

**UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL**



**ANÁLISIS Y ESTUDIO COMPARATIVO DE NUEVA
EDIFICACIÓN DEL MERCADO A. ORREGO DEL
DISTRITO DE LA VICTORIA CON DISEÑO DE
CONCRETO POSTENSADO, CONCRETO ARMADO Y
ESTRUCTURAS METÁLICAS**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL AMBIENTAL**

Luis Javier, Galvez Izquierdo

Chiclayo, 22 de agosto del 2018.

**ANÁLISIS Y ESTUDIO COMPARATIVO DE NUEVA
EDIFICACIÓN DEL MERCADO A. ORREGO DEL
DISTRITO DE LA VICTORIA CON DISEÑO DE
CONCRETO POSTENSADO, CONCRETO ARMADO Y
ESTRUCTURAS METÁLICAS**

POR:

Luis Javier, Galvez Izquierdo.

**Presentada a la Facultad de Ingeniería de la
Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo
Para optar el título de
INGENIERO CIVIL AMBIENTAL**

APROBADA POR EL JURADO INTEGRADO POR

**Ing. Eduardo Antonio Larrea Wong
PRESIDENTE**

**Ing. Juan Ignacio Luna Mera
SECRETARIO**

**Ing. Ovidio Serrano Zelada
ASESOR**

DEDICATORIA

Dedicada:

Con todo mi aprecio y mi amor agradezco a todas aquellas personas importantes en mi vida, que siempre estuvieron prestos para brindarme toda su ayuda, de manera especial a mi hermano Elmer Ivan Galvez Izquierdo quien sentó en mí las bases de responsabilidad y deseos de superación convirtiéndose en el principal cimiento para la construcción de mi vida profesional.

EPÍGRAFE

La vida no es fácil para ninguno de nosotros. Pero ...
¡Qué importa! Hay que perseverar y, sobre todo, tener
confianza en uno mismo. Hay que sentirse dotado para
realizar alguna cosa y esa cosa hay que alcanzarla,
cueste lo que cueste.

Marie Curie

AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer especialmente a todas aquellas personas que de una u otra forma contribuyeron con la realización de este proyecto. Entre ellas me gustaría mencionar a Aldeas Infantiles SOS - Chiclayo, a mi madre Francisca Espinoza Chavesta y a mi asesor al Ing. Ovidio Serrano Zelada por inspirarme y motivarme a desarrollar esta investigación.

ÍNDICE

I.	INTRODUCCIÓN	13
II.	MARCO TEÓRICO	16
2.1	Antecedentes	16
2.2	Criterios de sismicidad	18
2.2.1	Definición.....	18
2.2.2	Origen y generación.....	18
2.2.2.1	Placas tectónicas.....	19
2.2.2.2	División de la tierra según teoría de placas.....	20
2.2.2.3	Propagación.....	20
2.2.3	Características de las ondas sísmicas.....	21
2.2.3.1	Clasificación.....	21
2.2.4	Medición.....	22
2.2.4.1	Intensidad.....	22
2.2.4.2	Magnitud.....	23
2.2.5	Consecuencias.....	24
2.2.6	Enseñanzas.....	24
2.3	Definición e importancia de los sistemas estructurales	25
2.3.1	Sistema dual de concreto reforzado.....	25
2.3.2	Sistema aporticado de concreto postensado.....	25
2.3.3	Sistema de estructuras metálicas.....	26
2.4	Teoría de concreto presforzado	26
2.4.1	Generalidades.....	26
2.5	Generación de fuerzas	29
2.5.1	Teoría simplificada.....	30
2.5.2	Principio de equilibrio.....	37
2.5.3	Criterios de diseño del preesforzado.....	40
2.5.4	Materiales.....	41
2.6	Análisis y diseño estructural	44
2.6.1	Sistema aporticado con concreto reforzado.....	44
2.6.2	Sistema de estructuras metálicas.....	46
2.6.3	Sistema de losas planas postensadas en 2 direcciones.....	48
III.	MATERIALES Y MÉTODOS	55

3.1	Diseño de investigación	55
3.1.1	Tipo de investigación.....	55
3.1.2	Hipótesis y variables.....	55
3.1.3	Indicadores de población y muestra	57
3.1.4	Métodos, técnicas e instrumentos de recolección de datos:	57
3.2	Metodología	59
3.2.1	Identificación del problema, hipótesis y objetivos	59
3.2.2	Plan de procesamiento para análisis de datos.....	59
3.2.3	Modelamiento de las edificaciones en SAP2000 V14.0	60
IV.	RESULTADOS	77
4.1	Descripción del proyecto de la edificación	77
4.2	Predimensionamiento de elementos estructurales	79
4.2.1	Sistema concreto armado	79
4.2.2	Sistema de estructuras metálicas	82
4.2.3	Sistema concreto postensado.....	86
4.3	Análisis estático y análisis dinámico	88
4.3.1	Sistema de concreto armado	88
4.3.2	Sistema de estructura metálicas	91
4.3.3	Sistema de concreto postensado.....	93
4.3.4	Junta de separación sísmica (s)	96
4.4	Diseño de elementos de concreto armado	96
4.4.1	Diseño de vigas a flexión	96
4.4.2	Diseño de vigas por cortante	99
4.4.3	Diseño de columnas flexión biaxial.....	101
4.4.4	Diseño de columnas por cortante	106
4.4.5	Diseño de placas	107
4.4.6	Diseño de losa maciza armada en 2 direcciones.....	112
4.4.7	Longitud de desarrollo.....	122
4.4.8	Verificación de acero superior e inferior en vigas	122
4.5	Diseño de elementos de estructuras metálica	123
4.5.1	Diseño de viga metálica	123
4.5.2	Diseño de conexión simple viga W33x188 – vigueta W18x46.....	126
4.5.3	Diseño de conexión simple viga W33x188 – vigueta W18x35.....	128

4.5.4	Diseño de conexión simple viga W24x62 – vigueta W14x22	131
4.5.5	Diseño de conexión columna w33x116 a placa base	134
4.6	Diseño de elementos de concreto postensado	139
4.6.1	Diseño de losa plana postensada	139
V.	<i>DISCUSIÓN</i>	157
VI.	<i>CONCLUSIONES</i>.....	159
VII.	<i>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS</i>.....	160
VIII.	<i>ANEXOS</i>.....	162
	ANEXO 01: ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS EN EL MERCADO A. ORREGO	
	ANEXO 02: ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL DEL MERCADO A. ORREGO	
	ANEXO 03: METRADOS	
	ANEXO 04: PRESUPUESTO	
	ANEXO 05: PLANOS	

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1. Localización de las diferentes placas tectónicas</i>	20
<i>Figura 2. Tipos de ondas</i>	21
<i>Figura 3. Barril cinchado, para contener líquidos.</i>	27
<i>Figura 4. Armadura de Whipple, elevación y detalle.</i>	27
<i>Figura 5. Bóveda de concreto precomprimido, de Jackson</i>	28
<i>Figura 6. Curva de deformación progresiva o deformación por escurrimiento.</i>	29
<i>Figura 7. Fuerzas que actúan sobre el cable.</i>	29
<i>Figura 8. Técnica del preesforzado requiere del uso de aceros de alta resistencia</i>	41
<i>Figura 9. Sección del Monotorón</i>	42
<i>Figura 10. Esfuerzos del concreto</i>	43
<i>Figura 11. Compensación parcial de las pérdidas por fricción por sobre tensionamiento temporal</i>	43
<i>Figura 12. Deformación del acero ϵ_t para flexión positiva y negativa en una sección rectangular.</i>	45
<i>Figura 13. Carga Balanceada</i>	50
<i>Figura 14. Perfil del tendón</i>	50
<i>Figura 15. Requerimientos de reforzamiento no preesforzado</i>	51
<i>Figura 16. Requerimiento de verificaciones de diseño</i>	52
<i>Figura 17. Punzonado por cortante en columnas interiores</i>	53
<i>Figura 18. Punzonado por cortante en columnas exteriores</i>	53
<i>Figura 19. Punzonado por cortante en columnas de esquina</i>	54
<i>Figura 20. Pantalla Principal de SAP2000.</i>	60
<i>Figura 21. Selección de modelo en SAP2000.</i>	61
<i>Figura 22. Selección de modelo para el sistema Aporticado de concreto armado, aporticado de concreto postensado y de estructuras metálicas en SAP2000.</i>	61
<i>Figura 23. Ventana para el sistema Aporticado de concreto armado en SAP2000.</i>	62
<i>Figura 24. Ventana para el sistema de Estructuras Metálicas en SAP2000.</i>	62
<i>Figura 26. Ventana para el sistema estructuras metálicas en SAP2000.</i>	63
<i>Figura 25. Ventana para el sistema Aporticado de concreto armado en SAP2000.</i>	63
<i>Figura 27: Menú Define.</i>	64
<i>Figura 28: Ventana para definir materiales</i>	64

<i>Figura 29. Propiedades del material Concreto.</i>	65
<i>Figura 30. Propiedades de material Acero.</i>	66
<i>Figura 31. Ventana Frame Properties.</i>	66
<i>Figura 32. Ventana Frame Section Property.</i>	67
<i>Figura 33. Características de la sección columna 50 x 50.</i>	67
<i>Figura 34. Características de la sección Viga 25 x 50.</i>	68
<i>Figura 35. Características de la sección Viga 35 x 60.</i>	68
<i>Figura 36. Características de la sección V 35 X 80.</i>	69
<i>Figura 37. Características de la sección VB-15X15.</i>	69
<i>Figura 38. Ventana tipo de sección a importar.</i>	70
<i>Figura 39. Perfiles a elegir en el archivo AISC3.PRO.</i>	70
<i>Figura 40. Perfiles elegidos para nuestro edificio.</i>	71
<i>Figura 41. Ventana Área Sections.</i>	71
<i>Figura 42. Características del SHELL Muro de concreto.</i>	72
<i>Figura 43. Propiedades del objeto a dibujar.</i>	73
<i>Figura 44. Características del Shell Losa.</i>	73
<i>Figura 45. Ventana Frame End Length Offsets.</i>	74
<i>Figura 46. Ventana Definir Constraints.</i>	74
<i>Figura 47. Modelación del Sistema de concreto armado.</i>	75
<i>Figura 48. Modelación del Sistema estructuras metálicas.</i>	75
<i>Figura 49. Modelación del Sistema concreto postensado.</i>	76
<i>Figura 50. Planta del Primer Piso.</i>	77
<i>Figura 51. Planta del Segundo Piso.</i>	77
<i>Figura 52. Planta del tercer Piso.</i>	78
<i>Figura 53. Corte A-A y Corte B-B.</i>	78

RESUMEN

En esta tesis se analiza, diseña y compara los métodos y diseños de concreto armado, concreto postensado y estructuras metálicas, con el fin de poder incluir en nuestra localidad el uso de concreto postensado.

En esta investigación se realizó el diseño de todos los elementos correspondientes a las tres estructuras como columnas, vigas, losas, muros de corte, uniones de perfiles y arriostres que permitirá la construcción sismorresistente del mercado Antenor Orrego. La tesis pretende dar a conocer los sistemas estructurales más resistentes frente a sismos puesto que los mercados, por ser centros de abastecimientos, son considerados edificaciones importantes para el ser humano.

Para ello se utilizaron los planos de Arquitectura proporcionados por la municipalidad de la Victoria, en los que se visualiza los dos primeros niveles como área comercial y el tercer nivel con auditorios y sala de usos múltiples. Dichos planos me sirvieron para realizar un análisis comparativo técnico y económico de la estructura para determinar el sistema más eficiente para el Mercado Antenor Orrego.

Palabras Claves: análisis sísmico, diseño estructural, concreto armado, concreto postensado y estructuras metálicas.

ABSTRACT

The thesis project is aimed at analyzing, designing and comparing according to methods and designs of reinforced concrete, post-tensioned concrete and metallic structures, in order to be able to include in our locality the use of post-tensioned concrete.

In the development of the present thesis will be realized the design of all the elements corresponding to the three structures like columns, beams, slabs, walls of cut, unions of profiles and bracing. The project has the purpose of obtaining which of the structural systems is the most efficient against earthquakes, and this type of buildings should not collapse because it is considered an important structure.

The architectural plans proposed by the municipality of La Victoria will be used, this one presents the first two levels of commercial area and the third level of auditoriums and multipurpose room; With the purpose of performing a comparative technical and economic analysis of the structure to determine the most efficient system for the Antenor Orrego Market.

Keywords: seismic analysis, structural design, reinforced concrete, pre-stressed concrete and steel structures

I. INTRODUCCIÓN

La ocurrencia de desastres sísmicos a nivel mundial es bastante frecuente, sus secuelas van más allá del corto plazo y en ocasiones con cambios irreversibles en las estructuras de las construcciones. En el caso de los países industrializados los desastres ocasionan pérdidas de vidas limitadas, gracias a la disponibilidad de sistemas eficaces de alerta temprana y evacuación, así como a una mejor planificación del desarrollo urbano y códigos de construcción más estrictos.

Cuando se piensa en la amenaza sísmica la pregunta que uno tiene en mente es qué tan severo va a ser el movimiento del suelo, que magnitud puede alcanzar y que tanto puede afectar a las edificaciones, algunos factores que influyen en la intensidad del sismo son las características del suelo donde está ubicada la ciudad y las placas tectónicas.

El Perú es un país altamente sísmico y según la clasificación mundial le corresponde nueve grados en la escala de Mercalli modificada. Cerca de 18 millones de peruanos viven en zonas sísmicas y están expuestas a las constantes amenazas de ocurrencias de sismos. La tecnología aún está lejos de poder advertir un evento sísmico, por ello cada día estamos propensos a sufrir tragedias sísmicas.

La mayoría de problemas presentados en el diseño y construcción de edificaciones sismo resistentes, desde hace muchos años es por falta de información y poco interés investigativo hacia las diferentes tecnologías usadas en estas épocas, las cuales podrían evitar pérdidas humanas y económicas.

Las pérdidas de impacto extremo acumulan el 71,3% de los muertos, los cuales están asociados con el sismo de Ancash de 1970 que generó el desastre más grande de la historia del país durante los últimos 38 años. Por su parte, otros desastres de gran impacto acumulan el 8,4% de las muertes, mientras que el 20,3% restante corresponden a pérdidas pequeñas. Lo anterior indica que, si se excluye el mega desastre de 1970, las pérdidas de vidas de la última categoría representarían más del doble que las generadas por desastres de mayor impacto.¹

Desde el último sismo de Pisco en el año 2007 ocurrido en nuestro país se está tomando medidas preventivas para mejorar el diseño de edificaciones que logren resistir los eventos sísmicos, disminuyendo el número de damnificados. Tal como se ha descrito, las edificaciones son afectadas a consecuencia de los terremotos, es por ello que se opta por un diseño sismorresistente que implica mucho más que la simple consideración de un conjunto de cargas estáticas que se aplican al modelo de la estructura. Por eso, es necesario una minuciosa selección del sistema estructural idóneo para absorber los efectos sísmicos y el uso adecuado de los requisitos para el diseño de los elementos estructurales y no estructurales. Esto implica que un diseño adecuado para soportar los efectos sísmicos.

Es por ello, que una posible solución es el concreto postensado que viene implementándose en nuestro país para reducir los efectos de sismo en las estructuras. Este sistema, lamentablemente no se está diseñando y ejecutando

¹ Comisión Europea y Comunidad Andina, Pérdidas por desastres en Perú entre 1970 y 2006, (Perú, Biblioteca Ambiental, 2008), 18.

de forma adecuada; De ahí que Luis Bozzo en una entrevista para GESTIÓN en el 2013 asegura que: “Hay gente muy buena en sismos en el Perú. El postensado está viniendo desde otros países y también hay gente buena en eso, pero no sabe necesariamente de sismos”, los expertos en sismos están relegando el trabajo del postensado a quienes no saben necesariamente de ingeniería sísmica, por ejemplo: en el caso de las vigas que se utilizan en este proceso, en Lima, se utiliza cinco veces más cables que la norma norteamericana, que establece el uso de cables a un máximo de 25% de la capacidad por sección armada. Bozzo, indicó que usar muchos cables en vigas ubicadas en zonas sísmicas reduce la ductilidad de las estructuras y es clave en el diseño sismorresistente; puesto que, el cable resiste cuatro veces más que la barra corrugada, pero es frágil y cuando hay terremotos, se rompe porque no tiene ductilidad. Por ello, en México donde hubo un destructivo terremoto en 1985 ya no se permite el uso de estos cables.

En países como Estados Unidos o Australia, esta técnica está muy extendida, en Europa su avance ha sido mucho menor. Mientras que el 75% del acero de pretensar usado en Estados Unidos o Australia se ha empleado como postensado, en el caso de Europa el porcentaje sólo alcanza al 10% (Rodríguez et Cobo 2015, 320)

En Perú la primera edificación en usar sistema de postensado es el edificio del aeropuerto Jorge Chávez donde se postensionaron las vigas continuas y ocurrió en el año 1961, luego edificaciones como fabrica Unión, la planta de ensamblaje de General Motors, la sede del banco popular, el edificio del Banco del Progreso en la avenida Abancay (hoy banco de la nación) y la torre del Centro Cívico de Lima en todas estas obras los elementos postensados fueron las vigas.²

Hasta la fecha en la ciudad de Chiclayo la construcción de edificios con elementos estructurales postensados es escasos, por las siguientes razones:

- El cálculo es más complejo y requiere de más detalle en los planos.
- Requiere de mano de obra y técnicos especializados.
- Los cables de postensado deben ser de alta calidad e importados porque no se fabrican en el Perú.

Es por ello, que no es común la ejecución de edificaciones de este tipo, pero esto no debe ser un impedimento para presentar una alternativa que tiene éxito a nivel mundial desde hace muchos años.

Hoy en día, los aceros estructurales son uno de los materiales de construcción de mayor importancia en el mundo, logrando que se utilicen en una gran variedad de aplicaciones como en puentes y edificaciones. En nuestra ciudad se utilizado este tipo de materia para la construcción de estructuras metálicas como Ripley, Promart, Maestro Home Center, Tottus, Saga Falabella.

Es por ello que en esta investigación se compare el diseño estructural y el presupuesto de un mismo edificio utilizando concreto postensado, concreto armado y estructuras metálicas, para brindar una mejor solución en lo técnico y económico considerando las condiciones de nuestra región.

Por lo expuesto anteriormente se planteó la siguiente pregunta: ¿Cuál es el análisis y estudio comparativo de nueva edificación del mercado A. Orrego del

² Carlos Casabone Rasselet, “Uso de pretensado en edificaciones”, en Analisis, Diseño y construcción en Concreto Pretensado y Postensado (Perú: ACI, 2002), 1

distrito de La Victoria con diseño de concreto postensado, concreto armado y estructuras metálicas?

Para lo que esperamos, que al realizar el análisis y estudio comparativo de nueva edificación del nuevo mercado Antenor Orrego, nos permitirá obtener la mejor propuesta técnica y económica para la edificación mencionada del distrito de La Victoria-Chiclayo.

Este estudio busca incluir el uso de concreto postensado en nuestra localidad, el cual tendrá como objetivo general: Elaborar el análisis y estudio comparativo de nueva edificación del mercado A. Orrego del distrito de La Victoria con diseño de concreto postensado, concreto armado y estructuras metálicas. En esta tesis se realiza el estudio de mecánica de suelos, el análisis dinámico de la edificación con diferentes diseños estructurales (concreto postensado, concreto armado y estructuras metálicas), los planos, metrados y presupuesto de cada diseño, el análisis técnico y económico de la edificación incluyendo la evaluación de impacto ambiental antes, durante y después de la ejecución de la nueva edificación del mercado A. Orrego del distrito de La Victoria para salvaguardar el medio ambiente.

La importancia de esta investigación gira en torno a cinco ejes y son como sigue: en el aspecto científico, una construcción de concreto postensado asegurará la supervivencia de las personas en situaciones de sismo, ya que la reducción de inercia en las vigas y losas generará menos masa, menor profundidad de cimentación y fuerza sísmica. Cabe recalcar que el distrito de la Victoria presenta suelo arcillo de baja capacidad portante.

En el ámbito técnico se presenta una comparación entre diseño de concreto postensado con el concreto armado y estructuras metálicas con el fin de determinar cuál es la mejor opción para la construcción de la edificación en cuanto a la calidad de los materiales y el personal técnico especializado.

Socialmente hablando se satisface la necesidad de la población ante las ocurrencias de desastres naturales disminuyendo las pérdidas humanas y materiales en estos eventos.

En el ámbito económico se determina el presupuesto total por cada sistema constructivo presentando la alternativa más viable para la edificación y los proyectistas puedan tener una idea más auténtica de los costos de cada tipo de sistema.

En la parte ambiental al construir una edificación de concreto postensado se disminuye la sección de sus elementos estructurales que conlleva a un menor uso de concreto y de acero, reduciéndose así el impacto ambiental en la ejecución de este nuevo mercado.

II. MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes

Gatica Bertín, María. 2009. Estudio comparativo entre losa tradicional de hormigón armado y losa postensado con adherencia. Tesis para optar el título de ingeniero constructor, Universidad Austral de Chile

Este trabajo demuestra las ventajas del sistema constructivo de losas postensadas como se indica a continuación:

Acortamiento significativo de plazos de ejecución de la obra gruesa gracias a la utilización de hormigón con resistencias altas a temprana edad, lo que permite descimbrados mucho más prematuros. Reducción de espesores, cantidad de armadura pasiva y, en general, de peso propio respecto del hormigón armado, lo cual permite el aumento de luces a cubrir. Integridad estructural superior proporcionada por la continuidad de la losa y cables, con un buen desempeño sísmico.

Esbeltas estructuras que permiten disminuir la altura del edificio, reducir las cargas de fundación y aumentar las luces. Uniones sencillas y eficientes entre losas, vigas, muros y columnas, que eliminan problemas de juntas entre dichos elementos. Soluciones estructurales con bajos requerimientos de mantención. Además, ver el funcionamiento del sistema constructivo de Losas Postensadas con Adherencia involucrando el montaje de esta y demostrar el aumento de velocidad en ejecución de esta.

Por lo tanto, se concluye mediante el estudio de un análisis de costos que el método constructivo de losa postensada con adherencia resulta más económico que el sistema tradicional de losa de hormigón armado y además la ventaja más importante en estos resultados es la optimización de tiempo en ejecución del sistema de postensado

Montaño León, Mario. 2008. Diseño y aplicación de sistemas de postensado de losas con tendones no adheridos en estructuras de uso habitacional y comercial. M.Sc. in C.M. de la Florida International University

En esta investigación, el autor realizó la comparación entre losas nervadas postensadas y losa de concreto armado, concluyendo lo siguiente:

El uso de losa postensada nervada armada en dos direcciones reduce el costo de la losa en un 14% en comparación con la concreto armado.

Se presume también que, al utilizar elementos estructurales, las cargas que llegarán a la fundación mediante las columnas serán menores. Reduciendo así, la sección de las fundaciones y llegando también a una disminución en el presupuesto general de la obra.

Se reduce la altura de cada entresuelo en un 50%. Es decir, 20cm en cada losa, lo que nos lleva a una reducción en la altura total del edificio de 2.40m

Una vez conseguido el diseño de esta losa podemos ver que al no tener vigas los espacios son mucho más limpios y estéticos cumpliendo así con una de las premisas del uso de las losas postensadas.

Siguiendo los métodos constructivos y las recomendaciones del PTI (2004) se puede llegar a una disminución en el cronograma de obras ya que gracias al

postensado las losas alcanzan una mayor resistencia en menor tiempo. Se ha observado que en proyectos realizados con este tipo de losas es posible vaciar una losa entre 7 y 10 días en promedio.

Esta tesis contribuye con mi investigación, ya que me permite conocer los parámetros como la reducción de inercias, costos de losas y tiempo de encofrado.

Saliba Constantino, Rafael. 2004. Estudio comparativo de costos entre una estructura de concreto y solución alternativa en acero. Tesis para optar por el título de ingeniero civil, Universidad Católica Andrés Bello

El objetivo de este trabajo es proponer el diseño de una estructura en acero que pueda sustituir a una estructura apantallada de concreto armado existente, propuesta como solución habitacional y actualmente en construcción, con la finalidad de comparar sus costos.

En este estudio se empleó perfiles de acero para columnas HEA 300, 360 y para vigas IPE 330,200.

Se modificaron de perfiles de acero para reducir el costo, pero solo se logró reducir el costo en 1.7% por lo que se recomendó seguir con los perfiles originales.

Teniendo como resultado que al comprar la opción más económica en acero con la estructura de concreto seleccionada, esta resulto 10.30% más costosa, lo que llevó a modificar las dimensiones de los perfiles empleados en el diseño original; con la finalidad de reducir la cantidad de acero en la estructura y el costo.

De esta investigación contribuye con mi investigación en que la estructura de concreto armado es más económica que la estructura de acero.

Ramos Rugel, Maritza. 2002. Análisis técnico y económico de losas de entrepiso. Tesis para optar por el título de ingeniero civil, universidad de Piura

Según los resultados de esta investigación al comparar los sistemas de losas de entrepiso, se concluye que el sistema de lámina colaborante permite un mayor rendimiento en la construcción de las losas de entrepiso. Este sistema es ideal cuando se maneja una gran área para techar. Permite obtener luces libres de hasta cuatro metros para una lámina de 2", con la ventaja de trabajar con cargas sobrepuestas de 400 kg/m².

El sistema de las losas reforzadas con láminas colaborantes evita el uso de los recursos en la tarea de encofrado y desencofrado, y en los trabajos posteriores del cielorraso. El sistema compuesto con láminas colaborantes, la losa aligerada con poliestireno en dos direcciones y la losa maciza manejan la mayor cantidad de concreto, pero no requieren trabajos posteriores de cielorraso. Por ello, en las losas vaciadas in situ es conveniente dejar una losa inferior 2 ó 3 cm que permita obviar los trabajos de enlucido o emplear tiempo y dinero en ejecutar los trabajos para el cielorraso de la losa.

La losa maciza genera un incremento de 120% en el manejo de las cantidades de acero con respecto a las losas en una dirección. La cantidad de acero a usar es semejante para losas coladas in situ en una y dos direcciones. Las losas

compuestas con viguetas pretensadas y láminas colaborantes permiten minimizar el manejo del refuerzo en construcción.

El costo de las losas aligeradas con ladrillo de arcilla y distancia entre las viguetas de 40 cm equivale al costo del sistema aligerado con poliestireno de 70 cm entre viguetas, resaltando que las luces a cubrir con este sistema como máximo serán de 3.5 m, es decir, un 23% menos con respecto a la losa en una dirección aligeradas con ladrillo.

Para las losas in situ y las compuestas con viguetas pretensadas en una dirección aligeradas con poliestireno es recomendable, desde el punto de vista económico, utilizar el máximo espaciado entre viguetas (70 cm), aunque esto signifique incrementar la altura de la losa para cumplir con las solicitaciones frente al corte.

De las alternativas analizadas, para los paños 1 y 2 propuestos, el sistema de las losas compuestas con láminas colaborantes presenta un costo de \$20.3 por metro cuadrado. Otra de las alternativas económicas son las losas aligeradas con poliestireno en una y dos direcciones.

Esta tesis es relevante para mi investigación en cuanto se determinan las ventajas de los diferentes tipos de losa, lo cual me dará una idea del uso de losas colaborantes.

2.2 Criterios de sismicidad

2.2.1 Definición

Los sismos son liberaciones de la energía que se acumula bajo la corteza terrestre como consecuencia de las fuertes tensiones y presiones que ocurren en su interior y que se manifiestan en forma de vibraciones, desplazamientos y movimientos diversos de la superficie del terreno sobre el cual habitamos y construimos.

La ciencia que estudia los aspectos relacionados con la ocurrencia de temblores de tierra, terremotos o sismos se denomina Sismología. Esta es una ciencia joven, puesto que gran parte de sus métodos e instrumentos de observación fueron desarrollados a lo largo del siglo XX. A pesar de esto, la sismología ha logrado avances notables. Quizá una de sus más valiosas contribuciones al entendimiento de nuestro planeta lo constituya su aportación a la llamada Tectónica de Placas.³

2.2.2 Origen y generación

El movimiento de las Placas tectónicas produce zonas de contacto emergentes y subsidentes que implican la presencia de tensiones y compresiones que van a generar la actividad sísmica de naturaleza tectónica. Si la estructura rocosa es suficientemente rígida como para no sufrir deformación, se acumularán esfuerzos hasta llegar al límite de elasticidad de la roca dando lugar a un colapso o movimiento brusco. Se generan vibraciones cuando un medio elástico súbitamente libera energía.

El material candente del interior de la tierra ya sea lava o magma, emerge y se solidifica lentamente formando nueva corteza terrestre. Cuando los

³ Juan Espíndola y Zenon Jiménez, Terremotos y ondas sísmicas: una breve introducción (México D.F : Universidad Nacional Autónoma de México, Instituto de Geofísica, 1994), 7.

esfuerzos exceden cierto límite, la presión es liberada por un movimiento fuerte de la placa generándose de esta forma el terremoto. Alguno de ellos puede generar también olas sísmicas altas llamadas maremotos o tsunamis.

Las variaciones morfológicas más significativas, se producen en las masas aéreas y marinas, donde las deformaciones producen la inestabilidad de los fluidos, los mismos que combinados con los efectos rotacionales y térmicos, dan origen a los fenómenos hidrometeorológicos que soporta la tierra en general.

Como consecuencia directa del efecto de estas corrientes convectivas la corteza de la tierra inicialmente fue fraccionada en porciones a manera de casquetes esféricos que hoy se denominan "Placas Tectónicas" y que pudiendo ser comparadas a paños de una pelota de fútbol, permanecen en constante estado dinámico siguiendo trayectorias bastante complejas.

Las zonas de contacto de estas placas constituyen áreas de actividad sísmica, derivadas del mayor o menor alejamiento o acercamiento entre ellas mismas. El alejamiento relativo de las placas, constituye las grandes fisuras que dan origen al nacimiento de nuevos suelos tal es el caso de la Cordillera Mesa Atlántica, ubicada en el fondo del Océano Atlántico y la zona de contacto de las placas Nazca y del Pacífico, ubicada a unos 6 u 8 mil kilómetros de la Costa Sud-americana.

El acercamiento de las placas genera zonas de compresión de esfuerzos, tal es el caso del Cinturón de Fuego conocido como el Circumpacífico. De las dos formas de interacción de placas la segunda es la de mayor severidad sísmica, cuyos eventos pueden alcanzar fácilmente magnitudes superiores a los 8 grados de la escala de Richter.

La compresión de las placas tectónicas está relacionada con los principios de que la materia sometida a constantes esfuerzos, acumula energía que luego es liberada al alcanzar esta, el límite de su comportamiento elástico; manifestándose en perturbaciones que incluyen fracturamientos y la generación de ondas elásticas entre otras.

Las ondas elásticas que se generan en estas condiciones y que se propagan en las tres dimensiones, constituyen la principal característica de los movimientos sísmicos.⁴

2.2.2.1 Placas tectónicas

Las placas tectónicas duras, litosfera, se asientan sobre una relativamente suave astenosfera y se mueven como cuerpos rígidos. La medida de las placas es aproximadamente de 70km de espesor bajo el mar y dos veces dicha cantidad bajo la tierra. En los límites de las placas existen cordilleras mezoceánicas, fallas de transformación, arcos de islas y zonas orogénicas. En las cordilleras mezoceánicas, fluye hacia la superficie de la tierra un manto hirviente y se enfría, formando la placa, la cual se expande horizontalmente. Las placas

⁴ Universidad San Pedro, Criterios de Sismología, Interacción de suelos – Estructuras, Scribd, <https://es.scribd.com/document/270978146/Capitulo-II-Criterios-de-Sismologia>

tectónicas se cruzan en las fallas de transformación y se absorben de regreso al manto en las zonas orogénicas. A menudo los sismos se generan en las zonas de subducción y en las regiones donde las placas se deslizan unas con otras.⁵

2.2.2.2 División de la tierra según teoría de placas

Según (Villalba 2011, 14) La litósfera tiene tres tipos de placas, las llamadas grandes o principales que se presentan en un número parecido a las secundarias o menores, y otras de tamaño reducido denominadas microplacas. Como se puede observar en la figura N° 1, las placas principales son: Sudamericana, Norteamericana, Euroasiática, Antártica y Pacífica y las placas secundarias son Cocos, Nazca, Del Caribe, Juan de Fuca y Escocesa.

Figura 1. Localización de las diferentes placas tectónicas



Fuente: Villalba Batallas Ana Cristina (2011)

2.2.2.3 Propagación

Al lugar de la corteza donde se presenta la súbita liberación de la energía generada por el rozamiento entre bloques, se le denominada Foco Sísmico o Hipocentro.

El foco sísmico se convierte en el centro de la perturbación mecánica y desde allí se inicia la irradiación de la energía. Recordemos que, por su parte, se llama epicentro del terremoto al punto de la superficie de la Tierra ubicado sobre el foco sísmico. Dentro de la tierra las perturbaciones mecánicas se propagan en forma de ondas sísmicas, originando los movimientos vibratorios del suelo, característico de los terremotos.⁶

⁵ Carla Perozo y Andrés Rivera, "Estimación de fuerza de empuje sísmico dinámico de tierra sobre muros de contención, considerando el Teorema de MONONOBE - OKAKE" (trabajo especial de grado, Ingeniería Civil, 2008), 23.

⁶ Marta Moyano, et al, Sismógrafo, serie: recursos didácticos (Buenos Aires: Ministerio de Educación, Ciencia y Tecnología de la Nación. Instituto Nacional de Educación Tecnológica, 2006), 16-17.



Fuente: Moyano Marta (2006)

2.2.3 Características de las ondas sísmicas

Las ondas sísmicas son similares a las olas del mar, se desplazan transmitiendo energía. La intensidad disminuye a medida que la onda se aleja del punto de origen, hasta disiparse totalmente.

Se puede hacer la analogía como cuando se sacude un mantel o se hace vibrar una cuerda. Las ondas sísmicas se propagan a través de las diversas capas de la corteza terrestre llegando a la superficie.⁷

El punto exacto donde se origina el sismo se llama foco o hipocentro, se sitúa debajo de la superficie terrestre a unos pocos kilómetros hasta un máximo de unos 700 km de profundidad. El epicentro es la proyección del foco a nivel de tierra, es decir, el punto de la superficie terrestre situada directamente sobre el foco, donde el sismo alcanza su mayor intensidad. El fallamiento (falla) de una roca es causado precisamente por la liberación repentina de los esfuerzos (compresión, tensión o de cizalla) impuestos al terreno, de esta manera, la tierra es puesta en vibración; esta vibración se debe a que las ondas sísmicas se propagan en todas las direcciones y transmiten la fuerza que se genera en el foco sísmico hasta el epicentro en proporción a la intensidad y magnitud de cada sismo.⁸

2.2.3.1 Clasificación

Los sismos, por su origen, se clasifican en:

- Tectónicos.
- Volcánicos.

Según la profundidad de su foco pueden ser:

- Superficiales: Si el foco se ubica entre 0 y 60 Km.
- Intermedios: Entre 60 y 300 Km. de profundidad.
- Profundos: De 300 a 700 Km., que es la máxima profundidad focal registrada.

⁷ Genaro Delgado, Dinámica Estructural. (Perú: Edicivil, 2011), 10.

⁸ Servicio Geológico Mexicano, Riesgos Geológicos, Portal Único del Gobierno Mexicano, <https://www.sgm.gob.mx/Web/MuseoVirtual/Riesgos-geologicos/Causas-caracteristicas-e-impactos.html>

2.2.4 Medición

Al cuantificar la fuerza del sismo y calificar el grado de daño posible, se usan dos medidas conocidas como Intensidad y Magnitud del sismo, a continuación, se explica su significado y efectos indicadores.⁹

2.2.4.1 Intensidad

Es la evaluación de la severidad del movimiento terrestre en una localidad determinada, o poder de destrucción. Se mide en relación a los efectos en la vida humana y se basa en la apreciación personal del evaluador; se describe en términos del daño causado en los edificios, represas, puentes y otras estructuras, que se pueden reportar rápidamente.

La intensidad de un sismo es, por lo tanto, una medida relativa, que varía de una localidad específica a otra y que dependerá de varios factores: (1) del total de la energía liberada, (2) de la distancia al epicentro, (3) de las condiciones geológicas del lugar (tipo roca, estructuras, morfología, grado de consolidación del suelo, etc.) y (4) del tipo y calidad de la construcción. La intensidad se mide en grados, de acuerdo a escalas convencionales, donde cada grado representa distintas condiciones de movimiento y daños a la construcción y objetos.¹⁰

Escalas de Intensidad

Las principales escalas vigentes son la internacional MSK (La escala Medvedev-Sponheuer-Karnik) y la MM (Mercalli Modificada) de 12 grados.

Escala Mercalli Modificada, la escala tiene 12 grados, que se basan en la sensación de las personas y en la observación de los daños causados por el sismo.

Tabla 1: Indicador de la Intensidad Mercalli Modificada.

Grado	Indicador de la Intensidad Mercalli Modificada (Abreviada)
I	El sismo es detectado por instrumentos muy sensibles.
II	Lo sienten personas en reposo en edificios altos.
III	Se asemeja a la trepidación causada en el suelo por un camión.
IV	Es advertido por las personas que se encuentran en el interior de las casas. Los carros se balancean.
V	Es advertido por la mayoría de las personas y la gente nota la dirección del movimiento.
VI	Lo sienten todas las personas, es difícil caminar y se desprenden los pañetes.
VII	Angustia, la gente corre al exterior de las edificaciones; se pierde el equilibrio los conductores de vehículos en marcha lo notan y las construcciones de mala calidad comienzan a afectarse.
VIII	Hay dificultad en la conducción de vehículos automotores, se caen

⁹ Omar Tello, Medición de los Sismos, Slide Share, <https://es.slideshare.net/jjrc1/sismologia-y-medicion-de-sismos>

¹⁰ Omar Tello, Medición de los Sismos

	las chimeneas, muros y monumentos.
IX	Pánico total: Algunas edificaciones se desplazan de sus fundaciones, se agrietan y se desploman.
X	Destrucción casi total de las construcciones de albañilería, afecta seriamente edificios, puentes, represas y diques. Se desliza la tierra.
XI	Los rieles ferroviarios se tuercen, las tuberías subterráneas quedan fuera de servicio.
XII	El daño es casi total, hay desplazamientos de grandes rocas, los objetos saltan al aire y las edificaciones sufren grandes torsiones.

Fuente: Daniel Alberto Silva Gutiérrez y Gustavo Adolfo Ipanaque Sánchez (2009).

2.2.4.2 Magnitud

Es una medida física indirecta de la cantidad de energía liberada en el hipocentro del sismo y se obtiene a través de mediciones instrumentales en las estaciones sismológicas. Es una medida mucho más precisa que la intensidad, la que está basada sólo en observaciones subjetivas de la destrucción en cada lugar.

La magnitud en cambio es una sola para cada sismo y se determina a partir de la medición directa de la amplitud de las ondas con el período, hechas en los sismogramas. Como se trata de una medida absoluta, no depende de la distancia en que se encuentre la estación. La totalidad de la energía de un terremoto puede ser calculada a partir de la amplitud de las ondas y de la distancia del epicentro.¹¹

Escalas de Magnitud

No se trata de una escala lineal, de modo que la energía liberada por un terremoto de una determinada magnitud equivale, aproximadamente, a la energía liberada por 30 terremotos de la magnitud anterior; así un terremoto de magnitud 5 no es algo más grande que uno de magnitud 4, sino que equivale, aproximadamente, a 30 terremotos de 4 juntos.

También es inexacta la afirmación de que la escala de magnitud va de 1 a 9 o de 1 a 10, dando a entender, de paso, que es lineal. La escala de magnitud no tiene límites, lo que ocurre es que no hay en ningún lugar del planeta energía elástica acumulada en cantidad suficiente para sobrepasar cierta magnitud.

La escala de magnitud que suele aparecer en las noticias de los medios de difusión es la ideada en Japón por Wadati en 1931 y desarrollada por Richter en California en 1935, se definió como “el logaritmo en base 10 de la amplitud máxima de la onda sísmica (en milésimas de milímetro) registrada en un sismógrafo Wood-Anderson a 100 Km del epicentro”. Se le llama también magnitud local (MI).

A partir de esta definición se han desarrollado numerosos métodos para medir la magnitud, unos basados en las ondas internas, P (mb)

¹¹ Universidad de Chile. “La tierra fuerzas de la naturaleza y el hombre” (curso presentado “formación general”, en la Universidad de Chile, Departamento de Pregrado, s.f).

o S, otros en las ondas superficiales (Ms), algunos en la duración del registro (Md-Mc). La tendencia actual es a calcular la magnitud a partir del “momento sísmico” (Mw) del terremoto a para lo cual se pueden utilizar diversas aproximaciones (espectro de desplazamiento de la fuente, área bajo el pulso de la fuente etc.).¹²

2.2.5 Consecuencias

Un terremoto es una sacudida del terreno causada por un movimiento súbito de las rocas de la corteza terrestre. En general, estos movimientos se producen a lo largo de fallas geológicas, que son zonas delgadas de rocas aprisionadas que separan los bloques de la corteza. Cuando un bloque se desplaza y se mueve en forma repentina contra otro a lo largo de una falla, la energía liberada genera vibraciones, llamadas ondas sísmicas, que se irradian a través de la corteza terrestre hacia la superficie de la Tierra, y hacen que el suelo se sacuda.

