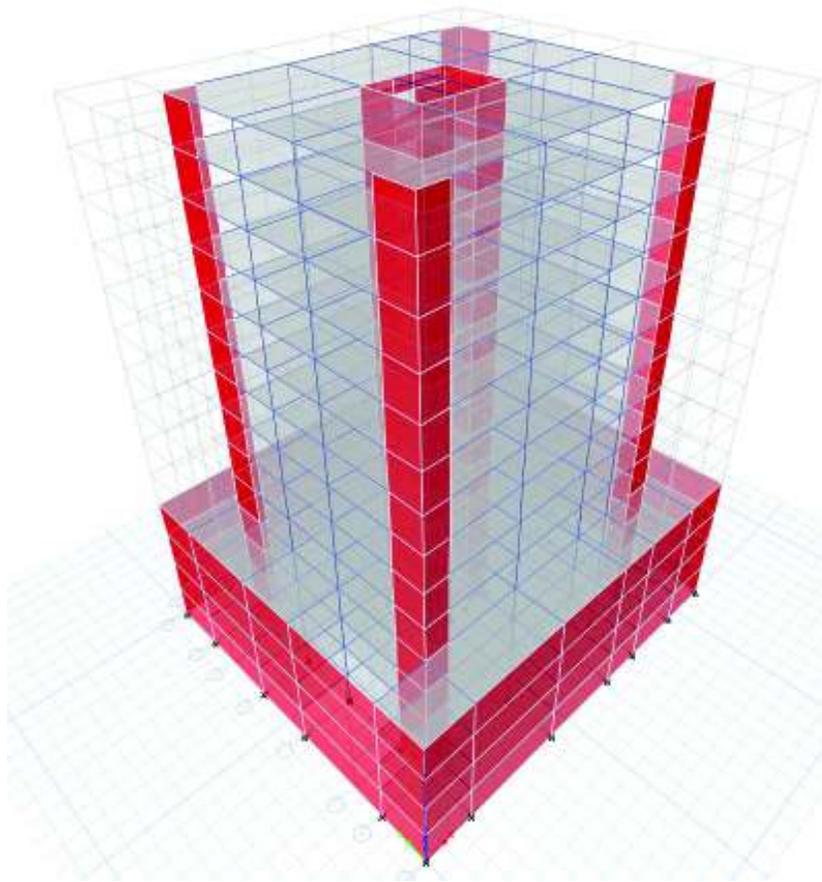


Figura 4. 14 Modelo Computacional generado

Realizado por: José Hurtado Aguilar

4.3.3 MODOS DE VIBRACIÓN MODELO DE HORMIGÓN ARMADO

Modal	Periodo	Ux	Uy	Rz
1	1.181	0	0.996	0.004
2	1.053	0.995	0	0.005
3	0.814	0.005	0.004	0.991

Tabla 4. 11 Modos de vibración - Hormigón Armado

Realizado por: José Hurtado Aguilar

4.3.4 DERIVAS MÁXIMAS EN EL SENTIDO X – MODELO DE HORMIGÓN ARMADO

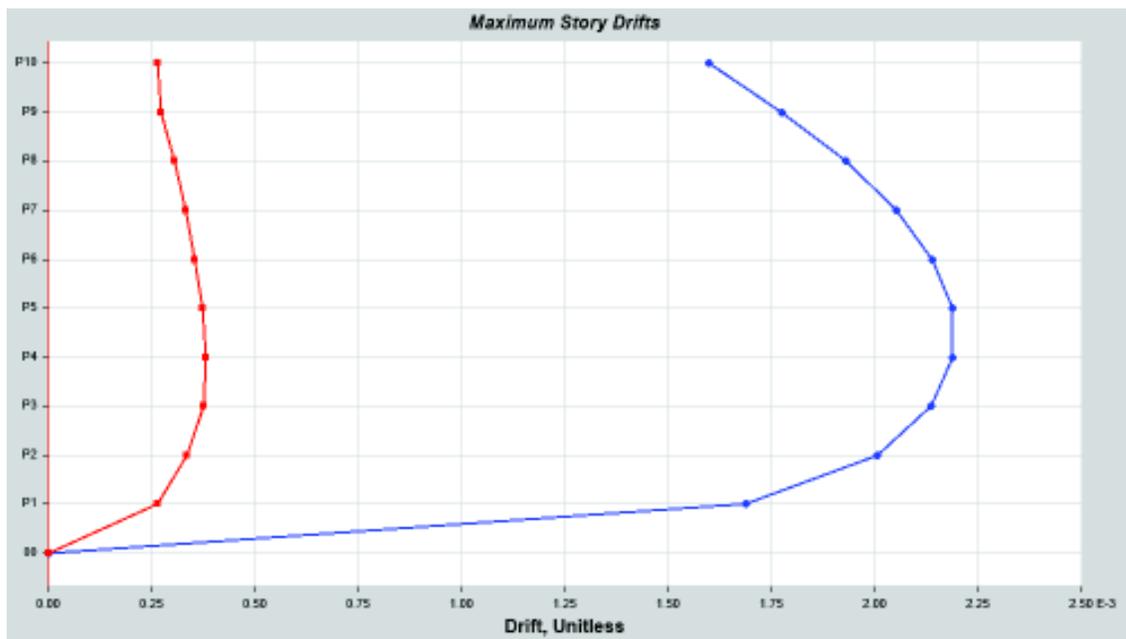


Figura 4. 15 Deriva Estática X

Realizado por: José Hurtado Aguilar

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Deriva Inelastica
P10	SPECTRO X Max	X	0.001599	1.12%
P9	SPECTRO X Max	X	0.001775	1.24%
P8	SPECTRO X Max	X	0.00193	1.35%
P7	SPECTRO X Max	X	0.002052	1.44%
P6	SPECTRO X Max	X	0.002139	1.50%
P5	SPECTRO X Max	X	0.002186	1.53%
P4	SPECTRO X Max	X	0.002188	1.53%
P3	SPECTRO X Max	X	0.002136	1.50%
P2	SPECTRO X Max	X	0.002005	1.40%
P1	SPECTRO X Max	X	0.001687	1.18%
0	SPECTRO X Max	X	0.000736	0.52%

Tabla 4. 12 Derivas máximas – X

Realizado por: José Hurtado Aguilar

4.3.5 DERIVAS MÁXIMAS EN EL SENTIDO Y – MODELO DE HORMIGÓN ARMADO

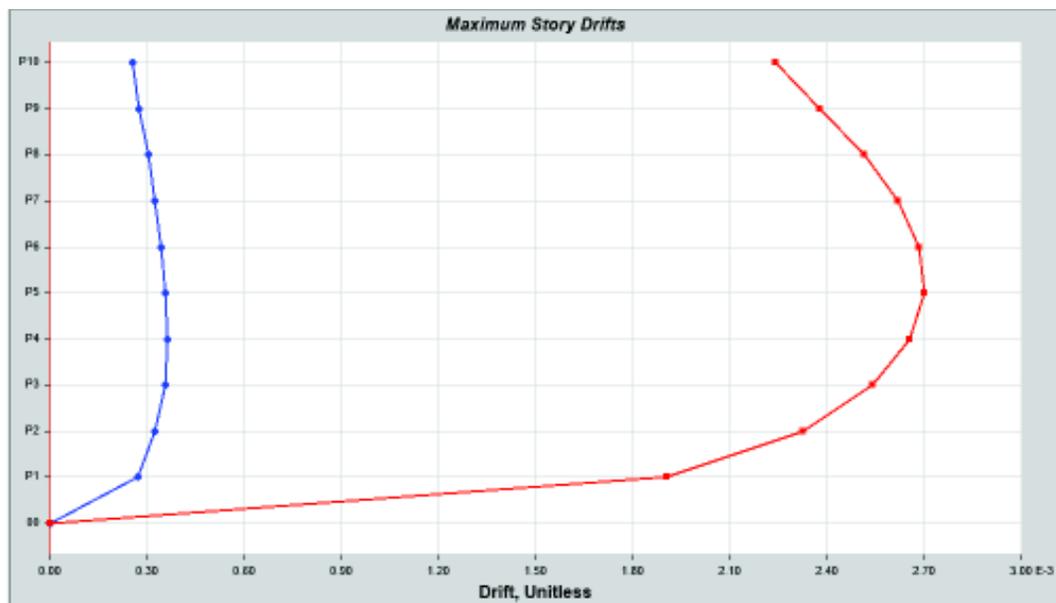


Figura 4. 16 33 Deriva Estática Y

Realizado por: José Hurtado Aguilar

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Deriva Inelastica
P10	SPECTRO Y Max	Y	0.00224	1.57%
P9	SPECTRO Y Max	Y	0.002376	1.66%
P8	SPECTRO Y Max	Y	0.002514	1.76%
P7	SPECTRO Y Max	Y	0.00262	1.83%
P6	SPECTRO Y Max	Y	0.002685	1.88%
P5	SPECTRO Y Max	Y	0.002701	1.89%
P4	SPECTRO Y Max	Y	0.002655	1.86%
P3	SPECTRO Y Max	Y	0.00254	1.78%
P2	SPECTRO Y Max	Y	0.002326	1.63%
P1	SPECTRO Y Max	Y	0.001904	1.33%
0	SPECTRO Y Max	X	0.000266	0.19%

Tabla 4. 13 Derivas máximas – Y

Realizado por: José Hurtado Aguilar

4.3.6 MODOS DE VIBRACIÓN MODELO DE HORMIGON POSTENSADO

Modal	Periodo	Ux	Uy	Rz
1	1.18	0	0.998	0.002
2	1.048	0.997	0	0.003
3	0.774	0.003	0.002	0.996

Tabla 4. 14 Modos de vibración - Hormigón postensado

Realizado por: José Hurtado Aguilar

4.3.7 DERIVAS MÁXIMAS EN EL SENTIDO X – HORMIGÓN POSTENSADO

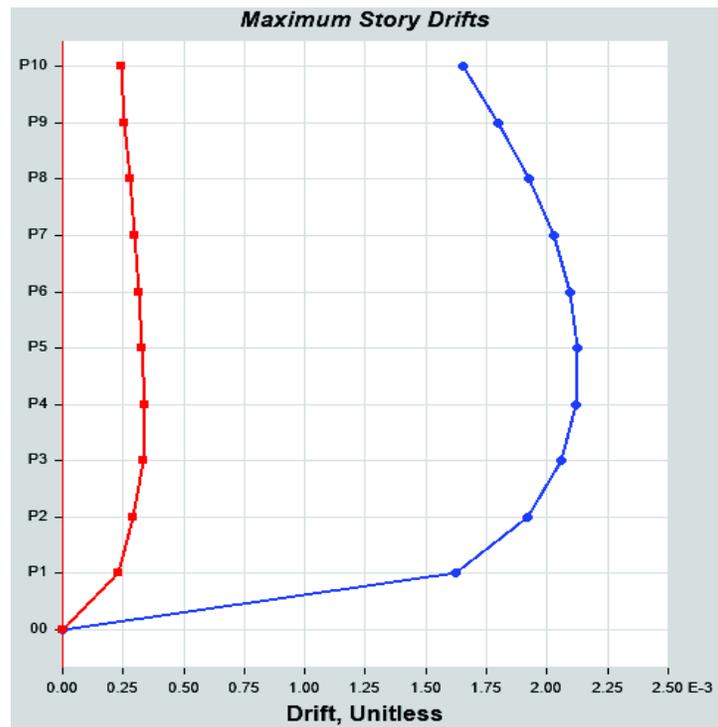


Figura 4. 17 Deriva Estática X

Realizado por: José Hurtado Aguilar

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Deriva Inelastica
P10	SPECTRO X Max	X	0.001653	1.16%
P9	SPECTRO X Max	X	0.001798	1.26%
P8	SPECTRO X Max	X	0.001925	1.35%
P7	SPECTRO X Max	X	0.002027	1.42%
P6	SPECTRO X Max	X	0.002095	1.47%
P5	SPECTRO X Max	X	0.002128	1.49%
P4	SPECTRO X Max	X	0.002118	1.48%
P3	SPECTRO X Max	X	0.002058	1.44%
P2	SPECTRO X Max	X	0.001921	1.34%
P1	SPECTRO X Max	X	0.001624	1.14%
0	SPECTRO X Max	X	0.000745	0.52%

Tabla 4. 15 Derivas máximas – X

Realizado por: José Hurtado Aguilar

4.3.8 DERIVAS MÁXIMAS EN EL SENTIDO Y – HORMIGÓN POSTENSADO

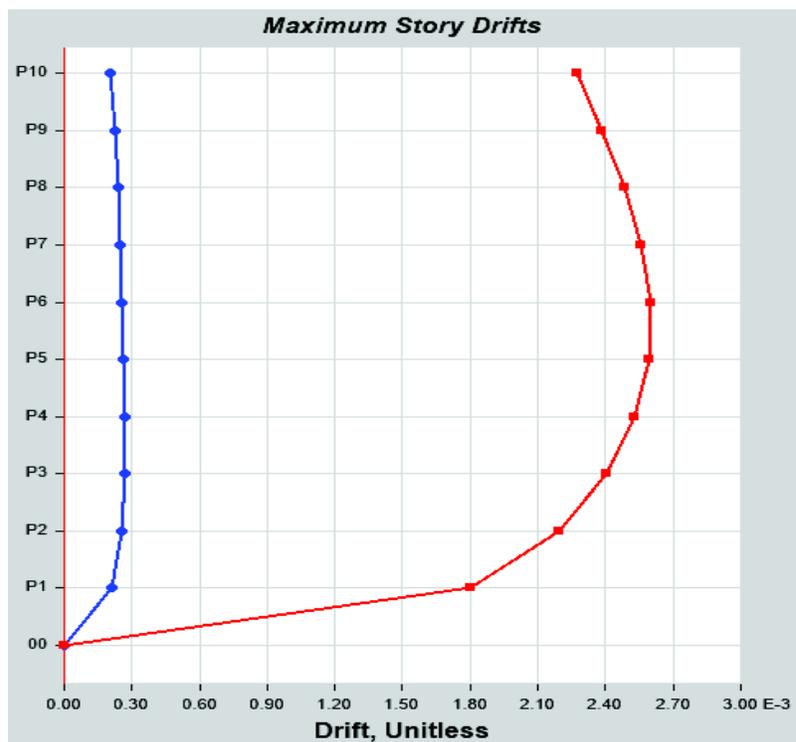


Figura 4. 18 Deriva Estática Y

Realizado por: José Hurtado Aguilar

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Deriva Inelastica
P10	SPECTRO Y Max	Y	0.002275	1.59%
P9	SPECTRO Y Max	Y	0.002383	1.67%
P8	SPECTRO Y Max	Y	0.002486	1.74%
P7	SPECTRO Y Max	Y	0.00256	1.79%
P6	SPECTRO Y Max	Y	0.002599	1.82%
P5	SPECTRO Y Max	Y	0.002591	1.81%
P4	SPECTRO Y Max	Y	0.002529	1.77%
P3	SPECTRO Y Max	Y	0.002407	1.68%
P2	SPECTRO Y Max	Y	0.002196	1.54%
P1	SPECTRO Y Max	Y	0.0018	1.26%
0	SPECTRO Y Max	X	0.000259	0.18%

Tabla 4. 16 Derivas máximas – Y

Realizado por: José Hurtado Aguilar

4.4 DISEÑO ESTRUCTURAL

Los elementos que se muestran a continuación se utilizan tanto como para el modelo de hormigón armado como para el modelo de hormigón postensado, las siglas “RC” corresponden a los elementos de hormigón armado y las siglas “PT” determinarán las secciones destinadas al modelo de hormigón postensado, aquellas secciones que no presentan sigla alguna refieren a elementos comunes entre los dos modelos analizados.

Las secciones finales de vigas, columnas, muros y losas se detallan a continuación:

4.4.1 DISEÑO DE VIGAS

El diseño a flexión de los elementos tipo viga debe garantizar la ductilidad del elemento, es de especial cuidado ser muy precisos en la cantidad de refuerzo que se coloque en estos elementos, puesto que mientras mayor sea la cantidad de acero que se coloque en estos elementos menor será la ductilidad que estos tengan. Para el cálculo del acero de refuerzo se utilizaron las bases teóricas y las provisiones determinadas en el código ACI (ACI Committee 318, 2014).

El diseño a corte de los elementos vigas se realizan en base a la capacidad real a flexión de la viga, tomando en cuenta una resistencia mayor en el acero de $1.25f_y$.

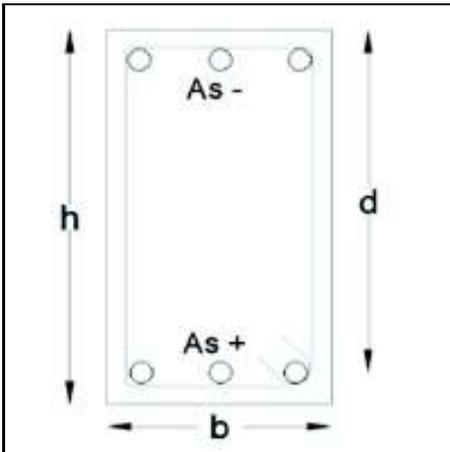
	b	50	cm
	h	100	cm
	f_y	4200	kg/cm ²
	f'_c	280	kg/cm ²
	r	6	cm
	d	94	cm