Son provocados por la tensión acumulada a lo largo del tiempo por los bloques de la corteza terrestre que se esfuerzan por desplazarse, pero que la fricción mantiene en su lugar a lo largo de una falla geológica. (La corteza terrestre está dividida en grandes placas que se mueven constantemente por encima, por debajo, al lado o en forma separada una de otra sobre la capa exterior, parcialmente derretida, del núcleo de la Tierra.)

Cuando la presión para desplazarse se vuelve más fuerte que la fricción que los mantiene unidos, los bloques contiguos de la corteza pueden deslizarse en forma súbita, causando una ruptura en la falla, y provocando un terremoto. Además de un movimiento sísmico, un terremoto puede generar peligros secundarios, como por ejemplo desprendimientos de tierra, avalanchas, fallas en la superficie terrestre, tsunamis, licuefacción e inundaciones súbitas.¹³

2.2.6 Enseñanzas

Los terremotos como bien saben son el resultado de una serie de movimientos al interior de la tierra de las placas tectónicas que busca la liberación de energía en el curso de una reorganización brusca de materiales de la corteza terrestre al superar el estado de equilibrio mecánico.

Sin embargo, un terremoto va más allá de un fenómeno físico-natural, pues también es una llamada de atención, es una oportunidad de cambio, de renovación, de evolución, es otra forma de despertar conciencias, es una invitación para abrir nuestro corazón y que no puede ser rechazada.¹⁴

¹² Instituto Universitario de Investigación Andaluz de Geofísica y Prevención de Desastres Sísmicos, Magnitud e intensidad, Universidad de Granada y http://iagpds.ugr.es/pages/informacion_divulgacion/magnitud_intensidad

¹³ Agencia Federal para la Gestión de Emergencias FEMA, Cómo afectan los terremotos a las empresas, Agencia Federal para la Gestión de Emergencias FEMA, <http://flash.org/quakeSMART/pdf/QuakeSMART-Toolkit-Spanish.pdf>

¹⁴ Lorena López de Lacaille, “Terremotos: Una oportunidad, el despertar de una nueva conciencia”, *Gran Hermandad Blanca*, 17 de enero del 2011, sección Sabiduría y conocimiento.

2.3 Definición e importancia de los sistemas estructurales

2.3.1 Sistema dual de concreto reforzado

Definición del sistema.

Este es un sistema donde las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. La fuerza cortante que toman los muros está entre 20 % y 70 % del cortante en la base del edificio. Los pórticos deberán ser diseñados para resistir por lo menos 30 % de la fuerza cortante en la base¹⁵

Importancia del sistema

Es el sistema de construcción más difundido en nuestro país y el más antiguo. Basa su éxito en la solidez, la nobleza y la durabilidad.

El sistema aporricado es importante porque permitir ejecutar todas las modificaciones que se quieran al interior de la vivienda en muros divisorios, al no soportar peso, tienen la posibilidad de moverse.

2.3.2 Sistema aporricado de concreto postensado

Definición del sistema

El postensado es una fuerza axial externa permanente de una magnitud predeterminada, es aplicada en el miembro de concreto, la cual induce en la sección de concreto un esfuerzo de compresión. Cuando la carga de servicio es aplicada el esfuerzo de tensión generado se contrapone al presfuerzo compresivo inicial, previniendo que el concreto sea conducido dentro de cualquier tensión, la fuerza de tensión del concreto es por lo tanto efectivamente mejorada.

La fuerza de postensada externa es generalmente aplicada al alargamiento de las varillas de acero, alambres o cables contra la sección de concreto, la cual se comprime.¹⁶

Importancia del sistema

La idea y el desarrollo del postensado proviene de Europa, los americanos fueron pioneros en sus empleo en el campo de las edificaciones, en los Estados Unidos las losas de hormigón postensado se han convertido en uno de los principales elementos en la construcción de edificaciones, encontrando la mayoría de sus aplicaciones en estructuras de aparcamiento, oficinas, hoteles y hospitales y en general en aquellos edificios solicitados por cargas relativamente importantes en los que se precisan luces considerables.

Una losa postensada, siendo más ligera que una losa de concreto armado de una luz similar y misma carga aplicada, impone cargas menores en las columnas y cimientos. Las columnas se benefician particularmente del postensado de las losas porque la curvatura del tendón y el mayor creep de la losa llevan a reducir los momentos de las columnas; el tamaño de la columna y su refuerzo son usualmente gobernados por el momento flector, una reducción en el momento puede resultar en ahorros significativos.

¹⁵ Reglamento Nacional de Edificaciones RNE, "NORMA E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE", Editorial ICG 2018.

¹⁶ Arturo Bonilla y otros, Análisis y construcción en concreto pretensado y postensado (Perú: Capítulo peruano del ACI, 2002), 2.

Las losas de concreto postensado requieren mucho menos trabajo para el ensamblaje de acero, la razón es que la cantidad de acero en tendones y varillas de refuerzo para una losa postensada es alrededor de la mitad que la de refuerzo en una losa de concreto armado equivalente.¹⁷

2.3.3 Sistema de estructuras metálicas

Definición del sistema

Las estructuras metálicas, son estructuras diseñadas en un 80% de secciones metálicas y son capaces de soportar las cargas necesarias incluidas en el diseño, sea cual sea el uso que se les vaya a dar (edificios, maquinarias, etc.).

El sistema estructural de pórticos y reticulados formado por elementos de acero estructural que son parte esencial para soportar las cargas de diseño. Se entienden como este tipo de elementos a: vigas, columnas, puntales, bridas, puntales y otros que intervienen en el sistema estructural de los edificios de acero. Para el diseño de secciones dobladas en frío o perfiles plegados se recomienda utilizar las Normas del American Iron and Steel Institute (AISI).¹⁸

Importancia del sistema

Las estructuras metálicas frente a otros sistemas, como por ejemplo el concreto confiere versatilidad, rapidez y gran capacidad, consiguiendo edificios esbeltos, resistentes, modificables a criterios y necesidades del cliente. Esto hace que la productividad aumente en edificios sin obstáculos (grandes luces) que se construyen rápido y que son fácilmente adaptables para cualquier actividad presente o futura.

Estas constituyen un sistema constructivo muy difundido en varios países, cuyo empleo suele crecer en función de la industrialización alcanzada en la región donde se utiliza. Sus ventajas pasan por la reducción en los plazos de obra y por lo tanto en la reducción del costo de la mano de obra.

Poseen una gran capacidad resistente por el empleo de acero, que según convenga se le dará el acabado que requiera el cliente. El acero confiere la posibilidad de lograr soluciones de gran envergadura, como cubrir luces y cargas importantes.

2.4 Teoría de concreto presforzado

2.4.1 Generalidades

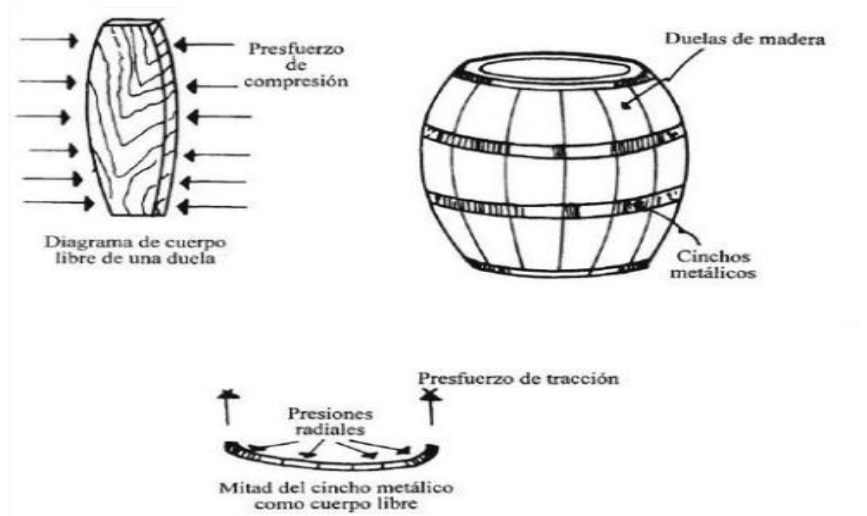
No hay históricamente hablando, mucho que decir sobre los orígenes del concreto precomprimido (llamado presforzado por la traducción lateral de prestressed). Su principio es intuitivo y su origen se pierde en la historia de las técnicas y el artesanado. Algunas aplicaciones rústicas, dan fe del principio intuitivo de la precompresión como los barriles de madera que fabricaban y que todavía fabrican los vinicultores, al ligar las duelas con aros metálicos, previamente calentados, para que al enfriar esos aros ejerzan, sobre el barril, un esfuerzo opuesto al empuje del vino.¹⁹

¹⁷ Bonilla, Análisis y construcción en concreto pretensado y postensado, 6

¹⁸ Reglamento Nacional de edificaciones (Perú: E.090 Estructuras Metálicas, 2006), Capítulo 1, definición de acero estructural.

¹⁹ Alfonso Tovar, Concreto Precomprimido (México: Instituto Politécnico Nacional, 1994), 11.

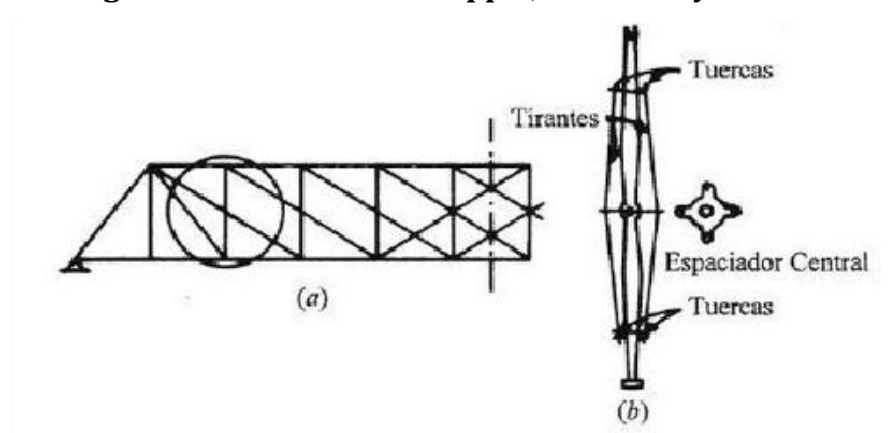
Figura 3. Barril cinchado, para contener líquidos.



Fuente: Tovar Santana Alfonso (1994).

Añade (Tovar 1994, 12) que unas de las primeras aplicaciones de los principios de la precompresión la realizó en 1857 Squire Whipple, fabricante norteamericano de instrumentos de Thoy, Nueva York, quien desarrolló lo que se conoce con el nombre de armadura de Whipple o de doble intersección como se aprecia en la figura 4.

Figura 4. Armadura de Whipple, elevación y detalle.

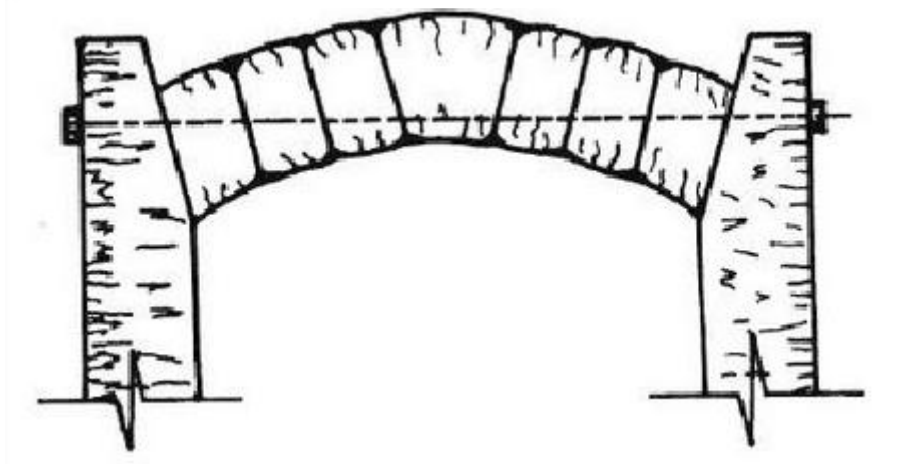


Fuente: Tovar Santana Alfonso (1994).

El ingeniero P.A. Jackson, de San Francisco, USA, en 1872 patentó un sistema de concreto precomprimido, para la construcción de arcos y bóvedas en edificios y puentes que consiste en hacer pasar tirantes-tensores de hierro a través de bloques de mampostería o de concreto y los cuales, después de prestarlos, se fijan por medio de tuercas.²⁰

²⁰ Tovar, Concreto Precomprimido, 12

Figura 5. Bóveda de concreto precomprimido, de Jackson



Fuente: Tovar Santana Alfonso (1994)

El ingeniero noruego J.G.F. Lund inició, en el año de 1907. La fabricación de bóvedas precomprimidas formadas por bloques de concreto, unidos mediante mortero. La precompresión se logra por medio de tirantes-tensores de hierro y la compresión se transmite, a los bloques, por medio de placas de apoyo en los extremos, consiguiendo eliminar la adherencia por alargamiento. Una modificación a la propuesta anterior, la realizó el ingeniero norteamericano G.R. Steiner. Quien sugirió apretar inicialmente los tirantes, en contra del concreto fresco, con objeto de evitar la adherencia y después aumentar la tracción, una vez endurecido el concreto.

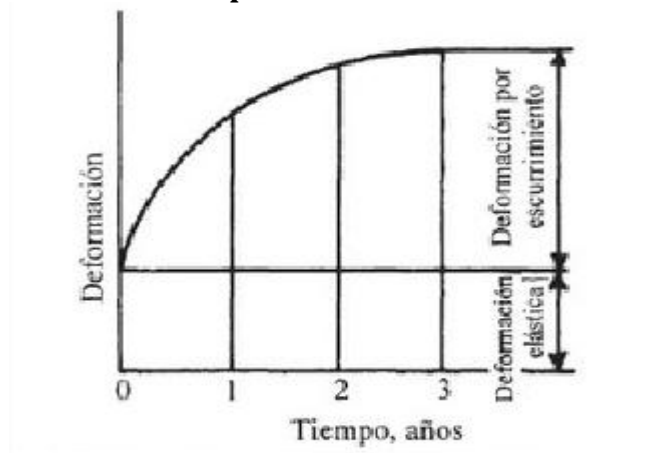
W. H. Hewett. De Minneapolis, Minnesota, en el año de 1922 aplicó la precompresión en tanques de concreto, con el objetivo de obtener un concreto impermeabilizado o sin grietas. Eugene Freyssinet, ingeniero francés, es considerado el creador de la teoría del presfuerzo, la cual patentó en el año de 1928 utilizando alambres de acero de alta resistencia con lo que logró una importante economía en el acero y una precompresión tan alta que, aun después de las pérdidas, la fuerza de tracción remanente era suficiente para ejercer esfuerzos de compresión, de gran magnitud en el elemento estructural.

En su libro titulado “Una revolución en las técnicas del concreto” (“Una revolución dans les techniques du béton”) está contenida su teoría, que muchos tecnócratas consideraron como una idea novelesca. Sin posibilidades de éxito (a 88 años de distancia, aún subsisten los “genios” tecnócratas que dudan de las propuestas, que no emanan de ellos).

Además, Freyssinet observó y demostró que cuando el concreto se encuentra sometido, permanentemente a la carga muerta y al presfuerzo, se presenta el efecto de la deformación progresiva o escurrimiento en el concreto y mediante el uso de acero de alta resistencia, es posible conservar la mayor parte de presfuerzo. Este es el principio de concreto precomprimido, tal como se conoce en la actualidad. Puede suponerse que prácticamente toda la deformación, progresiva o escurrimiento, sucede en

tres años.²¹

Figura 6. Curva de deformación progresiva o deformación por escurrimiento.



Fuente: Tovar Santana Alfonso (1994).

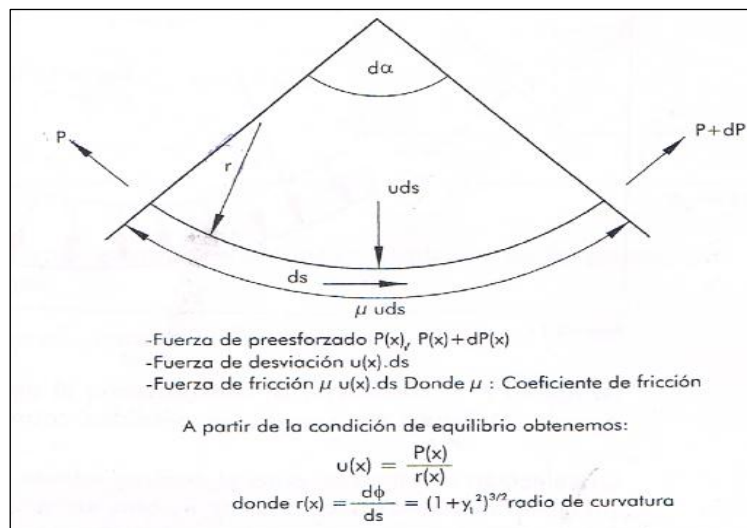
2.5 Generación de fuerzas

Fuerzas equivalentes

El cable de preesforzado es remplazado por un sistema de fuerzas (fuerzas de anclaje y fuerzas de desviación), consideradas como fuerzas exteriores y llamadas fuerzas equivalentes.

Este método, completado por la noción de balanceo y simplificación de análisis de estructuras en concreto preesforzado complicadas como estructuras altamente hiperestáticas, estructuras planas o especiales.

Figura 7. Fuerzas que actúan sobre el cable.



Fuente: Instituto de Concreto (2005)

²¹ Tovar, Concreto Precomprimido, 13

Observaciones:

1. Las fuerzas de desviación por unidad de longitud varían a lo largo del cable y dependen de:
 - a. La fuerza de presforzado que no es constante a lo largo del cable $P(x)$.
 - b. La utilización de las fuerzas de desviación definida por:

$$u(x) = \frac{P(x)}{r(x)}$$

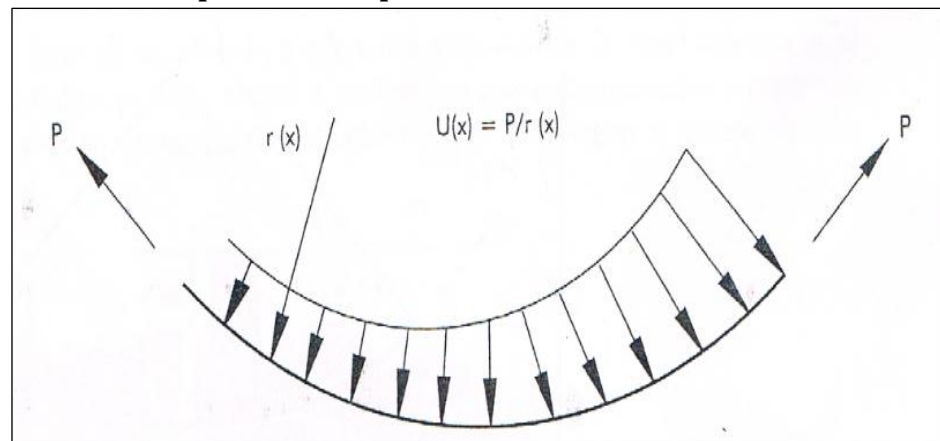
Es algo complicada y por lo tanto es necesario introducirle ciertas simplificaciones.²²

2.5.1 Teoría simplificada

Simplificaciones según las siguientes condiciones:

1. Reemplazo de las fuerzas de presforzado $P(x)$ por una fuerza P constante en un tramo.
2. La pendiente $\infty(x)$ de los cables de presforzado con respecto al eje x es pequeña.

Implicaciones de la primera simplificación



La fuerza $P =$ constante se escoge como el promedio de P_{max} y P_{min} del tramo considerado, teniendo en cuenta las pérdidas causadas por la fricción.