Figura 4. 19 Sección final de viga 1 - RC

Realizado por: José Hurtado Aguilar

	b	50	cm
	h	80	cm
	f_y	4200	kg/cm ²
	f'_c	280	kg/cm ²
	r	6	cm
	d	74	cm

Figura 4. 20 Sección final de viga 2 - RC

Realizado por: José Hurtado Aguilar

	b	50	cm
	h	85	cm
	f_y	4200	kg/cm ²
	f'_c	280	kg/cm ²
	r	6	cm
	d	79	cm

Figura 4. 21 Sección final de viga 1 – PT

Realizado por: José Hurtado Aguilar

4.4.2 EJEMPLO DE CÁLCULO

Resultados S-3																
Distancia (m)		5			6.75			6			4.75			5		
ETABS	M-	18.6	0.75	7.57	36.8	0.21	14.54	11.6	0.53	11.66	9.17	0.34	27.84	19.88	0.75	18.8
	M+	6.58	10	18.22	6.82	14.9	5.14	4.65	14.75	4.63	6.05	9.63	9.41	9	10.07	6.72
Calculado	As (-)	7.44	0.30	3.03	14.72	0.08	5.82	4.64	0.21	4.66	3.67	0.14	11.14	7.95	0.30	7.52
	Check	NO	NO	NO	OK	NO										
	As (-)	12.50	12.50	12.50	14.72	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50
	Diametro	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00
	#	4.00	4.00	6.00	6.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	5.00	5.00	4.00	4.00
	As colocado	12.57	12.57	18.85	18.85	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57	15.71	15.71	12.57	12.57
	Check	OK														
	As (+)	2.63	4.00	7.29	2.73	5.96	2.06	1.86	5.90	1.85	2.42	3.85	3.76	3.60	4.03	2.69
	Check	NO														
	As (+)	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50
	Diametro	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00
	#	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
	As colocado	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57
	Check	OK														
Cortante	Vl	3.55		3.10	6.50		3.20	4.10		4.05	3.05		6.40	3.11		3.50
	VD	9.62		6.10	12.50		7.20	7.85		7.90	6.50		11.35	6.25		9.21
	VSDL	2.45		1.75	3.90		1.95	2.45		2.45	1.80		3.90	1.80		2.35
	Vv	20.16		14.38	30.08		16.10	18.92		18.90	14.84		28.54	14.64		19.47
	Mp1	47.65	47.65	70.11	70.11	47.65	47.65	47.65	47.65	47.65	47.65	47.65	58.99	58.99	47.65	47.65
	Mp2	47.65	47.65	47.65	47.65	47.65	47.65	47.65	47.65	47.65	47.65	47.65	47.65	47.65	47.65	47.65
	Ve	19.06	19.06	23.55	23.55	19.06	19.06	19.06	19.06	19.06	19.06	19.06	21.33	21.33	19.06	19.06
	Vu	39.22	19.06	37.93	53.63	19.06	35.16	37.98	19.06	37.98	33.90	19.06	49.87	35.97	19.06	38.53
	Vc	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26	33.26
	C2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Vs	46.15	22.42	44.63	63.10	22.42	41.37	44.68	22.42	44.66	39.88	22.42	58.67	42.31	22.42	45.33
	Check	OK														
	s	12	20	12	12	20	12	12	20	12	12	20	12	12	20	12
	Av min	0.50	0.83	0.50	0.50	0.83	0.50	0.50	0.83	0.50	0.50	0.83	0.50	0.50	0.83	0.50
	Av	1.76	1.42	1.70	2.40	1.42	1.58	1.70	1.42	1.70	1.52	1.42	2.24	1.61	1.42	1.73
	Check	OK														
	Av colocado	1.76	1.42	1.70	2.40	1.42	1.58	1.70	1.42	1.70	1.52	1.42	2.24	1.61	1.42	1.73
	Diametro	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12
	Av	1.13	1.13	1.13	1.13	1.13	1.13	1.13	1.13	1.13	1.13	1.13	1.13	1.13	1.13	1.13
	Ramas	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
Check	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	

Tabla 4. 17 Diseño de vigas

Realizado por: José Hurtado Aguilar

4.5 DISEÑO DE COLUMNAS

Las dimensiones de las columnas se han iterado de tal manera que en conjunto con las dimensiones de los elementos tipo Muro de corte formen un sistema dual en el cual las columnas sean capaces de resistir al menos el 25% de la sollicitación por cortante en la base. Se ha considerado además los límites de cuantías para este tipo de elementos desde el 1% hasta el 6% para columnas de pórticos especiales resistentes a momento diseñadas a resistir efectos de sismo. (MOEHLE, 2014). Para este caso se han obtenido cuantías de 1.3%.

4.5.1 DIAGRAMAS DE ITERACIÓN

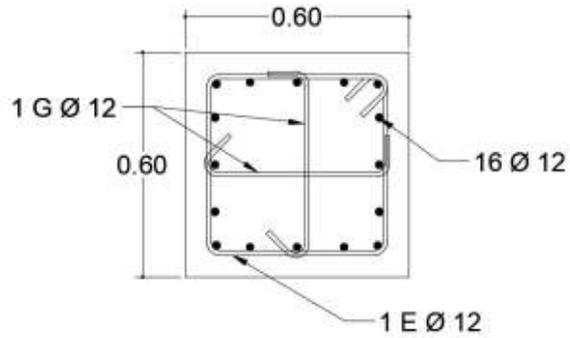


Figura 4. 22 Sección de columna - C1

Realizado por: José Hurtado Aguilar

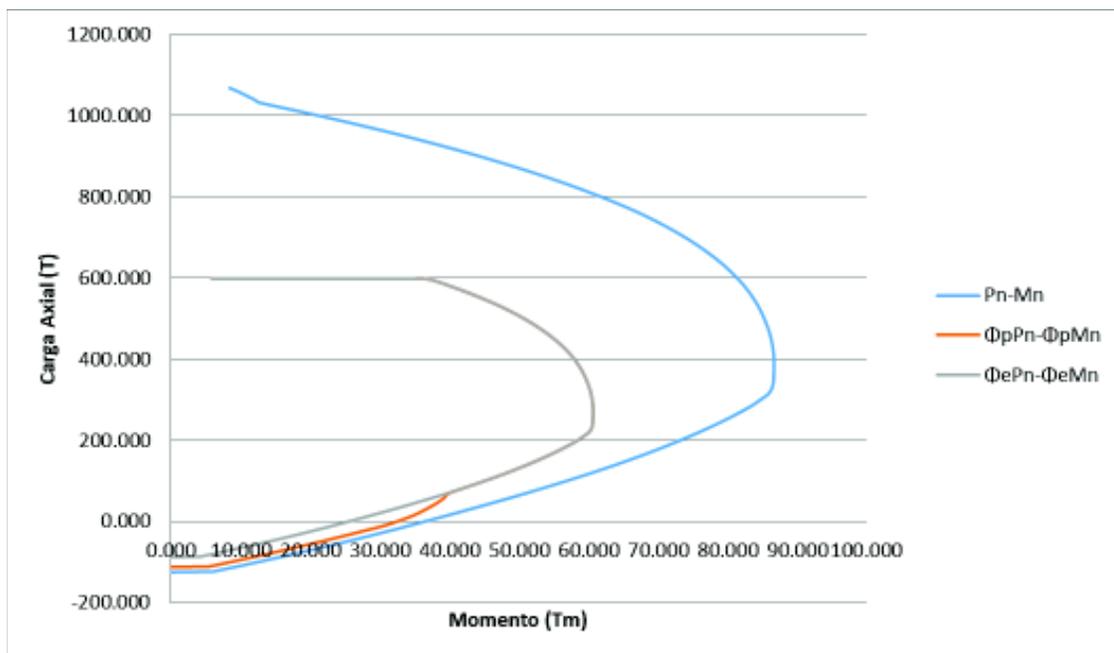


Figura 4. 23 Diagrama de iteración Sentido X - C1

Realizado por: José Hurtado Aguilar

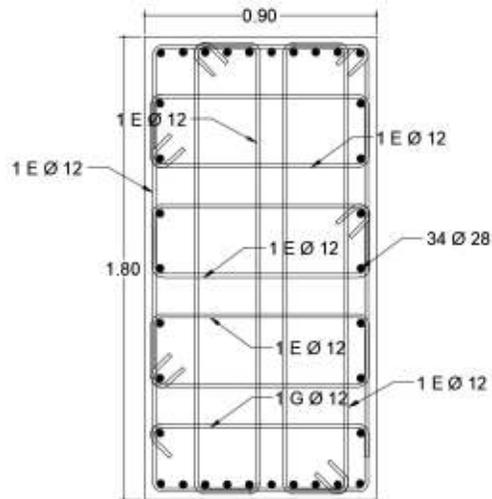


Figura 4. 24 Sección de Columna - C2 RC

Realizado por: José Hurtado Aguilar

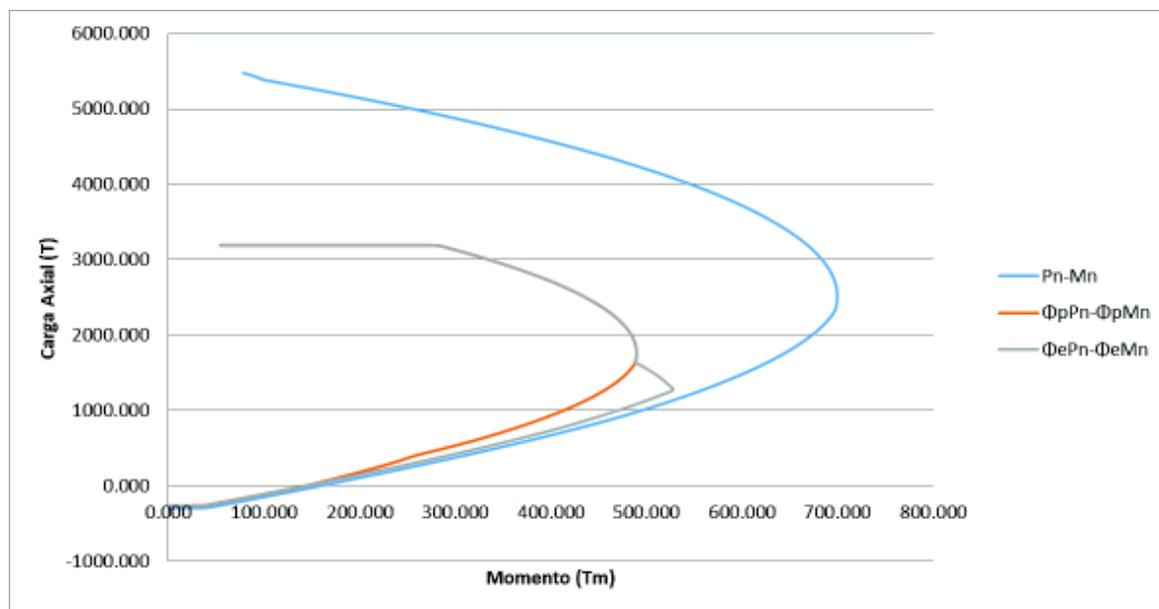


Figura 4. 25 Diagrama de iteración Sentido X - C2 RC

Realizado por: José Hurtado Aguilar

Ver detalle de espaciamiento de estribos en los planos adjuntos en los anexos.

4.5.2 MODELO DE DISEÑO POR CORTE

Hc	3.6	m
MbXX	154.44	Tm
MbYY	396.36	Tm
Smin	10	cm
Lo max	90	cm

Confinamiento cabeza y pie					
Ac	2704.00	cm ²	Ac	2704.00	cm ²
Ag	3600.00	cm ²	Ag	3600.00	cm ²
h"	44.00	cm	h"	44.00	cm
Ash1	2.92	cm ²	Ash1	2.92	cm ²
Ash2	2.64	cm ²	Ash2	2.64	cm ²
Ash	2.92	cm ²	Ash	2.92	cm ²
Diametro	1.20	cm	Diametro	1.20	cm
Ramas	3.00	U	Ramas	3.00	U
Area	3.39	cm ²	Area	3.39	cm ²
Check	OK		Check	OK	
Corte cabeza y pie					
Vu	12.75	T	Vu	10.56	T
Vc	23.41	T	Vc	23.41	T
Vs	8.41	T	Vs	10.99	T
Check	OK		Check	OK	
Av	0.46	cm ²	Av	0.59	cm ²
Diametro	1.20	cm	Diametro	1.20	cm
Ramas	1.00	U	Ramas	1.00	U
Area	1.13	cm ²	Area	1.13	cm ²
Check	OK		Check	OK	
Corte Medio					
Vu	12.75	T	Vu	10.56	T
Vc	23.41	T	Vc	23.41	T
Vs	8.41	T	Vs	10.99	T
Check	OK		Check	OK	
Av	0.68	cm ²	Av	0.89	cm ²
Diametro	1.20	cm	Diametro	1.20	cm
Ramas	3.00	U	Ramas	3.00	U
Area	3.39	cm ²	Area	3.39	cm ²
Check	OK		Check	OK	

Tabla 4. 18 Diseño a corte columna - C1

Realizado por: José Hurtado Aguilar

4.6 CONEXIÓN VIGA - COLUMNA

Tomando en cuenta la filosofía de diseño tradicional en cuanto refiere al tipo de conexión y características de falla y disipación de energía, la conexión debe diseñarse de tal manera que se genere: nudo fuerte - viga débil y columna fuerte – viga débil.

Y	Exterior	4		
			α	1.25
b (cm)		90		
h (cm)		180		
d' (cm)		6		
d (cm)		168		
f'c (kg/cm ²)		350		
fy (kg/cm ²)	4200		Es (kg/cm ²)	2100000
Φ (mm)		28		
# varillas		34		
As (cm ²)	209.35622			
Cuantía (%)		1.3		
Hc (m)		3.2		

Tabla 4. 19 Condiciones para CVC

Realizado por: José Hurtado Aguilar

Corte		
T1	375.77	T
T2	311.12	T
M1	187.49	Tm
M2	160.64	Tm
Vcol	108.79	T
Vj	578.09	T
Vn	801.46	T
Check	OK	

Tabla 4. 20 CVC – Corte

Realizado por: José Hurtado Aguilar

Confinamiento		
Separacion	10	cm
Ash1	2.92	cm ²
Ash2	2.64	cm ²
AsDiseño	3.39	cm ²

Tabla 4. 21 CVC – Confinamiento

Realizado por: José Hurtado Aguilar

Deterioro de la adherencia			
Hcol	180	Hcol	90
20phi viga	56	20phi viga	56
Check	OK	Check	OK
60Phi viga	168	20Phi viga	56
Check	OK	Check	OK
Dviga	75	Dviga	75
20phi col	56	20phi col	56
Check	OK	Check	OK

Tabla 4. 22 CVC - Deterioro de la adherencia

Realizado por: José Hurtado Aguilar

Anclaje	
Consideracion	SI
Cuantia	0.016
Check	OK

Tabla 4. 23 CVC – Anclaje

Realizado por: José Hurtado Aguilar

4.7 DISEÑO DE MUROS

El diseño de muros especiales de corte ha sido un puntal importante en el desarrollo de este proyecto de titulación puesto que, su participación como elemento del sistema resistente de fuerzas laterales ha intervenido favorablemente en el control de derivas y de rigidez del modelo analizado.

4.7.1 DIAGRAMAS DE ITERACIÓN

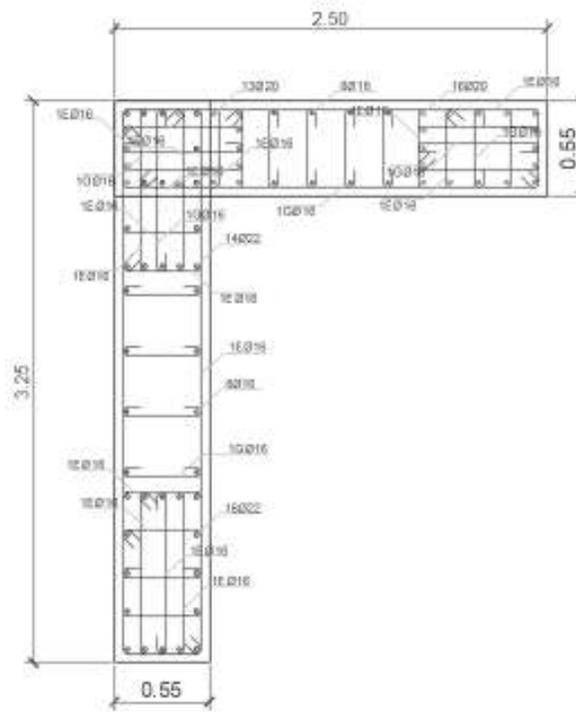


Figura 4. 26 Sección de muro - L

Realizado por: José Hurtado Aguilar

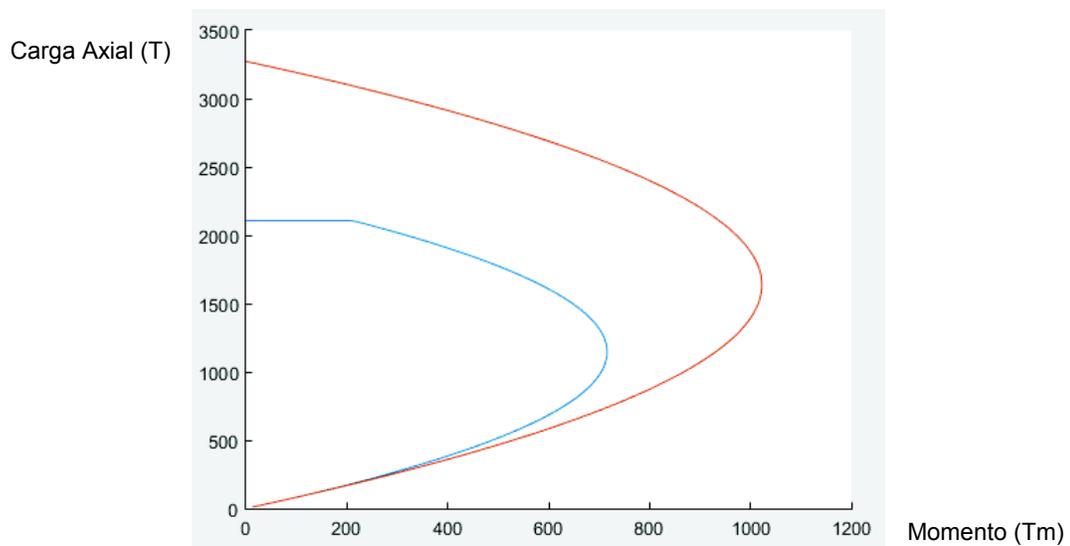


Figura 4. 27 Diagrama de iteración muro Sentido X – Muro 2.5m

Realizado por: José Hurtado Aguilar

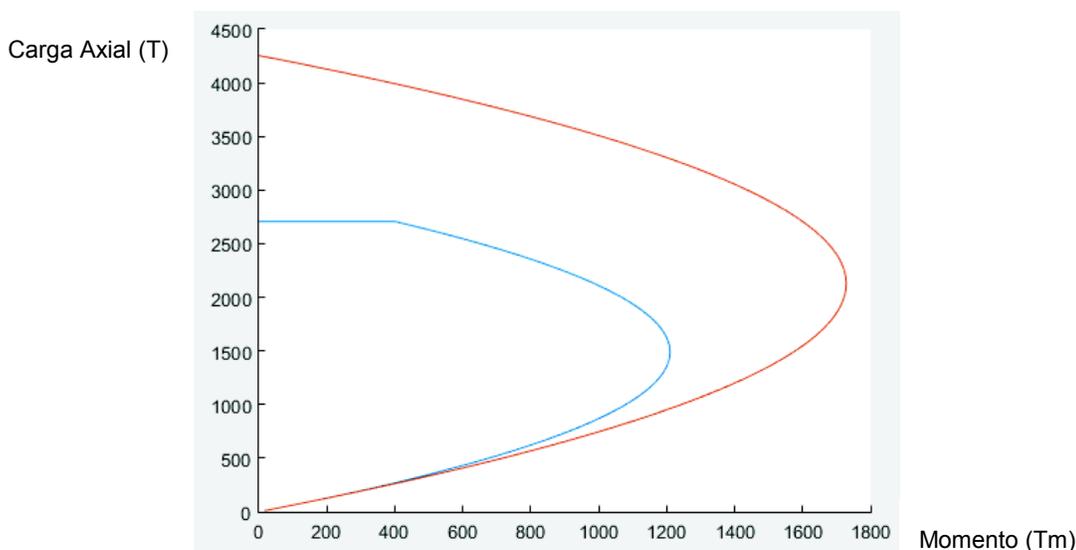


Figura 4. 28 Diagrama de iteración muro Sentido Y – Muro 3.25m

Realizado por: José Hurtado Aguilar

Ver detalle de refuerzo en los planos adjuntos en el anexo.