La selección del tramo para el cual se admite $P =$ constante, es determinado por la precisión deseada. Usualmente es una luz o un grupo de luces o toda la estructura, la precisión va disminuyendo en función de la longitud seleccionada.²³

Implicaciones de la segunda simplificación

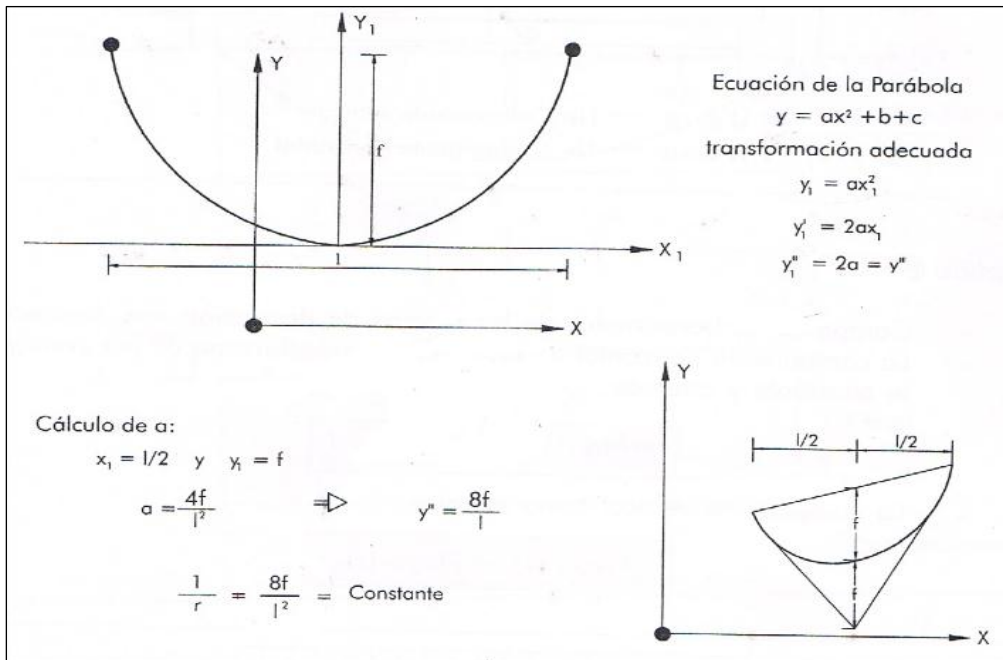
Señala (Instituto del Concreto 2005,18.) que la ecuación casi siempre se cumple, lo que permite reemplazar el valor exacto de curvatura por un valor aproximado.

$$\frac{l}{r(x)} = \frac{y''}{(1 + y'^2)^{\frac{2}{3}}} \cong y''$$

²² Instituto del Concreto, Concreto Preesforzado: Diseño y Construcción (Colombia: Asociación Colombiana de Productores de Concreto – Asocreto, 2005), 17-18.

²³ Instituto del Concreto, Concreto Preesforzado: Diseño y construcción, 19

Para una parábola de segundo grado



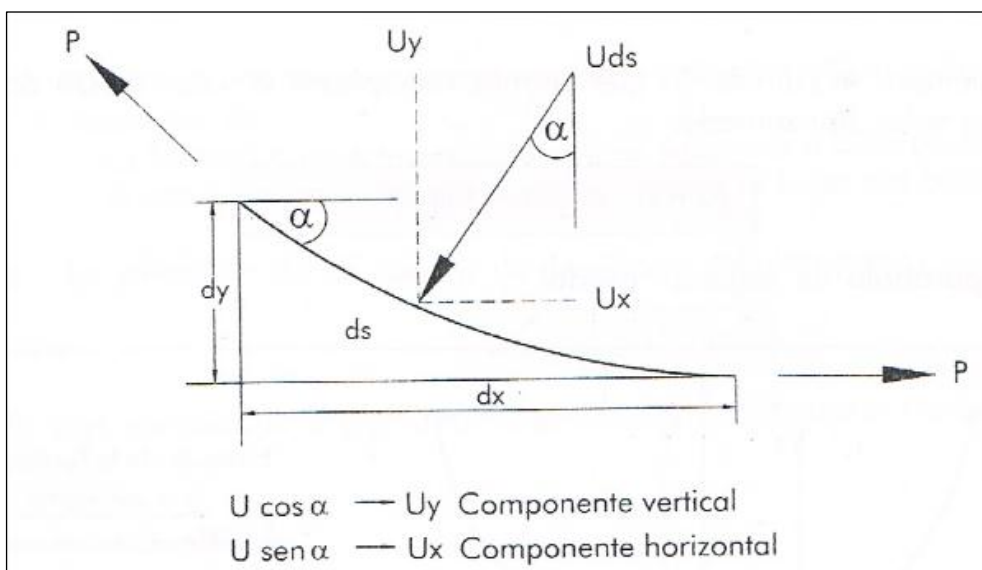
Las dos condiciones precedentes conducen entonces, para un cable parabólico, a las siguientes simplificaciones:

- Fuerzas de presforzado constante
- Curvatura $1/r = 8f/l^2 = \text{constante}$

Por lo consiguiente:

$$u(x) = \left(\frac{8f}{l^2}\right) * P = \text{constante}$$

La dirección de $u(x)$ coincide con la dirección de radio de curvatura y sus componentes serán:



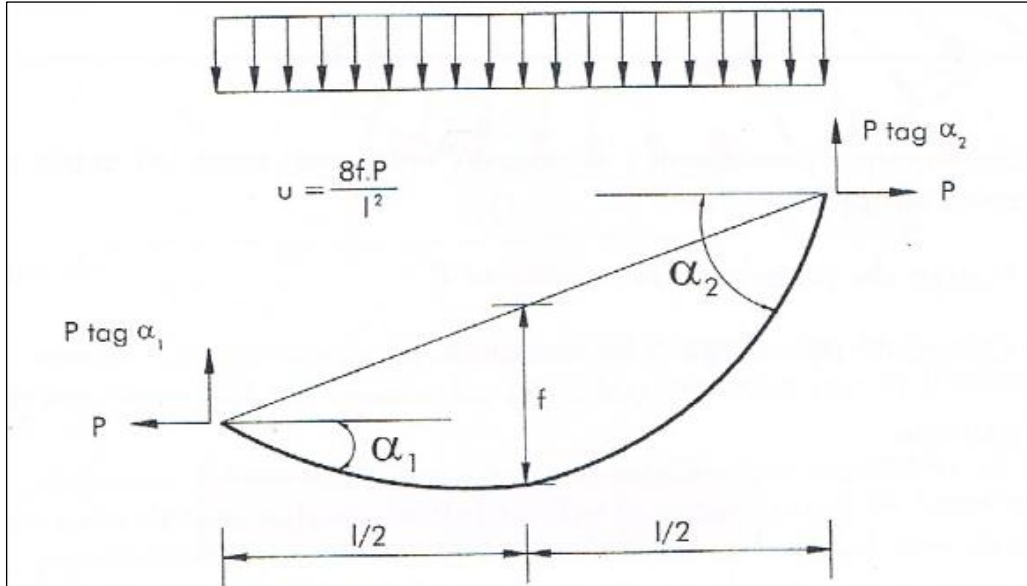
Simplificaciones:

- Componentes horizontales de las fuerzas de desviación son despreciadas
- La componente horizontal de la fuerza de presforzado es constante y además cumple la ecuación:

$$P \cos \alpha (x) \rightarrow P \cos \alpha \approx 1$$

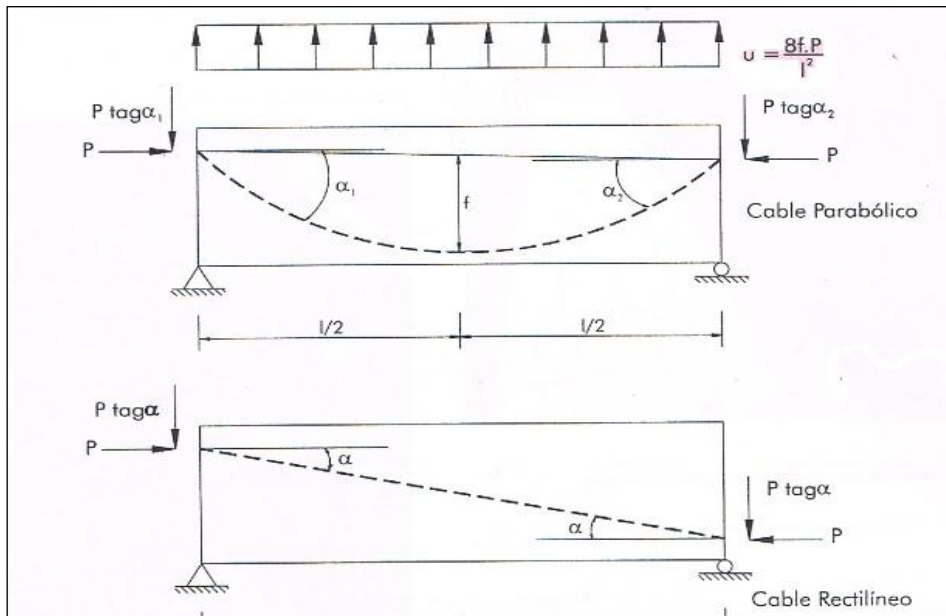
- La componente vertical toma el valor de:

$$P \sin \alpha (x) \rightarrow P \tan \alpha (x)$$



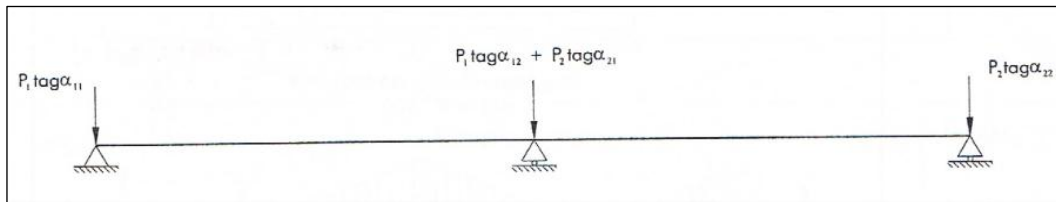
Fuerzas simplificadas actuando sobre el concreto

Las fuerzas que actúan sobre el concreto son las mismas que actúan sobre el cable, pero de sentido opuesto. Entonces podemos remplazar el cable por un sistema de fuerzas definidas o llamadas también fuerzas equivalentes.

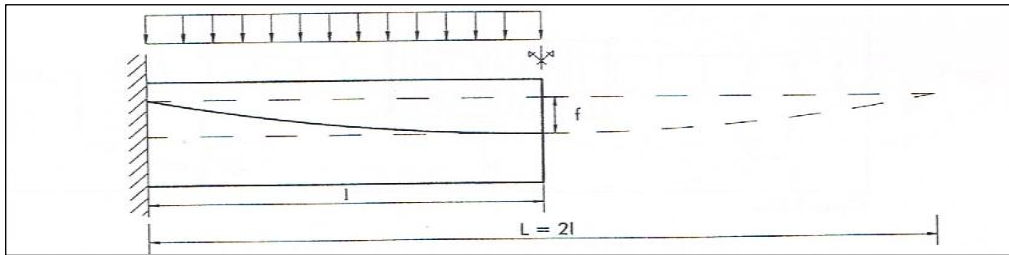


Fuerzas de anclaje $P, \tan \alpha$
 Fuerzas de desviación

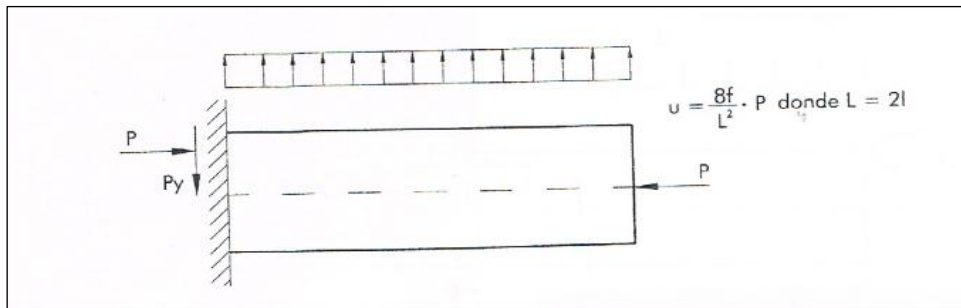
Cargas equivalentes que pasan directamente a los apoyos:



Viga en voladizo:

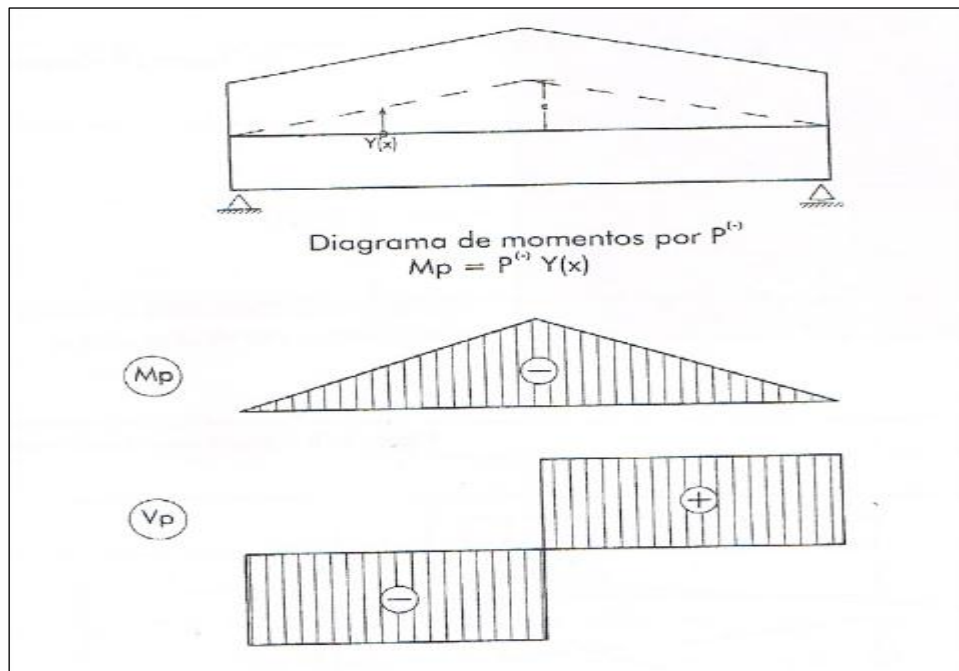


Fuerzas equivalentes de preesforzado:

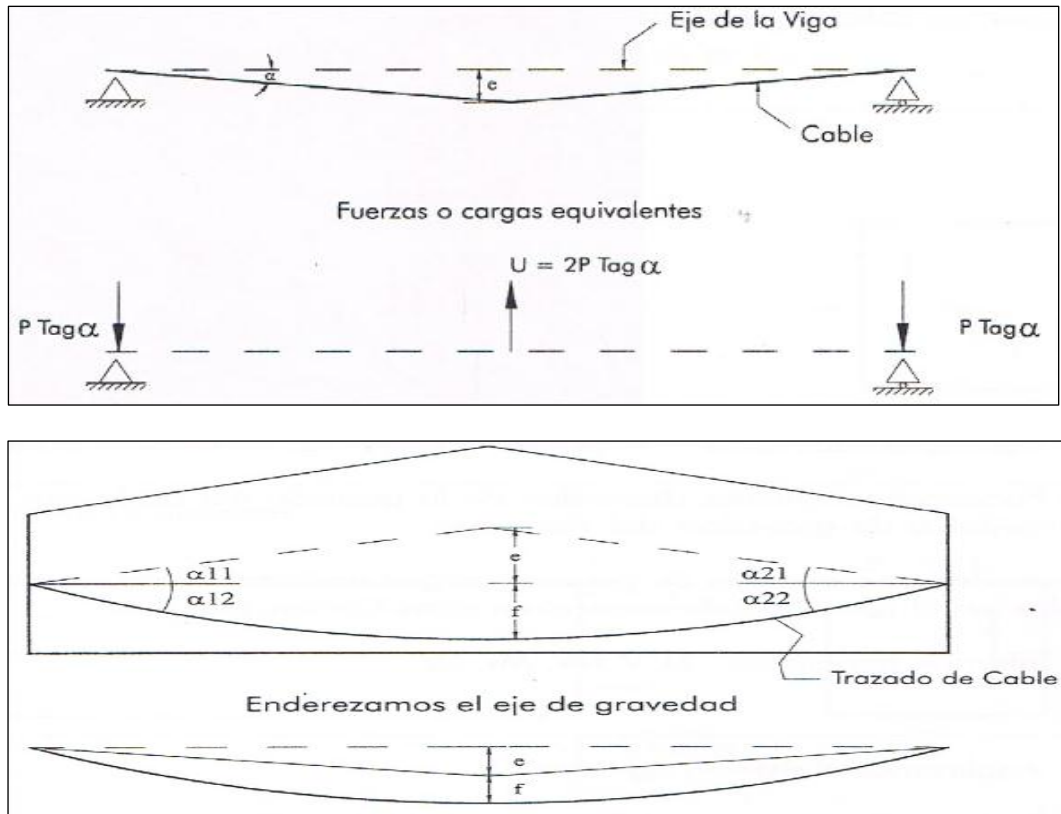


Influencia del eje de gravedad

A continuación, se presenta el efecto de no tener un eje de gravedad rectilíneo.



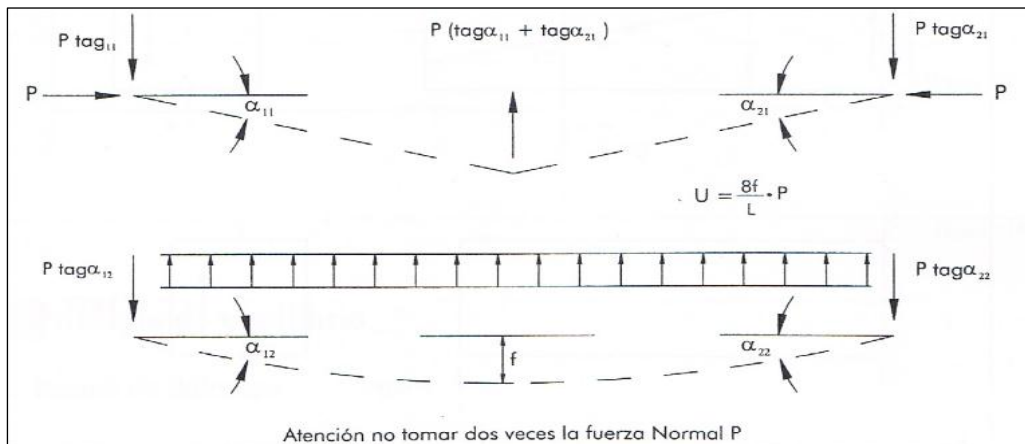
Se puede obtener las mismas fuerzas internas si reemplazamos el sistema original por el siguiente:



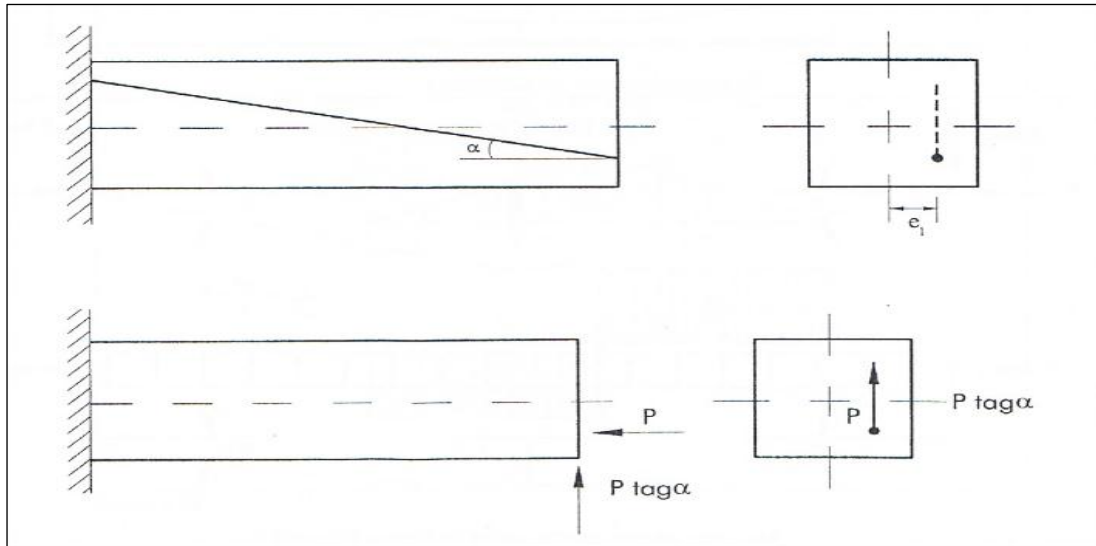
- Las fuerzas equivalentes dependen de la posición del cable con respecto al eje centroidal o de gravedad del elemento.
- El preesforzado además de generar cargas uniformemente repartidas y concentradas en el plano puede engendrar otras fuerzas internas.²⁵

Fuerzas internas generadas N, V, Mx, My, Mt

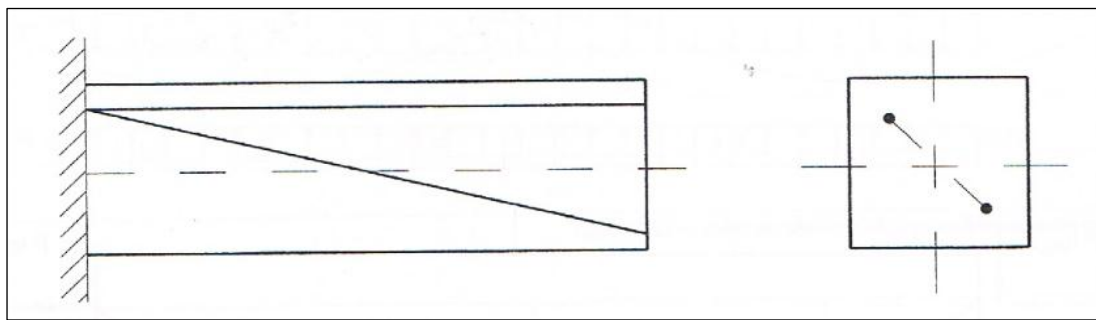
Además (Instituto del Concreto 2005, 26-27) analiza el sistema siguiente:



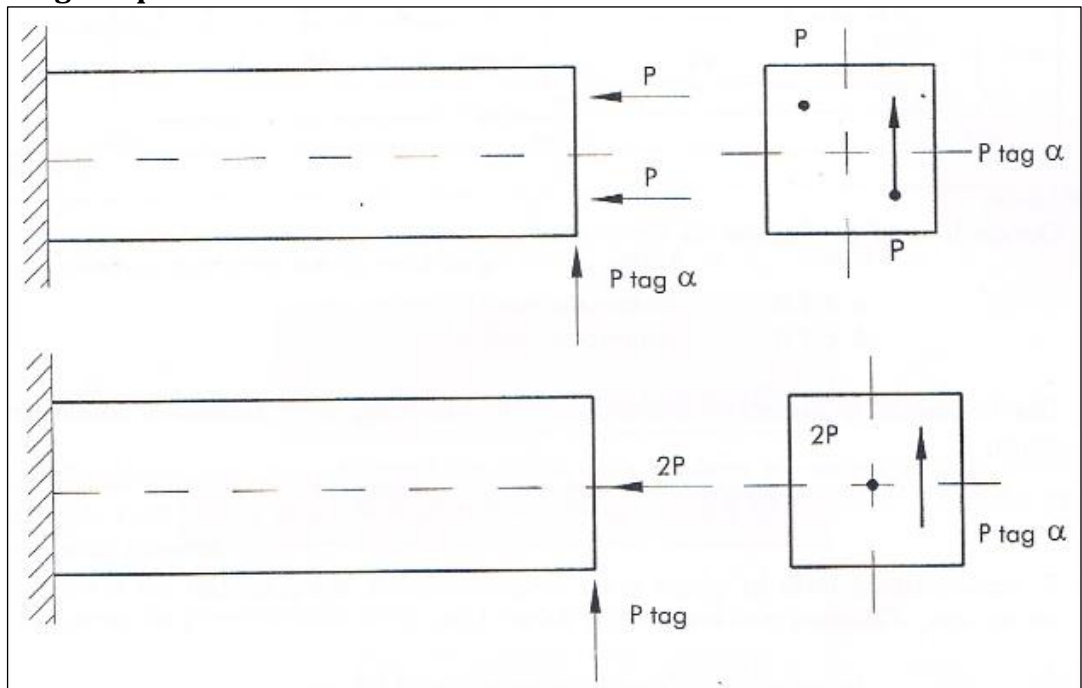
²⁵ Instituto del Concreto, Concreto Preesforzado: Diseño y construcción, 24-26



Par trasladar la fuerza de preesforzado P al centro de gravedad es necesario colocar un cable simétrico con la misma fuerza P ²⁶



Cargas equivalentes:

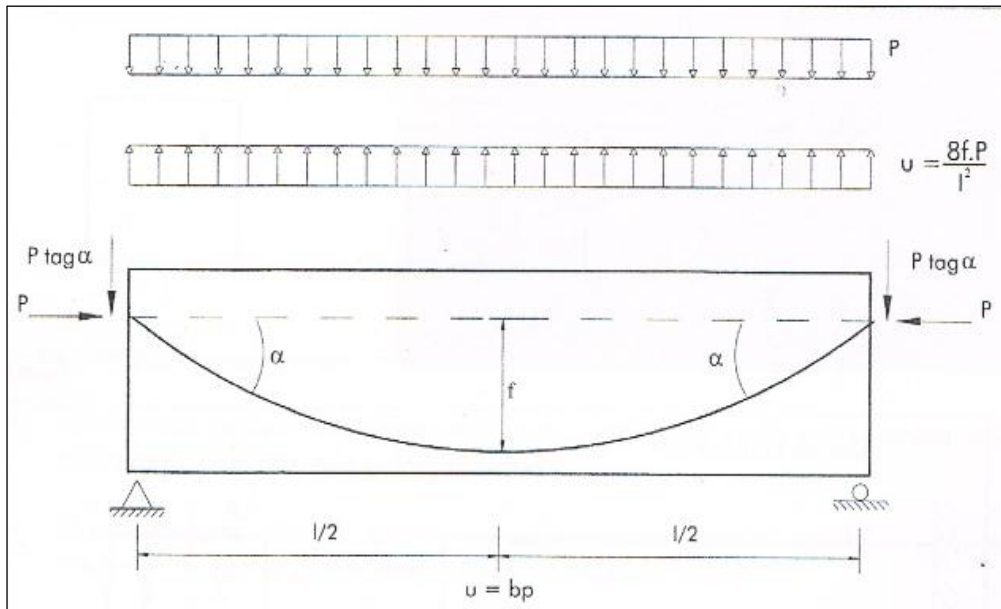


²⁶ Instituto del Concreto, Concreto Preesforzado: Diseño y construcción, 24-26

2.5.2 Principio de equilibrio

Noción de balanceo

(Instituto del Concreto 2005, 27-28) supone que la viga objeto del estudio esté solicitada por una carga uniformemente repartida p (peso propio, carga de servicio, etc.). La carga equivale u del trazo del cable es de sentido opuesto a p y puede balancearla de una manera parcial o total.



Donde b es el coeficiente de balanceo

$b = 1.0$ balanceo total

$b < 1.0$ balanceo parcial

Determinemos la fuerza de preesforzado $p^{(-)}$ necesaria para balancear totalmente la carga q .

$$u = 1.p = \frac{8f}{l^2} \cdot p^{(-)} \Rightarrow p^{(-)} = p^2 l^2 / 8f$$

Si balanceamos toda la carga p no necesariamente desaparecen las solicitaciones en la viga. Queda aún fuerzas de anclaje.

$p^{(-)} \tan \alpha$ entra directamente a los apoyos

$p^{(-)}$ fuerza de compresión uniforme en la viga

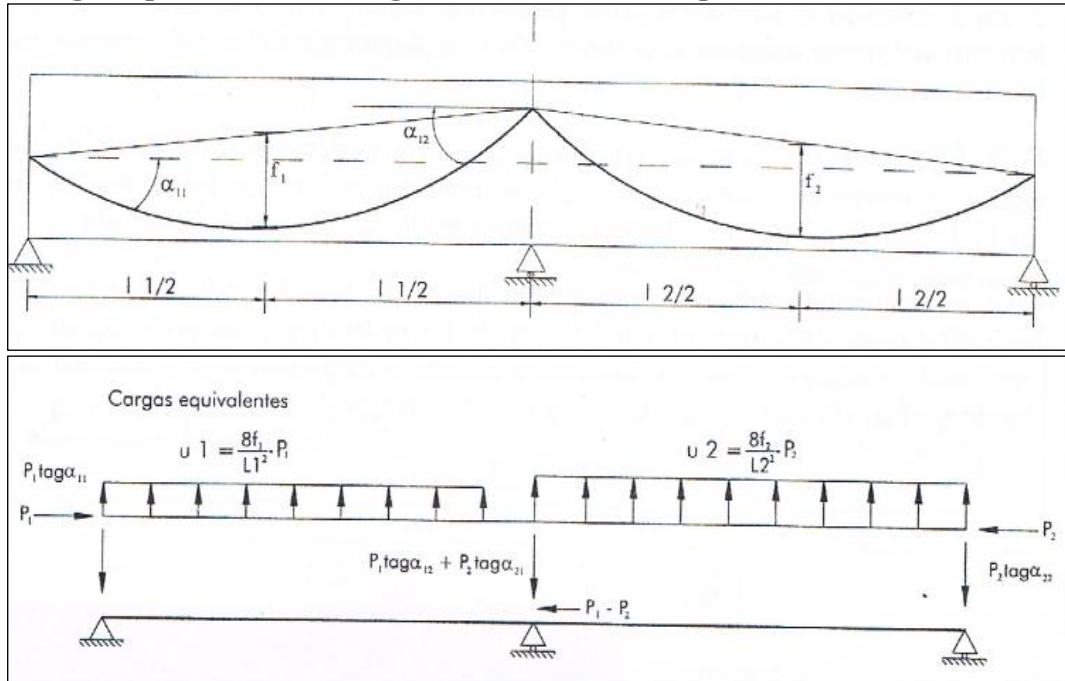
Trazado de cables y fuerza de preesforzado

Supone (Instituto del Concreto 2005, 28-31) que se trata de balancear una carga p a lo largo de toda una viga.

$$u_1 = \frac{8f_1}{l_1^2} \cdot p_1 \quad u_1 = p \Rightarrow p_1 = p l_1^2 / 8f_1$$

$$u_2 = \frac{8f_2}{l_2^2} \cdot p_2 \quad u_2 = p \Rightarrow p_2 = p l_2^2 / 8f_2$$

Figura parabólicos -carga uniformemente repartida



Si queremos una sola fuerza a lo larga de la viga $p_1 = p_2$ obtenemos

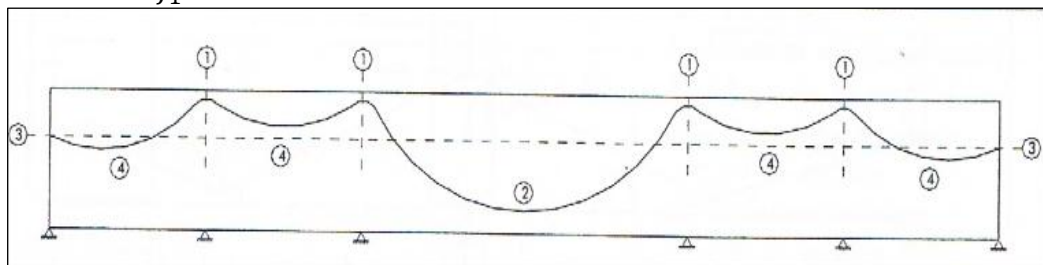
$$\frac{pl_1^2}{8f_1} = pl_2^2/8f_2$$

$$\frac{f_1}{f_2} = \left(\frac{l_1}{l_2}\right)^2 \Rightarrow \frac{f_{crit}}{f_1} = \left(\frac{l_{crit}}{l_1}\right)^2$$

Se observa que la excentricidad del cable sobre apoyo e- siempre es la máxima posible y en la luz crítica (luz mayor) la excentricidad en la luz e+ también es la máxima posible.

La fuerza de preesforzado será.

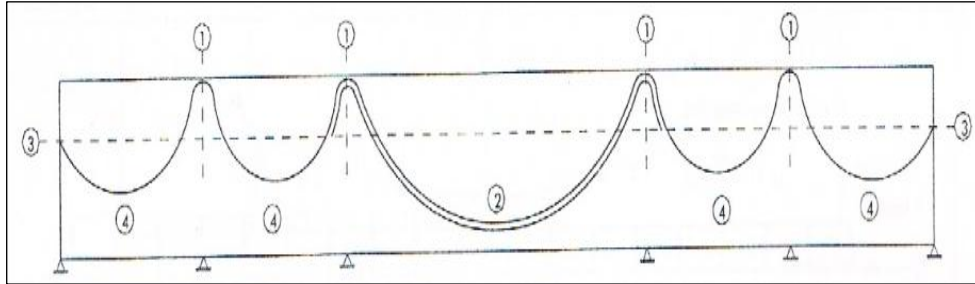
$$p^{(-)} = \frac{pl_1^2}{8f_1} = pl_2^2/8f_2$$



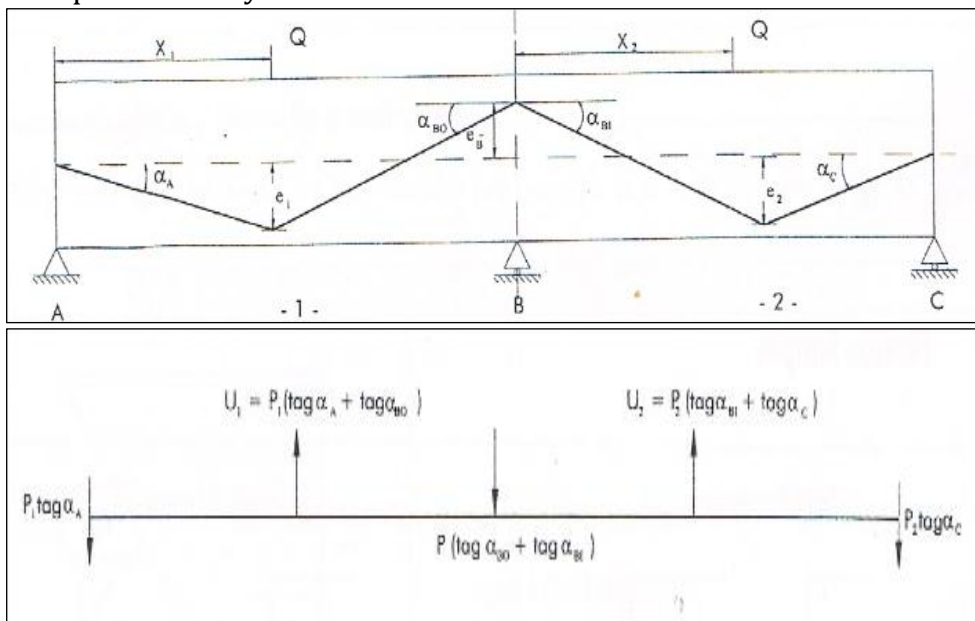
Si los f_i calculados son demasiados pequeños significa que en una o varias luces (críticas) debemos emplear una fuerza de preesforzado mucho más grande que en las otras luces.

En la figura anterior tenemos una fuerza $P^{(-)}$ de preesforzado a lo largo de toda la viga. Esta fuerza será determinada, obviamente por la luz más larga. Pero si en esta luz la fuerza es utilizada de manera óptima en las otras será subutilizada.

Esto nos indica que debemos utilizar una fuerza de preesforzado más grande en la luz crítica cuyo valor será una $\alpha P(-)$. Donde $P(-)$ es la fuerza de preesforzado en las otras luces. Obtendríamos:



Con lo cual utilizaríamos menos fuerza de preesforzado a lo largo de la viga explotando mayores excentricidades.



$$\text{Tag} \alpha_A = e_1^+ / x_1$$

$$\text{Tag} \alpha_{AB} = \frac{e_1^+ + e_1^-}{l - x_1}$$

$$\text{Tag} \alpha_{B_1} = e_2^+ + e_1^- / x_2$$

$$\text{Tag} \alpha_C = \frac{e_2^+}{l_2 - x_2}$$

En la luz crítica aprovechamos el apoyo y en la luz las excentricidades máximas e_1^- y e_1^+ . Las distancias x_1 y x_2 están dadas por las cargas o balancear. Nos quedaría por determinar la excentricidad e_2^+

Entonces de las ecuaciones de equilibrio

$$U_1 = Q \quad (1) \quad U_2 = Q \quad (2)$$

Podemos deducir la fuerza de preesforzado y la excentricidad e_2^+

$$\text{De (1)} \quad P_1(\text{Tag} \alpha_A + \text{Tag} \alpha_{AB}) = Q \quad \text{Obtenemos } P^{(-)}$$

Si admitimos que $P_1 = P_2 = P^{(-)}$

$$\text{De (2)} \quad P^{(-)}(\text{Tag} \alpha_{B_1} + \text{Tag} \alpha_C) = Q \quad \text{Que representa una sola incógnita } e_2^+$$

2.5.3 Criterios de diseño del preesforzado

El criterio o los criterios de dimensionamiento no son, generalmente determinados por el diseñador o por el dueño de la obra, sino se encuentran definidos en la Norma E.060 - capítulo 18 y ACI 318S-14 en sus capítulos:

- Capítulo 20.3, Barras, alambres y torones de preesforzado
- Capítulo 24.5, Esfuerzos admisibles en miembros de concreto preesforzados sometidos a flexión
- Capítulo 25.8, Anclajes y conectores para postensado
- Capítulo 25.9, Zonas de anclaje para tendones de preesforzado
- Capítulo 25.10, Requisitos adicionales para concreto preesforzado

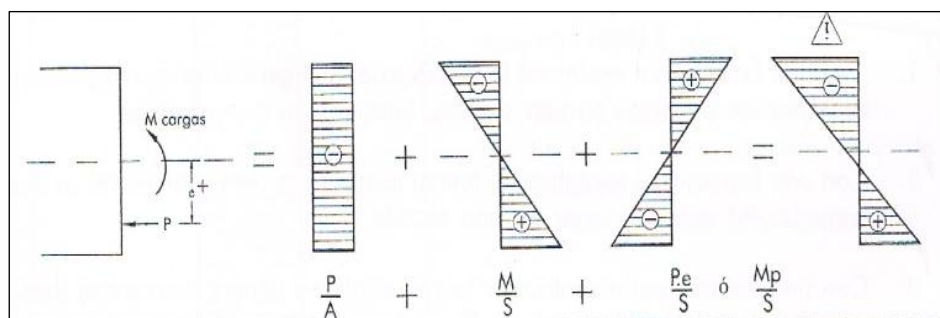
Las cuales son de obligatorio cumplimiento y generalmente se refieren a un estado de esfuerzos.

Criterio de los esfuerzos

El origen del preesforzado, surge como respuesta a la figuración de los elementos en concreto. Esta figuración se puede producir por los esfuerzos generados por las cargas de gravedad, por sismos, viento, efectos de retracción del fraguado, causas térmicas, etc.

El preesforzado puede generar, además de esfuerzos normales, momentos de flexión, de torsión y fuerzas cortantes.

En general, el objetivo del preesforzado es generar un estado de compresión en las diferentes secciones de una estructura de tal manera que compense y/o disminuya las tracciones, esencialmente de fisuras o límite su abertura en los elementos en concreto. De este criterio podemos partir para determinar la localización y la magnitud de la fuerza axial aplicar a la estructura, es decir para diseñar el preesforzado.²⁷



Criterio de las deformaciones

En muchos casos las condiciones de deformaciones se imponen como criterio de dimensionamiento. Estructuras que deben presentar cero deformaciones verticales para carga muerta más carga viva. Entonces debemos dimensionar un trazado de cables y una fuerza, de tal manera que estas condiciones se cumplan.

El método de las fuerzas equivalente nos permite determinar un trazado y una fuerza de preesforzado de manera rápida y precisa. Basta con partir

²⁷ Instituto del Concreto, Concreto Preesforzado: Diseño y construcción, 36

del principio que si balanceamos las cargas que causan las deformaciones estas desaparecerán. Si se cumplen con esta condición las únicas deformaciones que se presentaran son acortamientos.²⁸

2.5.4 Materiales

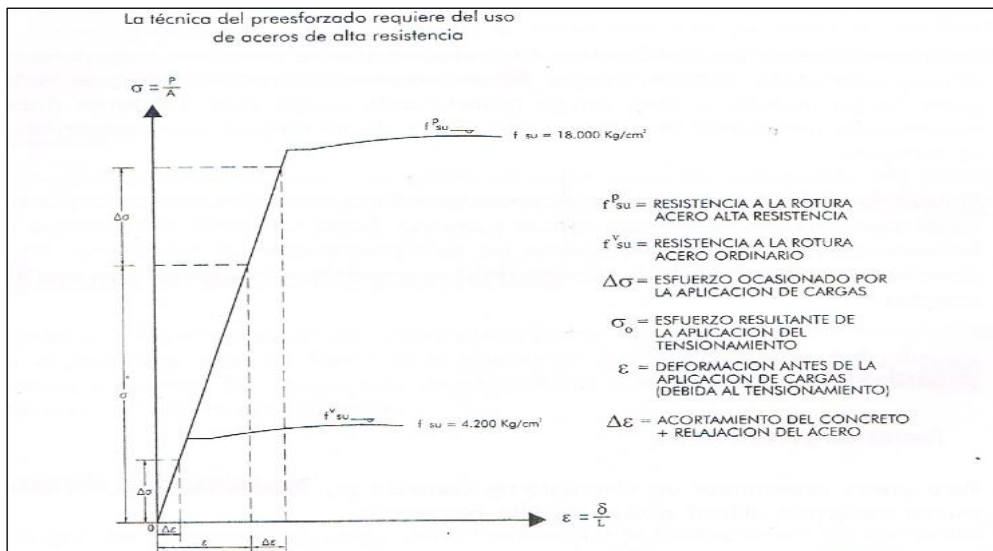
Aceros de preesforzado

Para poder Preesforzar un elemento de concreto por medio de acero es absolutamente necesario utilizar acero de alta resistencia

Si se utilizan aceros normales el efecto del preesforzado desaparece cuando se desarrollan los fenómenos de retracción de fraguado, de la fluencia del concreto y de la relajación del acero pues estos se traducen en un acortamiento del elemento en concreto.

El esfuerzo en el acero varía dependiendo del módulo de elasticidad y de las deformaciones unitarias que sufre $D_s = D_e * E$. si el valor de D_s es muy importante frente a la tensión inicial en el acero, la tensión desaparece.