4.7.2 PARTICIPACIÓN DE MUROS EN SISTEMA DUALES

Sentido	Vb	Pórtico	Muro	%
X	2163.78	541.51	1622.27	25.03%
Y	2163.78	752.53	1411.25	34.78%

Tabla 4. 24 Participación de muros - Sistema Dual RC

Realizado por: José Hurtado Aguilar

Sentido	Vb	Pórtico	Muro	%
X	1913.75	478.98	1434.77	25.03%
Y	1913.75	590.57	1323.18	30.86%

Tabla 4. 25 Participación de muros - Sistema Dual PT

Realizado por: José Hurtado Aguilar

En estas tablas se representa la distribución del cortante basal para el pórtico especial resistente a momento y para los muros especiales resistentes a corte. El porcentaje mostrado en las tablas refleja la participación de los pórticos especiales

El método permite diseñar la losa mediante paneles individuales como se muestra a continuación:

Losa 10 x 10			
	M- (T-m)	M+ (T-m)	
Momento	41.9	21.85	
As	45.7090909	23.8363636	
Check	OK	OK	
Asf	45.7090909	9.68636364	
Diametro	16	12	
N	25	10	
S	0.2	0.5	
Area	50.2654825	11.3097336	
Check	OK	OK	
	Malla	1.93727273	283

Tabla 4. 26 Diseño de panel de losa

Realizado por: José Hurtado Aguilar

4.8.1.2 Diseño de losa Postensada

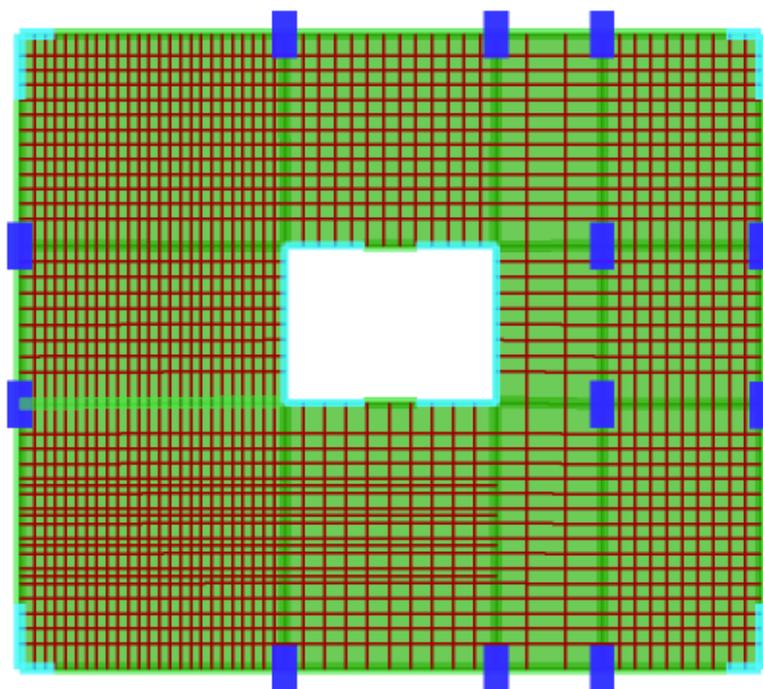


Figura 4. 30 Losa de hormigón postensado

Realizado por: José Hurtado Aguilar

El diseño de las losas tanto de hormigón armado como de hormigón postensado se ha facilitado con el STRIP METHOD DESIGN siguiendo los procedimientos de cálculo y provisiones estipuladas en el libro losas de concreto reforzadas (Park R, 1990) y una serie de lineamientos similares a los del ejemplo manual citado en el numeral: 4.2.1.1.

4.9 DISEÑO ESTRUCTURAL

Siguiendo todas los modelos de cálculo mostrados y las filosofías de diseño sismoresistente se han desarrollado los planos estructurales correspondientes a las dos estructuras, siguiendo las recomendaciones del ACI (ACI Committee 318, 2014) para pórticos especiales resistentes a momento en el capítulo 18 (Earthquake – Resistant Structures) y además aquellas que se describen en el capítulo 25 (Reinforcement Details).

En los planos estructurales, se representan los resultados de cada uno de los diseños para todos los elementos presentes en los modelos analizados. Estos planos, detalles y cantidades de materiales y refuerzo obtenidos se encuentran detallados en el anexo: 0 planos estructurales.

4.10 ANÁLISIS COMPARATIVO ECONÓMICO

Posterior al proceso de diseño y cálculo de cantidades de materiales se han determinado costos directos para los rubros especificados en las siguientes tablas: y para los modelos considerados. Estos rubros representan únicamente la obra gris de las alternativas planteadas.

El desarrollo de los costos directos utilizados en estas tablas se detallan en el Análisis de Precios Unitarios desglosados en el anexo: 6.1 Anexo de precios unitarios.

Para el análisis de precios unitarios se tomó como fundamento los datos presentados en la Revista de la Cámara de la Construcción de Quito. (CAMICON, 2017).

Los costos indirectos no han sido tomados en cuenta para el presente estudio puesto que se tratan de gastos administrativos. Estos costos indirectos son los mismos para los dos casos y por esta razón no se toman en cuenta, ya que no incidirán en la diferencia de los costos finales.

Tabla de costos RC					
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Total
1	Encofrado/Desencofrado de vigas	m2	6196.45	\$ 13.08	\$ 81,049.57
2	Hormigón en vigas - Hormigón simple $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$	m3	1719.6	\$ 125.70	\$ 216,153.72
3	Acero en vigas - Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$	kg	289232.2	\$ 1.11	\$ 321,047.74
4	Encofrado/Desencofrado de columnas	m2	6519.74	\$ 14.29	\$ 93,167.08
5	Hormigón en columnas - Hormigón simple $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$	m3	1093.82	\$ 137.40	\$ 150,290.87
6	Acero en columnas - Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$	kg	20749.9	\$ 1.11	\$ 23,032.39
7	Encofrado/Desencofrado de muros	m2	5503.72	\$ 25.96	\$ 142,876.57
8	Hormigón en muros - Hormigón simple $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$	m3	1121.4	\$ 125.70	\$ 140,959.98
9	Acero de refuerzo en muros $f_y: 4200$	kg	183449.9	\$ 1.11	\$ 203,629.39
10	Encofrado/Desencofrado de losas	m2	1005.38	\$ 18.50	\$ 18,599.53
11	Hormigón en losas - Hormigón simple $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$	m3	3199.2	\$ 125.70	\$ 402,139.44
12	Acero de refuerzo en losas $f_y: 4200$	kg	81436.6	\$ 1.11	\$ 90,394.63
13	Malla electrosoldada $\Phi 6@10 f_y: 5000 \text{ kg/cm}^2$	kg	48902.88	\$ 4.82	\$ 235,711.88
				TOTAL	\$ 2,119,052.79

Tabla 4. 27 Costos directos hormigón armado

Realizado por: José Hurtado Aguilar

Tabla de costos PT					
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Total
1	Encofrado/Desencofrado de vigas	m2	5207.4	\$ 13.08	\$ 68,112.79
2	Hormigón en vigas - Hormigón simple $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$	m3	1670.6	\$ 125.70	\$ 209,994.42
3	Acero en vigas - Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$	kg	215370.9	\$ 1.11	\$ 239,061.70
4	Encofrado/Desencofrado de columnas	m2	4527.6	\$ 14.29	\$ 64,699.40
5	Hormigón en columnas - Hormigón simple $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$	m3	957.75	\$ 137.40	\$ 131,594.85
6	Acero en columnas - Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$	kg	18681.8	\$ 1.11	\$ 20,736.80
7	Encofrado/Desencofrado de muros	m2	5503.72	\$ 25.96	\$ 142,876.57
8	Hormigón en muros - Hormigón simple $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$	m3	1121.4	\$ 125.70	\$ 140,959.98
9	Acero de refuerzo en muros $f_y: 4200$	kg	183449.9	\$ 1.11	\$ 203,629.39
10	Encofrado/Desencofrado de losas PT	m2	1005.38	\$ 16.38	\$ 16,468.12
11	Hormigón en losas - Hormigón simple $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$	m3	1991.52	\$ 125.70	\$ 250,334.06
12	Acero de refuerzo en losas $f_y: 4200$	kg	37072	\$ 1.11	\$ 41,149.92
13	Malla electrosoldada $\Phi 7@15 f_y: 5000 \text{ kg/cm}^2$	kg	44698.56	\$ 4.53	\$ 202,484.48
14	Acero de pre esfuerzo 270 ksi instalado	kg	34843.92	\$ 5.10	\$ 177,703.99
				TOTAL	\$ 1,909,806.48

Tabla 4. 28 Costos directos hormigón postensado

Realizado por: José Hurtado Aguilar



Figura 4. 31 Comparación Económica de edificio de hormigón armado y de hormigón postensado

Realizado por: José Hurtado Aguilar

Como se puede observar en la gráfica mediante el empleo de un sistema de losas postensadas para un sistema dual se ha podido alcanzar un ahorro de \$209,246.31 que representa alrededor de un 10% del valor total. Este ahorro representativo convierte al sistema postensado en una alternativa económica viable para los procesos constructivos del país en un sistema dual y esto sin tomar las ventajas de rapidez constructiva que varios autores refieren.

CAPITULO 5

5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

- Al sistema dual se puede definir según se estipula en el código ASCE 7-16 como: “Un sistema Dual es una combinación de muros estructurales y pórticos resistentes a momentos, los cuales resistirán las cargas de sismo de diseño en proporción a sus rigideces, los pórticos especiales a momento deben ser capaces de resistir por lo menos un 25% de las fuerzas de sismo de diseño.”

Esta definición es totalmente contraria a la que se dicta en el NEC – 2015 que dice: “Sistema resistente de una estructura compuesta tanto por pórticos especiales sismo resistentes como por muros estructurales adecuadamente dispuestos espacialmente, diseñados todos ellos para resistir las fuerzas sísmicas. Se entiende como una adecuada disposición ubicar los muros estructurales lo más simétricamente posible, hacia la periferia y que mantienen su longitud en planta en todo lo alto de la estructura. Para que la estructura se considere como un sistema dual se requiere que los muros absorban al menos el 75% del corte basal en cada dirección.”.

Esta discrepancia en cuanto a las definiciones puede provocar confusiones en cuanto al comportamiento y concepción de un sistema dual, esta diferencia en cuanto a las definiciones es un error que se debe corregir en la norma ecuatoriana de la construcción. Además, los valores para los factores de reducción “R” que es asignado para este tipo de estructuras, pueden provocar errores en cuanto a la ductilidad que estos modelos alcanzan. Un sistema dual no puede tener un factor “R” de 8 puesto que los muros de corte son muy rígidos y no presentan ductilidad, y es precisamente lo que NEC – 2015 sugiere. Una estructura con una proporción de muros mayor al 75% se vuelve menos dúctil por ende tendrá un factor de reducción menor a 8.

La inclusión de columnas en un sistema dual brinda ductilidad al modelo y permite utilizar un mayor R , que en este caso siguiendo las especificaciones de ASCE 7-16 se ha determinado como 7 para este estudio, la asignación de un valor R menor resulta en mayores solicitaciones en cuanto a fuerzas laterales para la estructura refiere. La asignación de cargas mayores permite al ingeniero en cuestión diseñar sus estructuras en un rango de seguridad mayor.

- El uso de un sistema de hormigón postensado permite reducir secciones de hormigón y por ende reducir el peso propio de la estructura, lo cual es una ventaja estructural en zonas de alto riesgo sísmico, puesto que la fuerza sísmica que soporta la estructura es directamente proporcional al peso de la misma.
- El cambio de un sistema de entrepiso de hormigón armado a uno de hormigón postensado no tiene incidencia en la ductilidad de un edificio o sobre el sistema resistente a fuerzas laterales, las losas están diseñadas y trabajan para cargas gravitacionales, por lo que es necesario definir un sistema resistente de fuerzas laterales acorde a la incidencia sísmica de una zona, un sistema de pórticos no es suficiente para una zona de alta amenaza sísmica, es necesario adaptar el uso de muros de corte y definir adecuadamente el tipo de pórtico que se va a usar en el diseño.
- Las losas postensadas y el sistema resistente de fuerzas laterales conforman dos sistemas separados e independientes en desempeño en el cual las losas cumplen con un papel de simple transmisor de cargas para el pórtico especial resistente a momento y a los muros especiales de corte y son estos justamente los encargados de disipar energía y resistir las solicitaciones en el caso de un evento sísmico.
- En el país se puede optar por un sistema de losas planas puesto que este tipo de losas en lo que refiere al postensado ofrecen mejores ventajas económicas y facilidad de construcción, para esto se debe adecuar un sistema resistente de fuerzas laterales acorde a la amenaza sísmica del lugar en el que se implante una estructura de estas características. La experiencia de otros países en zonas de alta amenaza sísmica ha permitido implementar un sistema de losas planas postensadas y muros especiales de corte.

- La inclusión de muros especiales de corte en un sistema dual permite controlar de mejor manera las derivas como se evidencia en las tablas del numeral 4.3, esto en conjunto con la rigidez que aportan a la estructura permiten reducir daños en componentes no estructurales.
- Las losas postensadas requieren de un eficiente sistema resistente de fuerzas laterales puesto que estas no forman parte del mismo. Estas losas son eficientes bajo cargas de servicio y son poco dúctiles debido a los materiales de alta resistencia que emplean.
- Las ventajas económicas para un sistema que emplea losas de hormigón postensado dependen y varían desde la concepción arquitectónica así como se observa en la Figura 4. 3, para luces pequeñas (4m - 6m) el sistema postensado se iguala económicamente al de hormigón armado tradicional, sin embargo, al modificar la arquitectura implementando luces más grandes la ventaja económica que se puede alcanzar es mayor
- De acuerdo al presente estudio y la concepción arquitectónica adoptada que utiliza varias combinaciones de luces (desde 4m hasta 10m para sistemas de entrepisos) se ha logrado demostrar que el uso de losas postensadas en este caso representa un 10% de ahorro para toda la estructura.
- La reducción de peso en la estructura, genera menores fuerzas sísmicas en la misma con lo que se producen menores solicitaciones a los elementos estructurales en cuanto a momentos y cargas axiales. La disminución de solicitaciones permite secciones de elementos estructurales más pequeñas y el uso de hormigones de alta resistencia secciones más eficientes. Conjuntamente con la reducción de solicitaciones en los elementos también se obtienen menores cuantías de acero. Esta es la ventaja económica que el cambio a losas de hormigón postensadas permite alcanzar.
- Mediante la experiencia de algunos constructores con el hormigón postensado en el Ecuador ha permitido también alcanzar ventajas económicas en cuanto a tiempos de construcción reduciendo los costos de mano de obra y construcción debido a la rapidez con la que se desencofran las losas y continuar al siguiente nivel, ya que tensados los cables al tercer día de vertido de hormigón la losa esta lista para recibir cargas de servicio. Esta ventaja de tiempo en conjunto

con la ventaja de cantidades de materiales ha permitido que el ahorro que el hormigón postensado alcanza es del 25%.

5.2 RECOMENDACIONES

- Es necesario especificar adecuadamente en la norma de construcción ecuatoriana una definición adecuada de lo que representa un sistema dual en cuanto a las participaciones que tienen los pórticos y muros en cuanto al cortante basal y asignar de manera adecuada los factores de reducción “R” para este tipo de sistemas constructivos.
- Este estudio puede ser complementado con una ampliación en cuanto a rendimientos y tiempos de obra, para demostrar efectivamente el ahorro que este sistema aporta al proceso constructivo.
- Al estar en una zona de alta amenaza sísmica se debe plantear un correcto sistema resistente de fuerzas laterales puesto que un sistema aporticado y la mala práctica en procesos constructivos ha demostrado que este sistema es insuficiente. Es necesario cambiar el paradigma constructivo y empezar a usar sistemas que combinen muros de corte, pórticos resistentes a momentos y losas que, combinados, ofrezcan mayor seguridad en el proceso de diseño y construcción.
- El trabajo conjunto entre ingenieros y arquitectos es lo que se necesita para poder explotar los beneficios económicos que este sistema puede ofrecer, el uso de herramientas tecnológicas que permitan este trabajo conjunto son necesarias para avanzar en los procesos constructivos.
- La tradición constructiva en el país es el empleo de losas alivianadas las mismas que reducen en gran proporción la cantidad de hormigón empleada en contraste con las losas macizas. El sistema de losas postensadas puede adaptarse a este sistema siempre y cuando se asegure su correcto procedimiento de cálculo y diseño.
- El empleo de losas postensadas planas con un sistema de muros de corte ha dado resultados adecuados en otros países de alto riesgo sísmico en donde el uso de este sistema es de vieja aplicación y ha dado resultados satisfactorios además de ventajas económicas y arquitectónicas para su desarrollo.