Figura 8. Técnica del preesforzado requiere del uso de aceros de alta resistencia



Fuente: Instituto del Concreto (2005).

En esta gráfica del diagrama de esfuerzo- deformación se demuestra que la técnica del preesforzado requiere de uso de acero de alta resistencia Los aceros que se utilizan para preesforzar estructuras presentan las siguientes características geométricas y mecánicas.²⁹

Torones

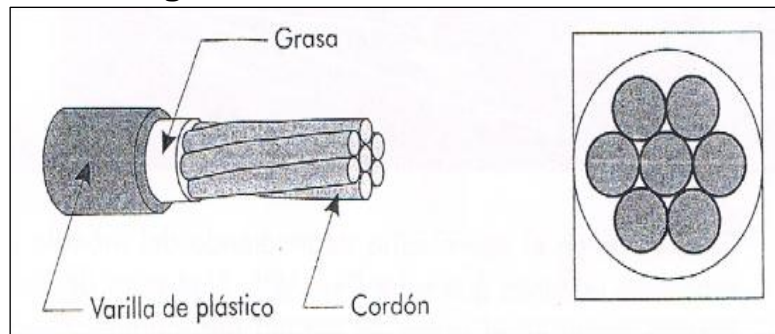
Diámetros corrientes	0.5" -Área efectiva 0.99cm ² 0.6" -Área efectiva 1.44cm ²
Límite de fluencia	1600 a 1700 Mpa
Resistencia a tracción	1800 a 1900 Mpa
Módulo de elasticidad	200.000 Mpa
Contenido de carbono	0.8%

²⁸ Instituto del Concreto, Concreto Preesforzado: Diseño y construcción, 37

²⁹ Instituto del Concreto, Concreto Preesforzado: Diseño y construcción, 37-39

Estructura de monotorón

Figura 9. Sección del Monotorón



Fuente:

Instituto del concreto (2005)

Barras

Diámetros corrientes	26mm, 32mm, 36mm y 40mm
Límite de fluencia	Entre 830 MPa y 950MPa
Resistencia a tracción	Alrededor de 1050MPa
Módulo de elasticidad	Alrededor de 200.000MPa
Contenido de carbono	Alrededor de 0.8%

Resistencia a la compresión f'_c

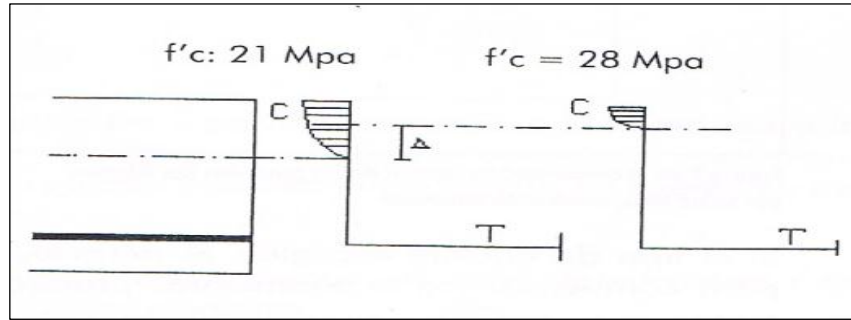
La resistencia a la compresión depende del contenido de cemento, del tipo de cemento, de la relación agua/cemento de la mezcla, de la resistencia y gradación de los agregados, del tipo y cantidad de aditivos y de la edad del concreto.

En el concreto preesforzado se utilizan corrientemente concreto cuya resistencia esta entre 28MPa y 42MPa. La razón para emplear concretos de estas resistencias reside en varios puntos. Como se puede observar en párrafos anteriores, las secciones de concreto se pueden reducir considerablemente utilizando acero de alta resistencia. La resistencia de una sección en concreto reforzado o preesforzado está constituida por el par concreto a compresión y acero a tracción.

Si la calidad del acero de preesforzado es superior a la calidad del acero pasivo es posible colocar más fuerza de tracción y la sección de concreto en compresión tiene que aumentar, desplazándose el eje neutro hacia el acero en tracción. Para que este eje no se desplace demasiado es necesario aumentar la resistencia del concreto. Aunque parezca extraño la ductilidad de la sección depende de la calidad del concreto. Para una sección de concreto reforzado el eje neutro se mueve en función de la calidad de concreto. Si la resistencia del concreto aumenta, la distancia entre el eje neutro y el centroide de los aceros aumenta y mayor será la capacidad de plasticidad a estos.³⁰

³⁰ Instituto del Concreto, Concreto Preesforzado: Diseño y construcción, 43

Figura 10. Esfuerzos del concreto



Fuente: Instituto del Concreto (2005).

Perdidas de tensión en los cables

Las pérdidas de tensión instantáneas son aquellas que se producen durante el tensionamiento y tienen tres causas:

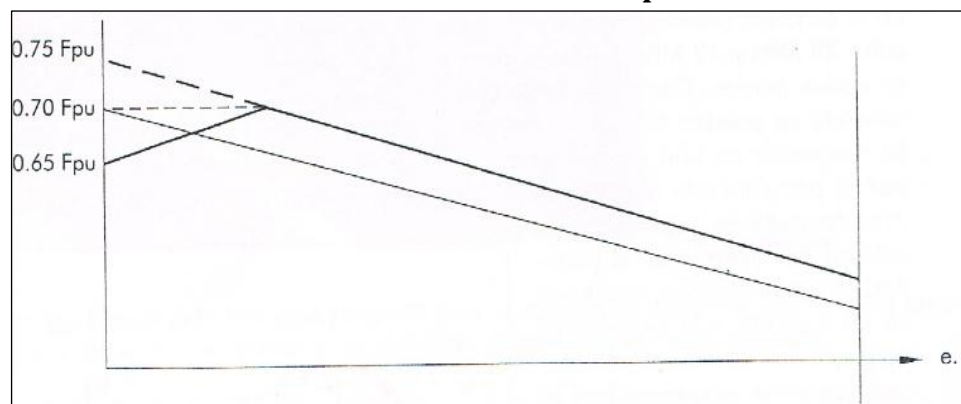
- Fricción entre el acero de presforzado y los ductos
- La penetración de la cuña en bloqueo de los cables, para ciertos tipos de anclaje
- El acortamiento de concreto por tensionamiento de un cable provoca pérdida de tensión en otros.

Esta influencia es en principio despreciable porque las deformaciones específicas del concreto son muy pequeñas con respecto a las del acero de los cables.

Eliminar las pérdidas instantáneas es imposible, pero se les puede compensar, al menos en parte, sobretensionando momentáneamente con el objetivo de obtener una tensión más fuerte en zonas donde los esfuerzos lo requieran. Para esto, es indispensable disponer de los gatos de tensionamiento adecuados.

En la siguiente gráfica se observa la Compensación parcial de las pérdidas por fricción por sobre tensionamiento temporal.

Figura 11. Compensación parcial de las pérdidas por fricción por sobre tensionamiento temporal



Fuente: Instituto del concreto (2005)

Si el tipo de anclaje escogido lo permite, se puede además retensionar los cables para compensar los acortamientos producidos por el tensionamiento de cables vecinos.

El programa de tensionamiento hace parte de estudio de un proyecto de construcción en concreto preesforzado.

Las pérdidas de tensión diferidas pueden desarrollarse durante muchos años, tienen tres causas.

- Retracción del concreto
- Flujo plástico del concreto
- Relajación del acero de preesforzado

Los efectos de estos no son independientes.

- La longitud del cable disminuye por efecto del acortamiento debido a la retracción y al flujo plástico, lo que conlleva a una disminución de los esfuerzos bajo deformaciones permanentes.³¹

2.6 Análisis y diseño estructural

2.6.1 Sistema aporticado con concreto reforzado

Método de Diseño:

Para el diseño de estructuras de concreto armado se utilizará el Diseño por Resistencia. Deberá proporcionarse a todas las secciones de los elementos estructurales Resistencias de Diseño (ϕR_n) adecuadas, de acuerdo con las disposiciones de esta Norma, utilizando los factores de carga (amplificación) y los factores de reducción de resistencia, ϕ .

Se comprobará que la respuesta de los elementos estructurales en condiciones de servicio (deflexiones, agrietamiento, vibraciones, fatiga, etc.) queden limitadas a valores tales que el funcionamiento sea satisfactorio.³²

Cargas:

Además (RNE, Norma E.060, capítulo 8.) las estructuras deberán diseñarse para resistir todas las cargas que puedan obrar sobre ella durante su vida útil.

Las cargas serán las estipuladas en la Norma Técnica de Edificación E.020 Cargas, con las reducciones de sobrecarga que en ella se permiten y las acciones sísmicas serán las prescritas en la Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño sismorresistente.

Combinaciones de Carga:

Todas las cargas consideradas en la presente Norma, se considerará que actúan en las siguientes combinaciones, la que produzca los efectos más desfavorables en el elemento estructural considerando, con las reducciones, cuando sean aplicables, las cuales mencionamos a continuación:

- Combinación 1 = $1.4C_M + 1.7C_V$
- Combinación 2 = $1.25C_M + 1.25C_V + C_S$
- Combinación 3 = $1.25C_M + 1.25C_V - C_S$

³¹ Instituto del Concreto, Concreto Preesforzado: Diseño y construcción, 43 -45

³² Reglamento Nacional de las Edificaciones: Norma E.060 Concreto Armado (Perú: Ministerio de Vivienda y Construcción y SENCICO 2009), Capítulo 8.

- Combinación 4 = 0.9CM + CS
- Combinación 5 = 0.9CM – CS

Siendo estas las principales, pero en cuestión del análisis se tendrán en cuenta 20 combinaciones de acuerdo a los dos ejes de análisis de la Edificación.³³

Método de Análisis:

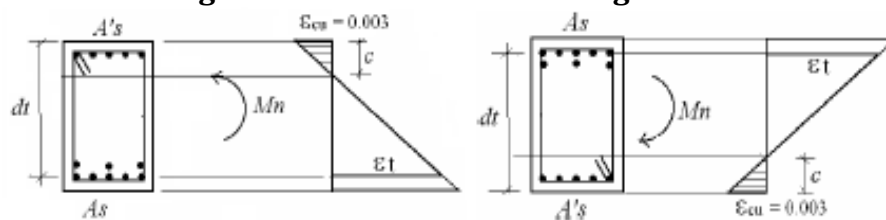
Todos los elementos estructurales deberán diseñarse para resistir los efectos máximos producidos por las cargas amplificadas, determinados por medio del análisis estructural, suponiendo una respuesta lineal elástica de la estructura.

En pórticos arriostrados lateralmente, para calcular los momentos debidos a cargas de gravedad en las vigas y columnas construidas monolíticamente con la estructura, se podrán considerar empotrados los extremos lejanos de las columnas de ambos entrepisos.³⁴

Redistribución de Momentos en Elementos Continuos Sometidos a Flexión:

Excepto cuando se empleen métodos aproximados para el cálculo de los momentos flectores, se permite disminuir los momentos amplificados (M_u) - calculados asumiendo comportamiento lineal elástico de la estructura - en las secciones de máximo momento negativo o máximo momento positivo en cualquier vano de un elemento continuo sometido a flexión, para cualquier distribución de carga supuesta, en no más de 1000 ϵ_t . ϵ_t es la deformación unitaria neta de tracción en el acero más alejado del borde comprimido de la sección, cuando esta alcanza su resistencia nominal (M_n). La deformación neta excluye las deformaciones unitarias causadas por: el preesfuerzo efectivo, el flujo plástico, la retracción de fraguado y la variación de temperatura.

Figura 12. Deformación del acero ϵ_t para flexión positiva y negativa en una sección rectangular.



Fuente: RNE E. 060

La redistribución de los momentos negativos solo podrá hacerse cuando en la sección en la cual se reduce el momento flector, la deformación ϵ_t sea mayor a igual a 0,0075.

Los momentos reducidos deberán usarse para la determinación de todas las otras fuerzas de sección a lo largo de todo el vano. El equilibrio estático debe mantenerse luego de la redistribución, para cada distribución de

³³ Reglamento Nacional de las Edificaciones: Norma E.020 Cargas (Perú: Ministerio de Vivienda y Construcción y SENCICO 2009), Capítulo 5.

³⁴ RNE, Norma E.060 Concreto Armado, Capítulo 8.

carga supuesta.³⁵

Columnas

Las columnas se deben diseñar para resistir las fuerzas axiales que provienen de las cargas amplificadas de todos los pisos y el momento máximo debido a las cargas amplificadas, considerando la carga viva actuando en solo uno de los tramos adyacentes del piso o techo bajo consideración. También debe considerarse la condición de carga que produzca la máxima relación (excentricidad) entre el momento y carga axial.

En pórticos o en elementos continuos deberá prestarse atención al efecto de las cargas no balanceadas de los pisos, tanto en las columnas exteriores como en las interiores y a la carga excéntrica debida a otras causas.³⁶

Disposición de la Carga Viva

Para la determinación de los momentos flectores y fuerzas cortantes en las vigas y columnas ocasionados por las cargas de gravedad en pórticos arriostrados lateralmente, se permitirá utilizar el modelo simplificado. Se permite suponer que la disposición de las cargas está limitada a las combinaciones siguientes:

- a) Carga muerta amplificada en todos los tramos con la carga viva amplificada en dos tramos adyacentes.
- b) Carga muerta amplificada en todos los tramos con la carga viva amplificada en tramos alternados.³⁷

2.6.2 Sistema de estructuras metálicas

Método de diseño

Para el diseño de estructuras metálicas para edificaciones se utiliza los criterios del método de Factores de Carga y Resistencia (LRFD) y el método por esfuerzos Permisibles (ASD) donde especifican un conjunto de reglas que tienen por objeto conseguir una estructura segura y estable en el tiempo. Es imposible que las especificaciones involucren todos los aspectos de la seguridad en una estructura partículas por lo que se dice que “el diseñador es el que tiene la última responsabilidad para una estructura segura”

Las especificaciones AISC mencionadas anteriormente son reconocidas en Perú a falta de unas Especificaciones nacionales, de acuerdo con lo indicado en el reglamento Nacional de Edificaciones.³⁸

Cargas

Las cargas nominales serán las mínimas de diseño establecidas en la norma E.020 Cargas.

Combinaciones de carga

Para (Zapata, s.f, 1-19) la aplicación del método LRFD, las siguientes combinaciones deben ser investigadas:

- Combinación 1 = 1.4D

³⁵ RNE, Norma E.060 Concreto Armado, Capítulo 8.

³⁶ RNE, Norma E.060 Concreto Armado, Capítulo 8.

³⁷ RNE, Norma E.060 Concreto Armado, Capítulo 8.

³⁸ Luis Zapata, Diseño Estructural de Acero, 1-19

- Combinación 2 = $1.2D + 1.6L + 0.5(Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$
- Combinación 3 = $1.2D + 1.6(Lr \text{ ó } S \text{ ó } R) + (0.5L \text{ ó } 0.8W)$
- Combinación 4 = $1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$
- Combinación 5 = $1.2D \pm 1.0E + 0.5L + 0.2S$
- Combinación 6 = $0.9D \pm (1.3W \text{ ó } 1.0E)$

D: Carga muerta debida al peso propio de los elementos y efectos permanentes sobre la estructura.

L: Carga viva debida al mobiliario y ocupantes.

Lr: Carga viva en las azoteas.

W: Carga de viento.

S: Carga de nieve.

E: Carga de sismo de acuerdo a la Norma E.030 Diseño sismorresistente.

R: Carga de lluvia o granizo.

Resistencia de diseño en tracción (LRFD)

La (Zapata, s.f, 1-19) resistencia de diseño de elementos en tracción $\Phi_t P_n$ debe ser el menor valor obtenido de acuerdo a los estados límites de fluencia en el área total y de rotura en el área neta.

- a) Para fluencia en el área total:

$$\Phi_t = 0.90$$

$$P_n = F_y A_g$$

- b) Para rotura en el área neta:

$$\Phi_t = 0.75$$

$$P_n = F_u A_e$$

Donde:

Ae: área neta efectiva

Ag: área total del elemento

Fy: esfuerzo mínimo de fluencia especificado.

Fu: resistencia a la tracción especificada.

Pn: resistencia axial nominal.

Diseño por flexión (LRFD)

La resistencia nominal en flexión M_n es el menor valor obtenido de acuerdo a los estados límites de:

- Fluencia
- Pandeo lateral torsional
- Pandeo local del ala
- Pandeo local del alma.

Para las vigas compactas arriostradas lateralmente con $L_b \leq L_p$, solamente es aplicable el estado límite de fluencia. Para vigas compactas no arriostradas, tees no compactas y ángulos dobles, solamente son aplicables los estados límites de fluencia y pandeo lateral torsional. El estado límite de pandeo lateral torsional no es aplicable a elementos sujetos a flexión con respecto a su eje menor o perfiles cuadrados o circulares.

A) Fluencia

La resistencia de diseño a flexión de vigas, determinada por el estado límite de fluencia, es $\Phi_b M_n$:

$$\Phi_b = 0.90$$

$$M_n = M_p$$

Donde:

M_p = momento plástico ($=F_y Z \leq 1.5 M_y$, para secciones homogéneas)

B) Pandeo lateral torsional

Este estado límite solamente es aplicable a elementos sujetos a flexión con respecto a su eje mayor. La resistencia de diseño a flexión, terminada por el estado límite de pandeo lateral torsional, es $\Phi_b M_n$:

$$\Phi_b = 0.90$$

M_n = resistencia nominal

Diseño por corte

Esta sección se aplica a vigas de simetría doble y simple con almas no rigidizadas, incluyendo las vigas híbridas y canales sometidos a corte en el plano del alma.

El área del alma A_w se tomará como el peralte total d multiplicado por el espesor de alma t_w .³⁹

Columnas.

Para elementos prismáticos compactos o no compactos sujetos a compresión axial ver el capítulo 5 de la norma E.090 Estructuras metálicas y para elementos sujetos a flexo- compresión ver el capítulo 8 del mismo reglamento.

2.6.3 Sistema de losas planas postensadas en 2 direcciones

Postensado Procedimiento Análisis

Análisis y diseño de losas postensadas difiere del análisis y diseño de losas de hormigón armado.

El marco equivalente método se utiliza para el análisis de las rigideces y distribución de momentos en las losas, a menos que se utiliza un programa de ordenador. El análisis debe realizarse antes de diseñarlo. Naamán (2004) propone los siguientes pasos como una guía para el diseño de losas postensada:

1. Espesor de la losa Proporción basado en relaciones de luz libre y requisitos de resistencia al fuego requisitos.
2. Definir cada dirección principal del marco o marcos equivalentes a la losa sistema considerado.
3. Para cada cuadro equivalente, utilice el método de balanceo de carga para determinar la fuerza de pretensado. La carga de ser equilibrada debe incluir preferentemente la toda la carga muerta. Calcular los valores medios de pretensado debido a la carga equilibrada.
4. Analizar la estructura equivalente a la carga desequilibrada y determinar momentos y tensiones correspondientes.
5. Superponer el uniforme de la tensión media de la fuerza de postensado con las tensiones debidas a la carga desequilibrada y comparar las tensiones resultantes con tensiones admisibles.
6. Determinar armadura mínima no postensado, si es necesario.

³⁹ Reglamento Nacional de las Edificaciones: Norma E.090 Estructuras Metálicas (Perú: Ministerio de Vivienda y Construcción y SENCICO 2009), Capítulo 6.

7. Detalle del tendón y el diseño de barras y comprobar si los requisitos de espacio y de presentación son satisfecho.
8. Comprobar requerimientos resistencia a la flexión máxima.
9. Comprobar cizalla y proporcionar refuerzo de corte si es necesario.
10. Calcular la desviación y comparar con limitaciones de deflexión.

Análisis Inicial

Deflexión, clasificaciones de incendios y la cizalladura generalmente determinan el espesor de una losa. Rangos aceptados de l/h en losas en dos direcciones para limitar la deflexión son de 25 a 35 para tramos simples y 35 a 50 para losas continuas. Todas las losas analizadas en esta tesis serán continuas; Por lo tanto, se utilizará el rango de 35 a 50 para l/h . Las calificaciones de incendio requieren losas con espesor que varían entre 3 y 7 pulgadas, dependiendo de la resistencia al fuego necesario. Sin embargo, losas delgadas de 6 pulgadas no se recomiendan para su aplicación, también el diseño de cizalladura será discutido. Se observa que la determinación de la geometría del cuadro para postensado losas de concreto utilizando el método del marco equivalentes en la misma forma que para losas no pretensadas (Naamán 2004).

T.Y. Lin La técnica de balanceo de carga es ahora el método más utilizado para diseño de losas de hormigón pretensado. Figura 13 siguiente ilustra el enfoque general del balanceo de carga. La carga de ser equilibrado, w_b , debe ser determinada por el diseñador.

Es generalmente se toma como la carga muerta más la parte sostenida de la carga viva, pero puede variar considerablemente en losas pretensadas parcialmente. Para esta tesis, la carga muerta variará en porcentaje del total para el estudio paramétrico.

La tensión en la sección transversal de la fuerza postensada condición de carga equilibrada, en la parte superior de la figura 13, está decidido a ser F / AC , un esfuerzo de compresión constante debido a la fuerza en el pretensado.

La tensión es constante debido a que el equilibrio de carga y la fuerza vertical en el pretensado se supone que tienen fuerzas iguales y opuestas por los principios de equilibrio de carga y por lo tanto se anulan entre sí, sin inducir tensión adicional en la sección transversal. La carga desequilibrada después crea una tensión que varía linealmente a través de la sección transversal como se muestra en la parte inferior de la figura 13.

Figura 13. Carga Balanceada



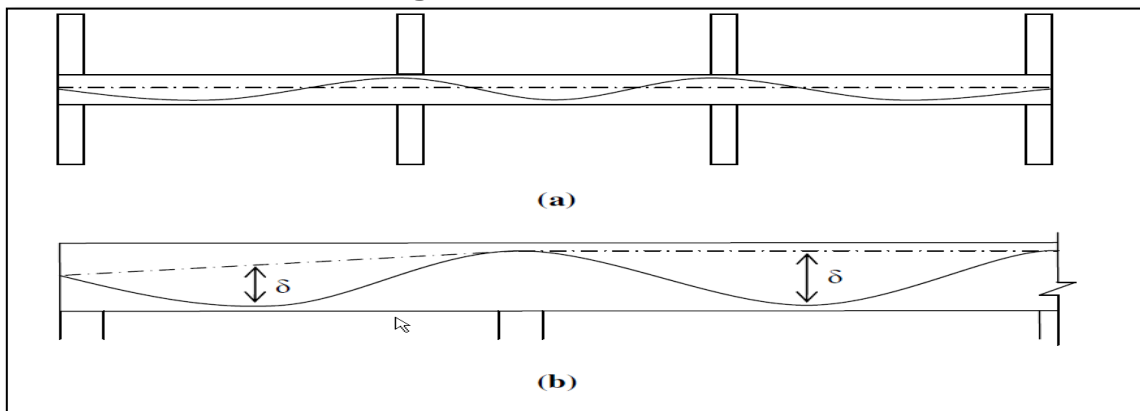
Fuente: Naaman 2004

Cuando se combina por superposición, el diagrama general de esfuerzo se convierte en el diagrama a la derecha en la Figura 14 (Naamán 2004). Para determinar la fuerza en el tendón de postensado, la forma parabólica del perfil tendón proporciona la siguiente ecuación de la fuerza debida al equilibrio:

$$F = Wb * \frac{l^2}{8 * \delta}$$

Una vez que el equilibrio de carga se determina, la ecuación calcula la fuerza de pretensado para cada tramo. Para marcos con múltiples luces y cargas, la fuerza de pretensado más alto de los vanos individuales se utiliza para todos los tramos. Para lograr el mismo equilibrio de carga para cada tramo, el perfil se ajusta al tendón. Un perfil tendón parabólico se asume para la carga equilibrar tal como se muestra a continuación, en (a) de la Figura 14 y (b) ilustra la definición de la caída tendón.

Figura 14. Perfil del tendón



Fuente: Naaman 2004

El perfil tendón tiene excentricidades máximas en los apoyos intermedios para contrarrestar el momento negativo y caídas máximas en el centro de la luz para contrarrestar los momentos positivos. La excentricidad en los soportes de extremo debe ser cero, excepto cuando hay un voladizo, en cuyo caso, la excentricidad y la pendiente del perfil debe ser cero en el final del voladizo.

Una vez que la fuerza de pretensado se ha calculado, se determina el número de tendones que necesita resistir la fuerza calculada. La fuerza requerida está dividida por una fuerza efectiva en los cables. La fuerza efectiva se utiliza para dar cuenta de la pérdida de la fuerza en el pretensado debido a la relajación del acero y la fluencia y la retracción del hormigón.

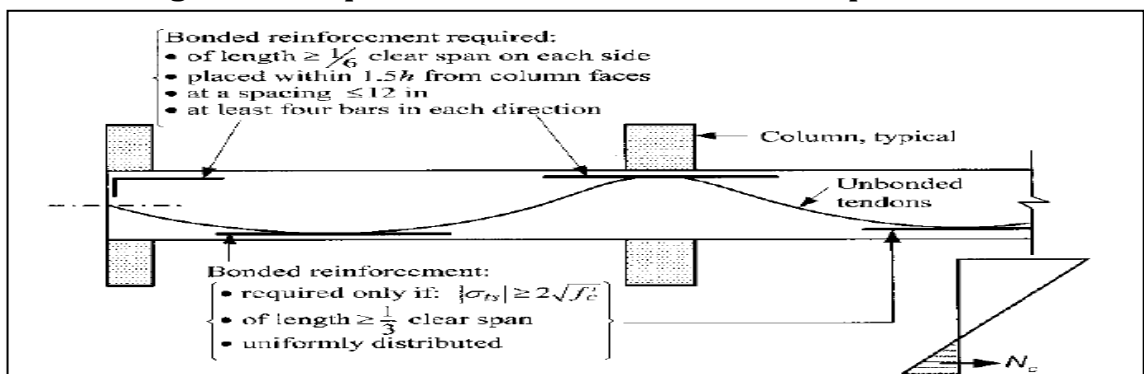
(Naamán 2004, 20) Utiliza una fuerza efectiva de 160 ksi para una fuerza máxima 270 ksi, también es común por la fuerza efectiva que se tomará como el 65% de la resistencia última del cable, que para un 270 ksi cadena sería de alrededor de 175 MPa. Los cálculos se pueden realizar no solo para determinar la fuerza directamente, sino por el alcance de esta tesis, se utilizará para determinar el número de cables necesarios. Ahora, la losa puede ser analizada para la carga desequilibrada utilizando el método de marco equivalente para una losa pretensada continua.

Normas a cumplir en el diseño

Después de completar el análisis elástico de la losa, la losa debe ser comprobada para hacer asegurarse de que cumple los requisitos del código. Para losas postensadas con cables no adherentes, una fuerza postensada promedio mínimo de 125 psi es requerido por ACI 318-05 Sección 18.12.4 y una fuerza postensada media máxima de 300 psi es recomendada por ACI-ASCE Comité 423. Pretensado media se define como la fuerza de pretensado final después de las pérdidas dividido por el total de área de sección transversal del hormigón. El límite de valor mínimo de tensión y grietas, fisuras, excesivo, mientras que los límites máximos de valor excesivo acortamiento elástico y fluencia (Naamán 2004). Requisitos de refuerzo pretensado no mínimos se establecen en ACI 318-05 Sección 18.9 y se resumen en la figura 15.

Requiere sistemas de losas bidireccionales para ser designados como miembros de la clase U, que se suponen comportarse como miembros no agrietados. La tensión de tracción máxima permitida para losas de sistema pretensadas de dos direcciones de hormigón es $6\sqrt{f'_c}$. Consulte figura 16 en la página siguiente para un resumen de los controles necesarios para el diseño. Como se observa en la figura 16, la losa debe comprobarse la cizalla según ACI 318-05.

Figura 15. Requerimientos de reforzamiento no preesforzado



Fuente: Naamán, 2004

Hay dos tipos de cizalla comúnmente analizados: corte por flexión y corte por punzonamiento. La cizalladura crea agrietamiento diagonal a lo largo del plano de tensión. Viga de corte por flexión rara vez crea un problema en losas porque el plano de la tensión principal es grande y es poco probable que todo el plano se desprenda.

Punzonamiento se produce en las columnas que soportan la losa, el agrietamiento diagonal crea una superficie en forma de pirámide o en forma de cono truncado que "golpea" a través de la losa. Se analiza y la sección sólo si la demanda de cizalla, v_u , excede la capacidad de corte del hormigón, ϕV_c , se necesita refuerzo de corte.

Figura 16. Requerimiento de verificaciones de diseño

Check	Limit	Code Reference
Minimum Average Prestress	125 psi	18.12.4
Maximum Tensile Stress	$6.0\sqrt{f'_c}$	18.3.3
Maximum Compression Stress	$0.45 f'_c$	18.4.2
Nonprestressed Reinforcing	$2.0\sqrt{f'_c}$	18.9.3
Deflection	$l/360$	9.5.4.1
Shear	$v_c = (\beta_p \sqrt{f'_c} + 0.3\sigma_g) b_0 d + V_p$	11.12.2.2

Fuente: Gaelyn Krauser (2009)

(Naamán 2004). ACI 318-05 define la capacidad de punzonamiento nominal del hormigón como:

$$v_c = (\beta_p * \sqrt{f'_c} + 0.3\sigma_g) b_0 * d + V_p$$

Donde σ_g es el valor medio de pretensado:

b_0 , es el perímetro de la sección crítica considerado para punzonamiento, d , es la distancia al centroide de la armadura de tracción de la fibra de compresión extrema.

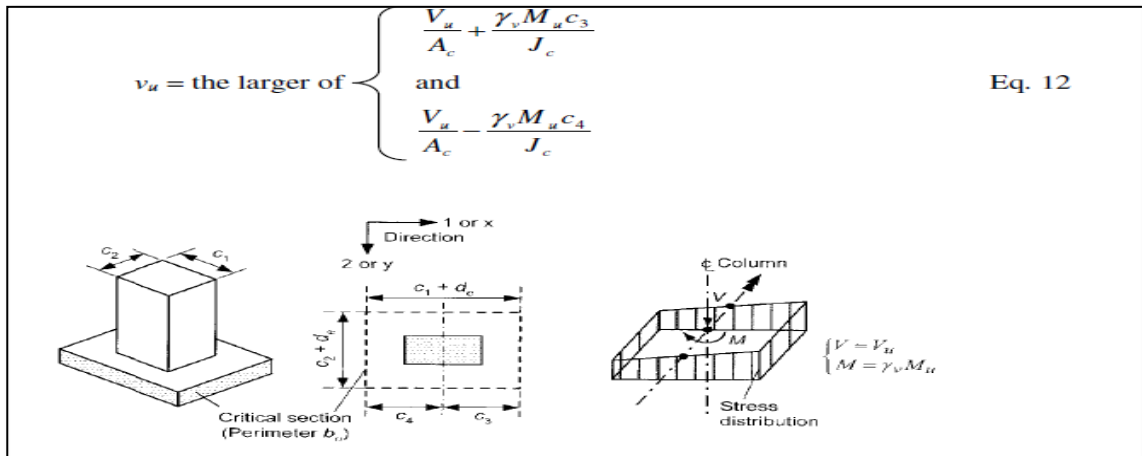
V_p es el cortante en la sección de los tendones de postensado,

B_p es el menor de 3.5 y $1.5 + \frac{\alpha_s + d}{b_0}$,

α_s es 40 para las columnas interiores, 30 para columnas de extremo y el 20 de columnas en esquina

La determinación de la demanda de cizallamiento varía para las columnas interiores, exteriores y de esquina. Para columnas interiores, la figura 17 siguiente muestra las fuerzas consideradas, la cizalla se define entonces como:

Figura 17. Punzonado por cortante en columnas interiores



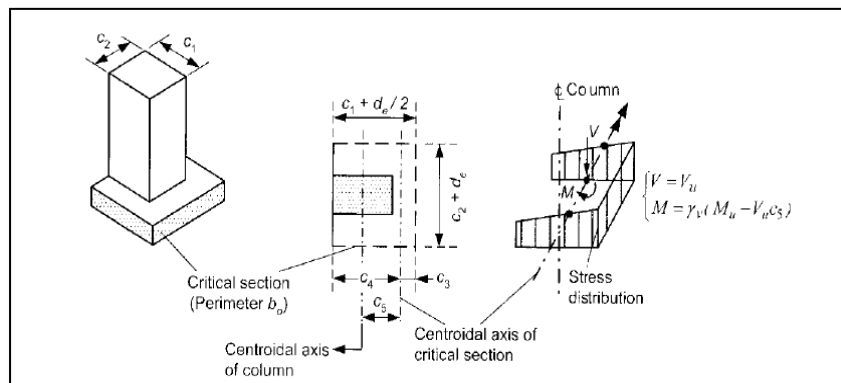
Fuente: Gaelyn Krauser (2009)

Cuando se aplica un momento en una sección, una fracción del momento es transferido por flexión y el resto por cortante. La variable V_u . En la Ecuación siguiente, es la fracción transferida por cizallamiento se define como:

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c_1 + d_e}{c_2 + d_e}}}$$

Para las columnas exteriores, figura 18 a continuación ilustra las fuerzas consideradas cuando la columna exterior se encuentra al final de una trama equivalente.

Figura 18. Punzonado por cortante en columnas exteriores



Fuente: Gaelyn Krauser (2009)

Para un marco equivalente con esquina y columnas exteriores, como a lo largo de la rejilla A-E de este proyecto, las fuerzas se simplifican porque V_u se produce en el eje centroidal de la sección crítica y ya no contribuye al momento. Para las columnas exteriores situados en el extremo de un equivalente marco

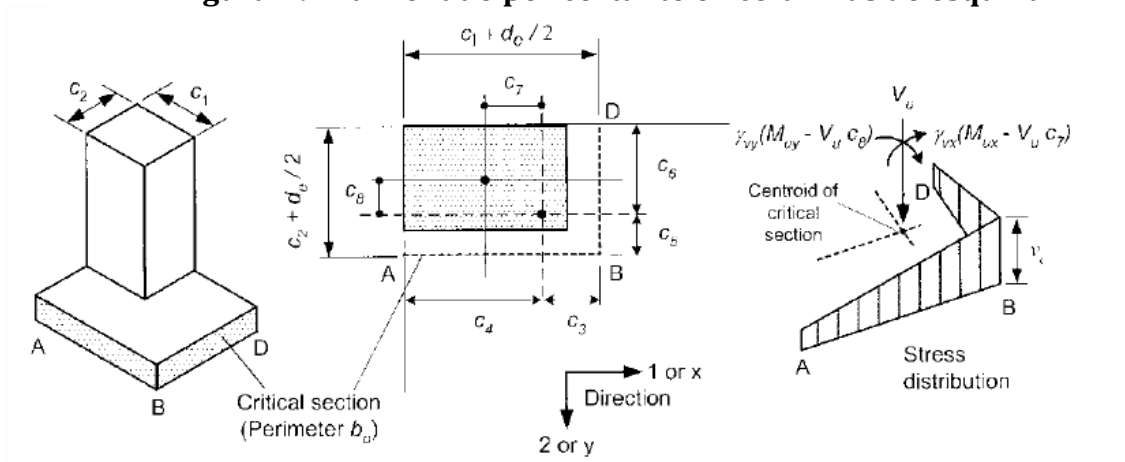
$$\gamma_v = 1 - \gamma_f = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c_1 + d_e/2}{c_2 + d_e}}}$$

y para las columnas exteriores a lo largo de los ejes A-E

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c_2 + d_e/2}{c_1 + d_e}}}$$

Para las columnas de esquina, Figura 19 se ilustra las fuerzas consideradas, se consideran las fuerzas de los dos marcos equivalentes definidas en el borde.

Figura 19. Punzonado por cortante en columnas de esquina



Fuente: Gaelyn Krauser (2009)

Por lo tanto, debe ser calculado dos veces γ_v : uno correspondiente a fuerzas en la dirección x, γ_{vx} , definida en la ecuación 1 y el otro correspondiente a fuerzas en la dirección, γ_{vy} , definida en la Ecuación 2.

$$\gamma_{vx} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c_1 + \frac{d_e}{2}}{c_2 + \frac{d_e}{2}}}} \quad (1)$$

$$\gamma_v = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c_2 + \frac{d_e}{2}}{c_1 + \frac{d_e}{2}}}} \quad (2)$$

III. MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 Diseño de investigación

Para el desarrollo de la investigación, se definieron métodos y técnicas, que se caracterizan por ser de carácter descriptivo a través de la recolección documentaria de datos y aplicativo, pues se propondrá el modelamiento del sistema de concreto armado, Sistema de concreto postensado y Sistema de estructuras metálicas.

3.1.1 Tipo de investigación

Para el desarrollo de este proyecto tenemos:

Según la fuente de investigación:

Investigación documental: se comienza realizando la primera fase que es el trabajo de recopilación de información que se debe hacer para conocer lo relacionado concreto armado reforzado, concreto armado postensado y estructuras metálicas, describiendo y analizando los principios que rigen el diseño estructural; esto permitió hacer un desglose de información y extraer los fundamentos básicos necesarios, realizando el enfoque y análisis de criterios, conceptualización, reflexiones, conclusiones, recomendaciones de trabajos realizados por diferentes autores.

De acuerdo al fin que se persigue es:

Investigación aplicada: Este tipo de investigación también recibe el nombre de práctica o empírica. Se caracteriza porque busca la aplicación o utilización de los conocimientos que se adquieren en la fase de recolección documentaría. Esta fase consiste en la comprobación del modelo planteado, diseñando y verificando su comportamiento estructural mediante la aplicación de programas de ingeniería, tal es el caso del SAP2000 V14.0 y a partir de esta se aplica para obtener los objetivos planteados.

3.1.2 Hipótesis y variables

Formulación de la hipótesis

El estudio del proyecto nos lleva a formularnos la siguiente hipótesis:

El análisis y diseño de la nueva edificación del Mercado Antenor Orrego del distrito de La Victoria – Chiclayo utilizando Concreto Armado, Concreto Postensado y Acero Estructural permitirá adoptar la alternativa técnica y económica más conveniente.

Diseño de contrastación

El diseño de contrastación de hipótesis es válido por su consistencia científica.

VARIABLES - OPERACIONALIZACIÓN

VARIABLES:

Para este proyecto se plantearon variables independientes y dependientes, cuyas operaciones determina las características de cada una de ellas.

Variable independiente, Alternativa técnica y económica más conveniente.

Variables dependientes, Análisis y diseño.

OPERACIONALIZACIÓN:

Tabla 2: Operacionalización de variables

VARIABLES		Dimensiones		INDICADORES	INSTRUMENTO	INDICE
Independiente	Dependiente					
Sistemas Estructurales	Diseño Estructural	Tecnología del Material	Propiedades Mecánicas	Tracción	Catálogo de fabricante	Kg/ cm2
				Flujo Plástico	Catálogo de fabricante	Kg/ cm2
				Compresión	Catálogo de fabricante	Kg/ cm2
				Corte	Catálogo de fabricante	Kg/ cm2
				Esfuerzo de rotura	Catálogo de fabricante	Kg/ cm2
				Esfuerzo de fluencia	Catálogo de fabricante	Kg/ cm2
			Morfología	Tamaño	Catálogo de fabricante	Longitud
				Espesor	Catálogo de fabricante	Longitud
			Comportamiento Estructural del Material	Curva Esfuerzo Deformación	libro específico	Esfuerzo y longitud
				Ductilidad	libro específico	Esfuerzo y longitud
		Elementos Estructurales	Especificaciones de Codigos	ACI	Código	Análisis y comparación
				ASTM	NORMA	Análisis y comparación
				R.N.E	Reglamento	Análisis y comparación
			Metodo de Diseño: estados últimos	Servicio	R.N.E	Análisis y comparación
				Esfuerzos de rotura	R.N.E	Análisis y comparación
			Diseño de Elemento	Resistencia a flexión y cortante	R.N.E	Análisis y comparación
				Resistencia a Axiales	R.N.E	Análisis y comparación
				Resistencia a Flexocompresión	R.N.E	Análisis y comparación
			Tipos de conexiones	Control de Deformaciones	R.N.E	Análisis y comparación
				Rígidas y articuladas	R.N.E	Análisis y comparación
		Sujetas axia, corte y flexión		R.N.E	Análisis y comparación	
		Edificación	Características de la Edificación	Peso Propio	METRADO	Kg
				Sobrecarga de Uso	METRADO	Kg
				Ubicación (zonas sísmicas)	Mapa sísmico	Análisis y comparación
				Alturas	Plano Arquitectónico	m
				Tipo de Edificación	R.N.E	Factores
			Aspectos de diseño y de normativas	Componentes de la Edificación	Plano Arquitectónico	Análisis y comparación
				Normativas Vigentes	Reglamento	Análisis y comparación
				Sistema Estructural	Criterio	Análisis y comparación
	Seguridad		Análisis estructural	SAP 2000, Metal 3D	Análisis y comparación	
			Parámetro de seguridad	R.N.E	Análisis y comparación	
	Estudios de Suelos	Factores de Seguridad en el Diseño	R.N.E	Análisis y comparación		
		Granulometría	Mallas	Clasificación		
		Limite de Consistencia	Copa de Casa Grande, Horno, Balanza	SUCS		
	Proceso Constructivo	Especificaciones de construcción	Resistencia al Corte de los Suelos	Maquina de Corte Directo	Kg/ cm2	
			Tipo de materiales	Según su resistencia a agentes agresivos	libro especializado	Análisis y comparación
				Según la zona donde se va a emplear	libro especializado	Análisis y comparación
		Según el elemento estructural		libro especializado	Análisis y comparación	
		Reglamento nacionales		R.N.E	Análisis y comparación	
Especificaciones de construcción		Recomendaciones de construcción	libro especializado	Análisis y comparación		
		Medidas de Protección	libro especializado	Análisis y comparación		
	Detalles Constructivas	Autocad	m			

Fuente: Elaboración propia

3.1.3 Indicadores de población y muestra

Población:

La población para este estudio es el mercado Antenor Orrego.