- El país de cara al desarrollo urbano debería adaptar el sistema postensado en cuanto a los beneficios económicos que este presenta y la arquitectura que permite alcanzar. Es necesario cambiar los paradigmas constructivos y empezar a crear soluciones alternativas eficientes y seguras en base a la experiencia y ventajas que otros países han obtenido de este sistema.
- Un mejor entendimiento sobre el comportamiento de los sistemas resistentes de fuerzas laterales permitirá romper el esquema constructivo en cuanto a la utilización de pórticos y dará paso a la inclusión de muros y sistemas duales para alcanzar nuevos tipos de arquitectura urbana que cumpla con requerimientos de servicio y resistencia adecuados para sus habitantes.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- AALAMI, B. (2014). *Post-Tensioned Buildings, Design and Construction* (International ed.). USA: PT-Structures.
- ACI Committee 318. (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14)*. USA.
- ACI Committee 423. (2001). Specification for Unbonded Single - Strand Tendons and Commentary. *ACI 423.6-01/423.6R-01*, 29.
- ASCE 7-16. (2017). *American Society of Civil Engineering*. USA.
- CAMICON. (2017). Rubros Referenciales. *Revista de la Cámara de la Industria de la Construcción*, 105-108.
- CCL. (2016). POST-TENSIONED SLABS. *CCL SLABS BROCHURE*, 16.
- CORREA Maria Belen, M. L. (2016). Comparación Económica al diseñar edificios de hormigon armado de 7 y 14 pisos con la NEC-11 y el CEC-2000. *TESIS*, 197. Recuperado el 2 de 10 de 2017, de <http://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/12721/1/CD-6677.pdf>
- FIB. (2005). *Post - tensioning in buildings*. Stuttgart: Sprint - Digital - Druck.
- GUERRA Marcelo, C. D. (2010). *Manual para el diseño sismoresistente de edificios utilizando el programa ETABS*. Quito, Ecuador.
- IQBAL. (2012). Advances in Post-Tensioned Parking Facilities Seismic Design. *SP-231-12*, 20.
- Krishna, R. (2007). *Prestressed CONCRETE* (Fourth Edition ed.). Bangalore: McGraw-Hill.
- LIN T.Y, B. N. (2010). *DESIGN OF PRESTRESSED CONCRETE STRUCTURES* (3rd ed.). USA: Wiley India.
- McCORMAC Jack, N. J. (2006). *Design of Reinforced Concrete* (7th ed.). USA.

- Michael, W. J. (Enero de 2017). Effective Stiffness for Modeling Reinforced Concrete Structures. *Structural Analysis*, 4. Recuperado el 03 de 10 de 2017, de <http://www.structuremag.org/wp-content/uploads/2016/12/C-StrucAnalysis-Wong-Jan17-1.pdf>
- MOEHLE, J. (2014). *Seismic Desing of Reinforced Concrete Buildings*. USA: Mc Graw Hill.
- MORALES Miguel, G. C. (2014). Análisis estructural y economico de losas con luces de 6,10 y 12 metros utilizando dos sistemas constructivos. *TESIS*, 279. Recuperado el 02 de 10 de 2017, de <http://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/7120/1/CD-5308.pdf>
- MORALES, M. (2017). El Postensado. *CONSTRUCCION (CAMICON)*, 113.
- NAWY, E. (2009). *Prestressed concrete* (5th ed.). New Jersey, Estados Unidos: PEARSON.
- NILSON Arthur, D. D. (2010). *DESIGN of CONCRETE STRUCTURES* (14th ed.). New York: McGraw Hill.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). Diseño Sismo Resistente. *NEC*, 139.
- Park R, G. W. (1990). *Losas de concreto reforzado*. México.
- PEÑALOZA, B. (Junio de 2014). Análisis de elementos de hormigon pretensado. *Tesis*, 132. Obtenido de <http://dspace.ucuenca.edu.ec/bitstream/123456789/5599/1/tesis.pdf>
- PLACENCIA, P. (2017). Recomendaciones de clase.
- POST - TENSIONING INSTITUTE. (2006). *Post - Tensioning Manual* (6Th ed.). USA: PTI.

6 ANEXOS

6.1 ANEXO DE PRECIOS UNITARIOS

FORMULARIO NO.					
PROYECTO : José Hurtado					
CODIGO :					
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
CODIGO :					
RUBRO : ACERO DE REFUERZO fy = 4200 kg/cm2					UNIDAD : KG
DESCRIPCION :					
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
CIZALLA	100	138	138	0.03	0.04
SUBTOTAL M					0.04
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
FIERRERO	100	3.45	3.45	0.03	0.10
AYUDANTE	2.00	3.41	6.82	0.03	0.20
SUBTOTAL N					0.30
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
ACERO DE REFUERZO	KG	105	0.70	0.74	
ALAMBRE GALVANIZADO # 18	KG	0.05	0.58	0.03	
SUBTOTAL O				0.77	
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P				0	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1.11
INDIRECTOS Y UTILIDADES 0.00%					0.00
OTROS INDIRECTOS 0.00%					0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					1.11
VALOR OFERTADO					1.11
NOTA: ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					
----- José Hurtado			LUGAR Y FECHA		
FIRMA RESPONSABLE			Pichincha, 18/06/2018		

FORMULARIO NO.					
PROYECTO : José Hurtado					
CODIGO :					
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
CODIGO :					
RUBRO : ENCOFRADO/DESENCOFRADO COLUMNAS					UNIDAD : M ²
DESCRIPCION :					
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR	100	0.24	0.24	100	0.24
SUBTOTAL M					0.24
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
AYUDANTE EN GENERAL	4.00	3.41	13.64	0.40	5.46
ALBAÑIL	2.00	3.45	6.90	0.40	2.76
MAESTRO DE OBRA	100	3.64	3.64	0.40	146
SUBTOTAL N					9.67
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
PINGOS	M	2.00	0.72	144	
CLAVOS	KG	0.50	0.67	0.34	
TIRA DE MADERA DE 4X4CM	M	3.00	0.20	0.60	
TABLA DE MONTE 0,30M	M	5.00	0.40	2.00	
SUBTOTAL O				4.38	
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P				0	
		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			14.29
		INDIRECTOS Y UTILIDADES 0.00%			0.00
		OTROS INDIRECTOS 0.00%			0.00
		COSTO TOTAL DEL RUBRO			14.29
		VALOR OFERTADO			14.29
NOTA: ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					
----- José Hurtado FIRMA RESPONSABLE			LUGAR Y FECHA Pichincha, 18/06/2018		

FORMULARIO NO.					
PROYECTO : José Hurtado					
CODIGO :					
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
CODIGO :					
RUBRO : ENCOFRADO/DESENCOFRADO LOSAS					UNIDAD : M ²
DESCRIPCION :					
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR	100	0.71	0.71	100	0.71
SUBTOTAL M					0.71
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
ALBAÑIL	100	3.45	3.45	133	4.59
PEON	100	3.41	3.41	133	4.54
INSPECTOR	100	3.82	3.82	133	5.08
SUBTOTAL N					14.21
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
PINGOS	M	4.00	0.72	2.88	
CLAVOS	KG	0.12	0.67	0.08	
TABLA DE MONTE 0,30M	M	154	0.40	0.62	
SUBTOTAL O				3.58	
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P				0	
TOTAL COSTO DIRECTO (M +N+O+P)					18.50
INDIRECTOS Y UTILIDADES 0.00%					0.00
OTROS INDIRECTOS 0.00%					0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					18.50
VALOR OFERTADO					18.50
NOTA: ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					
----- José Hurtado FIRMA RESPONSABLE			LUGAR Y FECHA Pichincha, 18/06/2018		

FORMULARIO NO.					
PROYECTO : José Hurtado					
CODIGO :					
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
CODIGO :					
RUBRO : ENCOFRADO/DESENCOFRADO MUROS					UNIDAD : M ²
DESCRIPCION :					
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR	100	0.53	0.53	100	0.53
SUBTOTAL M					0.53
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
ALBAÑIL	100	3.45	3.45	100	3.45
PEON	100	3.41	3.41	100	3.41
MAESTRO DE OBRA	100	3.64	3.64	100	3.64
SUBTOTAL N					10.50
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
ALAMBRE DE AMARRE #18	KG	0.38	0.80	0.30	
PINGOS	M	165	0.72	1.19	
CLAVOS	KG	0.06	0.67	0.04	
TABLERO CONTRACHAPADO "B" 15MM	U	0.50	24.00	12.00	
RIELES PARA ENCOFRADO	U	0.96	100	0.96	
ACEITE QUEMADO	GALON	0.24	0.44	0.11	
ESTACAS, PIOLAS	GBL	100	0.33	0.33	
SUBTOTAL O				14.93	
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P				0	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					25.96
INDIRECTOS Y UTILIDADES 0.00%					0.00
OTROS INDIRECTOS 0.00%					0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					25.96
VALOR OFERTADO					25.96
NOTA: ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					
----- José Hurtado FIRMA RESPONSABLE			LUGAR Y FECHA Pichincha, 18/06/2018		

FORMULARIO NO.					
PROYECTO : José Hurtado					
CODIGO :					
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
CODIGO :					
RUBRO : ENCOFRADO/DEENCOFRADO VIGAS					UNIDAD : M ²
DESCRIPCION :					
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR	100	0.21	0.21	100	0.21
SUBTOTAL M					0.21
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
AYUDANTE EN GENERAL	100	3.41	3.41	0.95	3.24
ALBAÑIL	100	3.45	3.45	0.95	3.28
MAESTRO DE OBRA	100	3.64	3.64	0.95	3.46
SUBTOTAL N					9.98
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
PINGOS	M	0.50	0.72	0.36	
CLAVOS	KG	0.50	0.67	0.34	
TIRA DE MADERA DE 4X4CM	M	1.50	0.20	0.30	
TABLA DE MONTE 0,30M	M	3.80	0.50	1.90	
SUBTOTAL O				2.90	
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P				0	
TOTAL COSTO DIRECTO (M +N+O+P)					13.08
INDIRECTOS Y UTILIDADES 0.00%					0.00
OTROS INDIRECTOS 0.00%					0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					13.08
VALOR OFERTADO					13.08
NOTA: ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					
----- José Hurtado FIRMA RESPONSABLE			LUGAR Y FECHA Pichincha, 18/06/2018		

FORMULARIO NO.					
PROYECTO : José Hurtado					
CODIGO :					
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
CODIGO :					
RUBRO : HORMIGON SIMPLE F´C=280KG/CM 2					UNIDAD : M 3
DESCRIPCION :					
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR	100	2.23	2.23	100	2.23
CONCRETERA 1SACO	100	2.10	2.10	100	2.10
VIBRADOR	100	100	100	100	100
SUBTOTAL M					5.33
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
ALBAÑIL	2.00	3.45	6.90	100	6.90
PEON	10.00	3.41	34.10	100	34.10
MAESTRO DE OBRA	100	3.64	3.64	100	3.64
SUBTOTAL N					44.64
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
AUX: HORMIGON SIMPLE F´C=280KG/CM 2	M3	100	75.73	75.73	
SUBTOTAL O					75.73
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M +N+O+P)					125.70
INDIRECTOS Y UTILIDADES 0.00%					0.00
OTROS INDIRECTOS 0.00%					0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					125.70
VALOR OFERTADO					125.70
NOTA: ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					
----- José Hurtado FIRMA RESPONSABLE			LUGAR Y FECHA Pichincha, 18/06/2018		

FORMULARIO NO.					
PROYECTO : José Hurtado					
CODIGO :					
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
CODIGO :					
RUBRO : HORMIGON SIMPLE F´C=350KG/CM 2					UNIDAD : M 3
DESCRIPCION :					
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR	100	2.23	2.23	100	2.23
CONCRETERA 1SACO	100	2.10	2.10	100	2.10
VIBRADOR	100	100	100	100	100
SUBTOTAL M					5.33
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
ALBAÑIL	2.00	3.45	6.90	100	6.90
PEON	10.00	3.41	34.10	100	34.10
MAESTRO DE OBRA	100	3.64	3.64	100	3.64
SUBTOTAL N					44.64
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
AUX: HORMIGON SIMPLE F´C=350KG/CM 2	M3	100	87.43	87.43	
SUBTOTAL O					87.43
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M +N+O+P)					137.40
INDIRECTOS Y UTILIDADES 0.00%					0.00
OTROS INDIRECTOS 0.00%					0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					137.40
VALOR OFERTADO					137.40
NOTA: ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					
----- José Hurtado FIRMA RESPONSABLE			LUGAR Y FECHA Pichincha, 18/06/2018		

FORMULARIO NO.					
PROYECTO : José Hurtado					
CODIGO :					
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
CODIGO :					
RUBRO : MALLA ELECTROSOLDADA 6-10 fy=5000 kg/cm2					UNIDAD : M 2
DESCRIPCION :					
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR	100	0.02	0.02	100	0.02
SUBTOTAL M					0.02
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
AYUDANTE EN GENERAL	2.00	3.41	6.82	0.03	0.20
ALBAÑIL	100	3.45	3.45	0.03	0.10
SUBTOTAL N					0.30
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
MALLA ELECTROSODADA 6.10	M2	105	4.29	4.50	
SUBTOTAL O				4.50	
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P				0	
TOTAL COSTO DIRECTO (M +N+O+P)					4.82
INDIRECTOS Y UTILIDADES 0.00%					0.00
OTROS INDIRECTOS 0.00%					0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					4.82
VALOR OFERTADO					4.82
NOTA: ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					
----- José Hurtado FIRMA RESPONSABLE			LUGAR Y FECHA Pichincha, 18/06/2018		

FORMULARIO NO.					
PROYECTO : José Hurtado					
CODIGO :					
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
CODIGO :					
RUBRO : MALLA ELECTROSOLDADA 7-15 fy = 5000 kg/cm2					UNIDAD : M 2
DESCRIPCION :					
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR	100	0.02	0.02	100	0.02
SUBTOTAL M					0.02
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
AYUDANTE EN GENERAL	100	3.41	3.41	0.07	0.24
ALBAÑIL	100	3.45	3.45	0.07	0.24
SUBTOTAL N					0.48
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
MALLA ELECTROSOLDADA 7.15	M2	105	3.84	4.03	
SUBTOTAL O				4.03	
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P				0	
TOTAL COSTO DIRECTO (M +N+O+P)					4.53
INDIRECTOS Y UTILIDADES 0.00%					0.00
OTROS INDIRECTOS 0.00%					0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					4.53
VALOR OFERTADO					4.53
NOTA: ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					
----- José Hurtado FIRMA RESPONSABLE			LUGAR Y FECHA Pichincha, 18/06/2018		

FORMULARIO NO.					
PROYECTO : José Hurtado					
CODIGO :					
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
CODIGO :					
RUBRO : ENCOFRADO/DESENCOFRADO LOSAS PT					UNIDAD : M 2
DESCRIPCION :					
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR	100	0.71	0.71	100	0.71
SUBTOTAL M					0.71
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
ALBAÑIL	100	3.45	3.45	1.15	3.97
PEON	100	3.41	3.41	1.15	3.92
INSPECTOR	100	3.82	3.82	1.15	4.39
SUBTOTAL N					12.28
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
PINGOS	M	4.00	0.72	2.88	
CLAVOS	KG	0.12	0.67	0.08	
TABLA DE MONTE 0,30M	M	154	0.28	0.43	
SUBTOTAL O				3.39	
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P				0	
TOTAL COSTO DIRECTO (M +N+O+P)					16.38
INDIRECTOS Y UTILIDADES 0.00%					0.00
OTROS INDIRECTOS 0.00%					0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					16.38
VALOR OFERTADO					16.38
NOTA: ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					

José Hurtado			LUGAR Y FECHA		
FIRMA RESPONSABLE			Pichincha, 18/06/2018		

FORMULARIO NO.					
PROYECTO : José Hurtado					
CODIGO :					
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
CODIGO :					
RUBRO : ACERO DE PRESFUERZO 270 KSI INSTALADO					UNIDAD : M 2
DESCRIPCION :					
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR	100	0.78	0.78	100	0.78
JACK DE TENSADO	100	2.55	2.55	0.15	0.38
CORTADORA	100	2.30	2.30	0.15	0.35
SUBTOTAL M					1.51
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
INSPECTOR	100	3.92	3.92	0.10	0.39
INSTALADOR 1	100	3.83	3.83	0.10	0.38
INSTALADOR 2	100	3.83	3.83	0.10	0.38
SUBTOTAL N					1.16
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
ACERO DE PRESFUERZO	KG	100	2.43	2.43	
SUBTOTAL O				2.43	
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P				0	
TOTAL COSTO DIRECTO (M +N+O+P)					5.10
INDIRECTOS Y UTILIDADES 0.00%					0.00
OTROS INDIRECTOS 0.00%					0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					5.10
VALOR OFERTADO					5.10
NOTA: ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					
----- José Hurtado FIRMA RESPONSABLE			LUGAR Y FECHA Pichincha, 18/06/2018		

FORMULARIO NO.					
PROYECTO : José Hurtado					
CODIGO :					
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
CODIGO :					
RUBRO : AUX: HORMIGON SIMPLE F' C=280KG/CM 2					UNIDAD : M 3
DESCRIPCION :					
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
SUBTOTAL M					0
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
SUBTOTAL N					0
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
AGUA	M3	0.19	0.66	0.13	
RIPIO	M3	0.95	18.00	17.10	
CEMENTO	KG	410.00	0.13	53.30	
ARENA	M3	0.65	8.00	5.20	
SUBTOTAL O				75.73	
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P				0	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					75.73
INDIRECTOS Y UTILIDADES 0.00%					0.00
OTROS INDIRECTOS 0.00%					0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					75.73
VALOR OFERTADO					75.73
NOTA: ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					
----- José Hurtado			LUGAR Y FECHA		
FIRMA RESPONSABLE			Pichincha, 18/06/2018		

FORMULARIO NO.					
PROYECTO : José Hurtado					
CODIGO :					
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
CODIGO :					
RUBRO : AUX: HORMIGON SIMPLE F' C=350KG/CM 2					UNIDAD : M3
DESCRIPCION :					
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
SUBTOTAL M					0
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
SUBTOTAL N					0
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
AGUA	M3	0.19	0.66	0.13	
RIPIO	M3	0.95	18.00	17.10	
CEMENTO	KG	500.00	0.13	65.00	
ARENA	M3	0.65	8.00	5.20	
SUBTOTAL O				87.43	
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P				0	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					87.43
INDIRECTOS Y UTILIDADES 0.00%					0.00
OTROS INDIRECTOS 0.00%					0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					87.43
VALOR OFERTADO					87.43
NOTA: ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					
----- José Hurtado			LUGAR Y FECHA Pichincha, 18/06/2018		
FIRMA RESPONSABLE					

ANEXOS
PLANOS ESTRUCTURALES