Muestra:

La muestra en estudio está constituida por una nueva edificación del mercado Antenor Orrego de tres niveles, los dos primeros niveles según la arquitectura será utilizada para el centro de abastos, cuenta en el primer nivel con 63 puestos, en el segundo nivel con 46 puestos, con una área construida 980.00m² y 925.00m² respectivamente; El tercer nivel será utilizado para conferencias, cuenta con 2 auditorios con capacidad de 120 personas cada uno y una sala de usos múltiples, con una área total de piso de 925.00m² y cada piso cuenta con todos los servicios. Esta será diseñada y analizada por los Sistemas Estructurales de Concreto Postensado, Concreto armado y estructuras Metálicas.

3.1.4 Métodos, técnicas e instrumentos de recolección de datos:

La investigación de campo se relocalizo de acuerdo a lo indicado en el presente capítulo, respetando las cantidades, valores mínimos y limitaciones que se indica en esta norma y adicionalmente en todo aquello que no se contradiga. Se aplicó la "Guía normalizada para caracterización de campo con fines de diseño de ingeniería y construcción NTP 339.162 (ASTM 420), además de lo establecido en la norma E-050, suelos y cimentaciones, 2006.

Pozos y calicatas y trincheras

Son excavaciones de formas diversas que permiten una observación directa del terreno, así como la toma de muestras y realización de ensayos in situ que no requieran confinamiento. Las calicatas y trincheras serán realizadas según la NTP 339.162 (ASTM D420). El profesional responsable deberá tomar las precauciones necesarias a fin de evitar accidente.

Técnicas:

Entre las técnicas que fueron necesarias aplicar durante la ejecución de este proyecto tenemos:

Observación directa: Observando las variables en su contexto natural.

Experimentos: al manipularse las variables de estudio a diversos ensayos para la determinación de su comportamiento estructural.

Análisis de contenido: sistematizando e interpretando la información obtenida en las diferentes fuentes bibliográficas.

Fuentes:

Las fuentes de información requeridas, se compilan a continuación:

- Se realizó la recopilación de información documental de los antecedentes encontrados y publicaciones del tema.
- Norma técnica Peruana E-020.
- Norma técnica Peruana E-030.
- Norma técnica Peruana E-050.
- Norma técnica Peruana E-060.
- Norma técnica peruana E-090.

Instrumentos:

Se requirió el uso de diversos instrumentos durante las fases de diseño y experimentación, los mismos que se mencionan a continuación:

Programas de Computo

- **AutoCAD:** se utilizó para la elaboración de los planos estructurales.
- **S10:** permitió la elaboración del presupuesto.
- **Microsoft Office: MS Project, Excel, Word, Power Point.**
Excel se empleó principalmente como herramienta para la elaboración de los cálculos de cada elemento estructural (columnas, vigas, losa aligerada, muros, cimentación).
Word se empleó para la elaboración y desarrollo físico del proyecto.
Power Point se aprovechó como herramienta para elaborar la presentación del proyecto mediante diapositivas.
- **SAP 2000:** permitió el modelamiento de la estructura, aplicación de cargas y del espectro sísmico, con el fin de obtener los esfuerzos, deflexiones y comportamiento sísmico y espectral.

Estudio de Mecánica de Suelos

Límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad, NTP 339.129 / ASTM 4318.

Estos ensayos sirven para expresar cuantitativamente el efecto de la variación del contenido de humedad en las características de plasticidad de un suelo cohesivo. Los ensayos se efectúan en la fracción de muestra de suelo que pasa la malla N° 40.

La obtención de los límites líquido y plástico de una muestra de suelo permite determinar un tercer parámetro que es el índice de plasticidad.

Ensayo de granulometría, ensayo se realizará según norma técnica peruana 339.128:1999.

Equipos: Tamices, balanza, horno, pala, cucharas, agregados.

Unidad: %

Ensayo de humedad, ensayo se realizará según norma técnica peruana 339.127:1998.

Equipos: Horno de secado, taras, cucharas, espátulas, balanza.

Unidad: %

Ensayo de límite plástico y líquido, Ensayo se realizará según norma técnica peruana 339.129:1999.

Estos ensayos sirven para expresar cuantitativamente el efecto de la variación del contenido de humedad en las características de plasticidad de un suelo cohesivo. Los ensayos se efectúan en la fracción de muestra de suelo que pasa la malla N° 40.

La obtención de los límites líquido y plástico de una muestra de suelo permite determinar un tercer parámetro que es el índice de plasticidad.

Análisis químico, Ensayo se realizará según norma técnica peruana 339.152:2002 determinación del contenido de sales solubles en suelos y agua subterránea.

Equipos: balanza analítica, vasos de precipitado de 25 ml, pipeta de 10 ml, agua destilada, potenciómetro, Agua destilada, solución amortiguadora de pH 7 y 4, Agitadores magnéticos.

Unidad: ppm

Corte Directo, ASTM 3080. Sirve para determinar en forma rápida los parámetros de resistencia (ϕ y c) del suelo.

3.2 Metodología

Esta investigación se sustenta en dos aspectos fundamentales: la descripción teórica, mediante la consulta a documentación bibliográfica; y la aplicación de las bases teóricas en un prototipo o modelo estructural con verificación computacional.

Durante el desarrollo del proyecto se ejecutaron los siguientes pasos:

3.2.1 Identificación del problema, hipótesis y objetivos

Este proyecto se inició con un breve diagnóstico de la situación actual en nuestro medio, con el fin de determinar el problema al que se desea dar solución. La problemática identificada en este caso, es que existen pocas estructuras capaces de resistir los eventos sísmicos y también por la necesidad de la población de La Victoria de tener un mercado nuevo, con el cual se podrá ayudar a la población y además analizar cuál es la mejor alternativa estructural para el mercado Antenor Orrego de la municipalidad de La Victoria.

Tras la identificación del problema, surge la necesidad de formular la hipótesis de solución: dicha solución comprende la propuesta del diseño de un edificio diseñado concreto armado, concreto postensado y estructuras metálicas, siguiendo un análisis dinámico de las tres propuestas, nos llevará a obtener información técnica y económica.

Con la identificación del problema y la hipótesis de solución, se procedió a fijar los objetivos a desarrollar buscando la mejor alternativa de edificación del mercado Antenor Orrego en diferentes aspectos como: ambiental, social y el económico que supondría la construcción de un edificio del mercado Antenor Orrego con cual fuese la mejor alternativa.

3.2.2 Plan de procesamiento para análisis de datos

FASE I:

- Efectuar coordinaciones con las autoridades locales.
- Análisis de la información pertinente sobre la Interacción suelo estructura
- Revisión de la normativa nacional vigente y alienación de la información de la misma.

FASE II:

- Toma de muestras y ensayos de mecánica de suelos.
- Definición e importancia de los sistemas de edificación.
 - Sistema de edificación con Concreto Postensado
 - Sistema de edificación con Concreto Armado
 - Sistema de edificación con Estructuras Metálicas

FASE III:

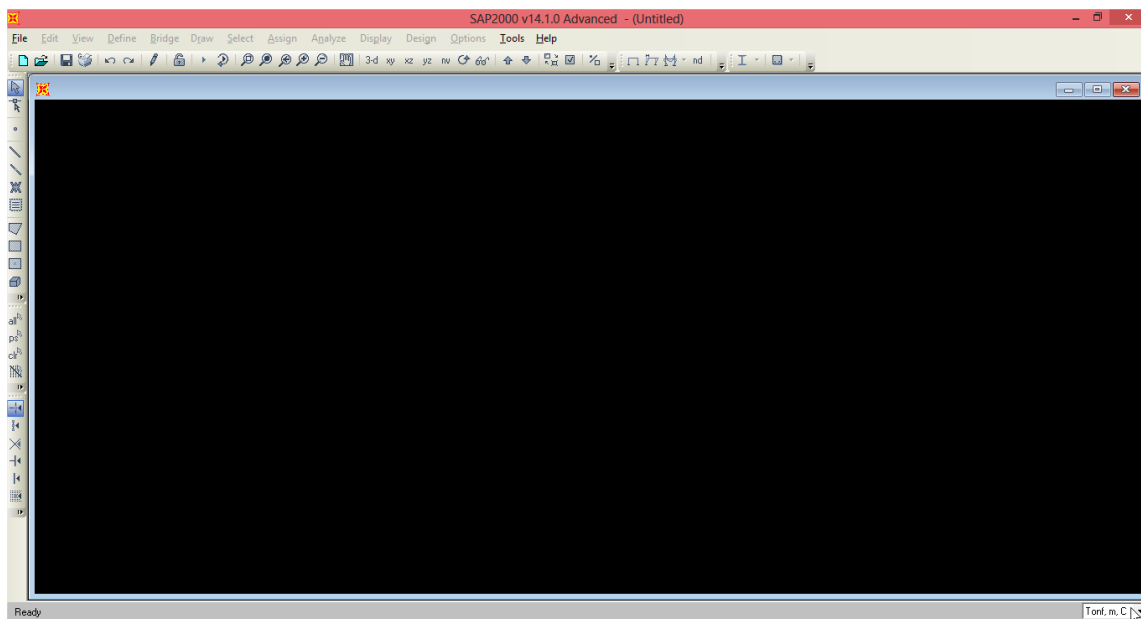
- Predimensionamiento de la Estructura.
- Determinar cargas actuantes en la estructura (Metrado de cargas).
- Modelación de la estructura
 - Sistema de edificación con Concreto Postensado
 - Sistema de edificación concreto Armado.
 - Sistema de edificación con Estructuras Metálicas
- Resultados de modelamiento
- Diseño estructural de cada sistema.
- Elaboración de planos estructurales

FASE IV:

- Comparación de los comportamientos sísmicos de los sistemas estructurales.
- Realizar un análisis comparativo técnico y económico.
- Ventajas y desventajas de los sistemas constructivos.
- Conclusiones y recomendaciones

3.2.3 Modelamiento de las edificaciones en SAP2000 V14.0**PASO 1:**

Se ejecutó el programa SAP2000 v 14. Se seleccionó las unidades iniciales con las que se trabajó durante todo el modelamiento. Esta opción se encuentra en la parte inferior derecha de la pantalla principal de SAP2000, como se muestra a continuación. En este caso trabajaremos con Tn, m, C.

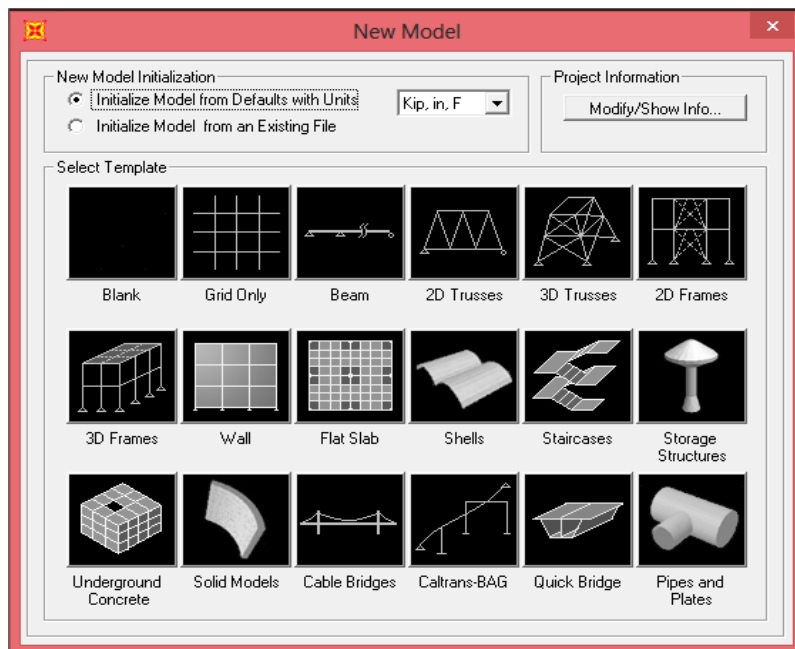
Figura 20. Pantalla Principal de SAP2000.

Fuente: Elaboración propia.

PASO 02:

Del menú principal (parte superior), se abrió la opción de File y se selecciona New Model. Esta acción nos lleva a la ventana de New Model que se muestra a continuación.

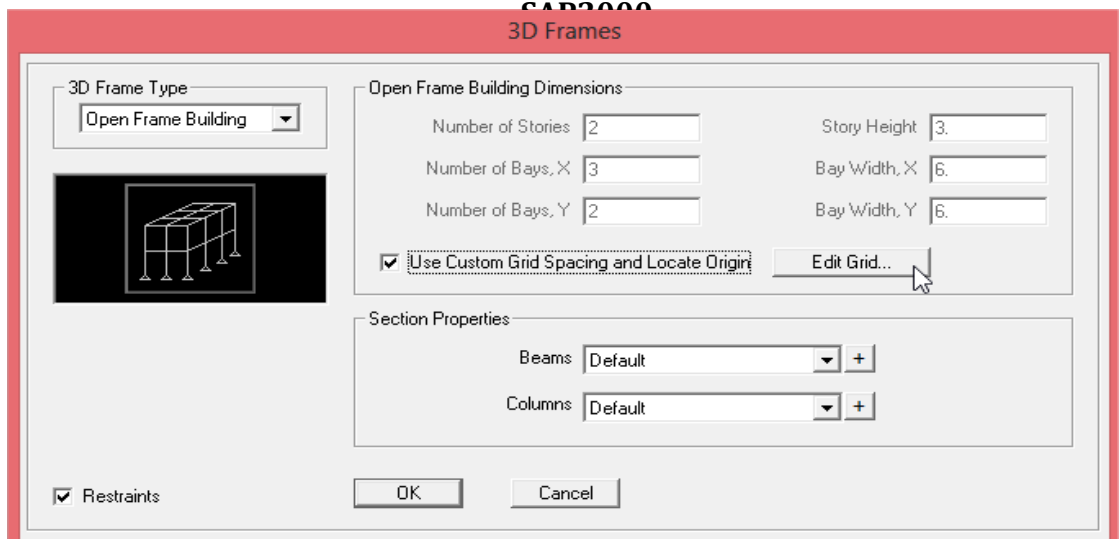
Figura 21. Selección de modelo en SAP2000.



Fuente: Elaboración propia.

Se seleccionó la plantilla 3D Frames para el sistema aporricado de concreto armado, aporricado de concreto postensado y estructuras metálicas, los cuales nos conducen a las siguientes ventanas o pantallas.

Figura 22. Selección de modelo para el sistema Aporricado de concreto armado, aporricado de concreto postensado y de estructuras metálicas en SAP2000.

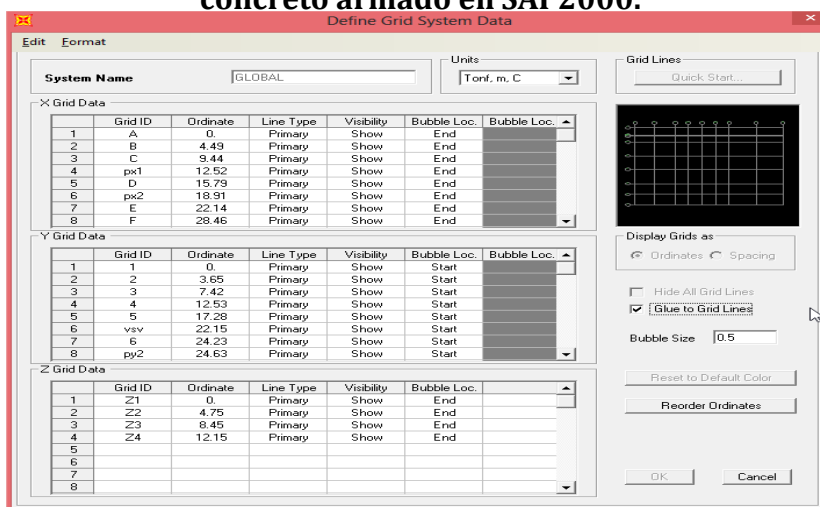


Fuente: Elaboración propia.

PASO 03:

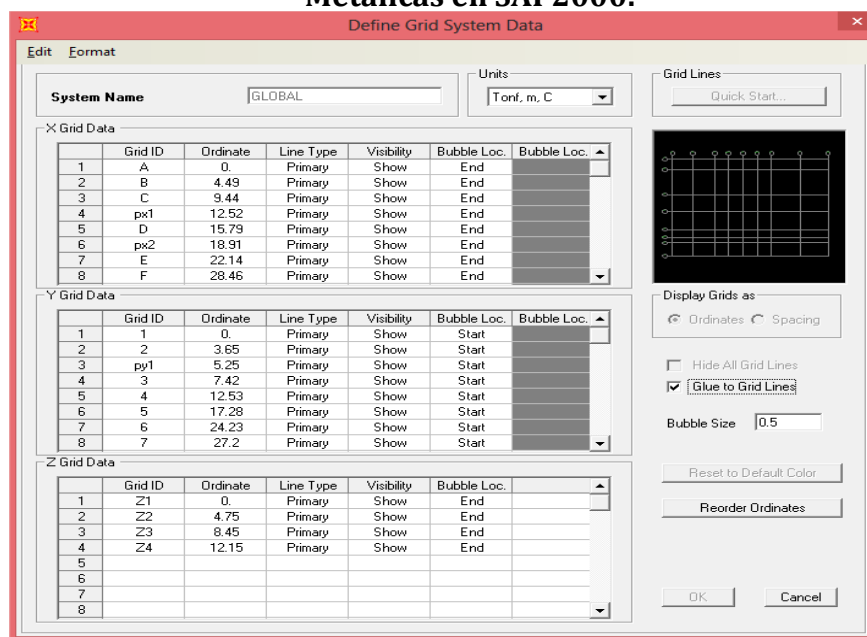
Se revisó la opción Use Custom Grid Spacing and Locate Origin para poder editar la cuadrícula y localizar el origen de coordenadas. Posteriormente se hizo clic en el botón Edit Grid, conduciéndonos a la siguiente ventana:

Figura 23. Ventana para el sistema Aporticado de concreto armado en SAP2000.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 24. Ventana para el sistema de Estructuras Metálicas en SAP2000.

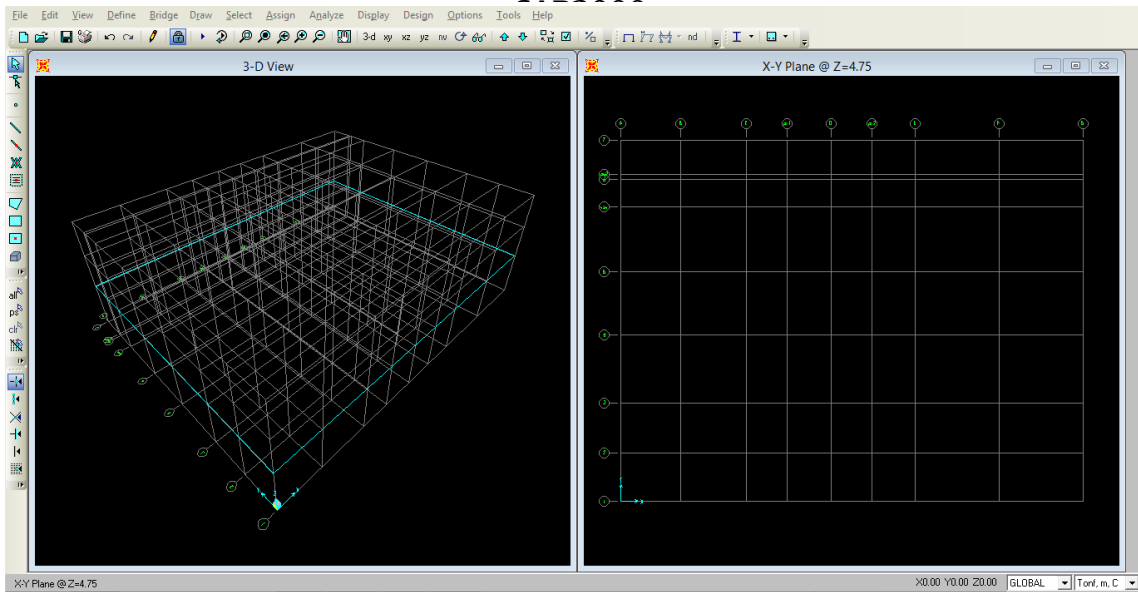


Fuente: Elaboración propia.

PASO 04:

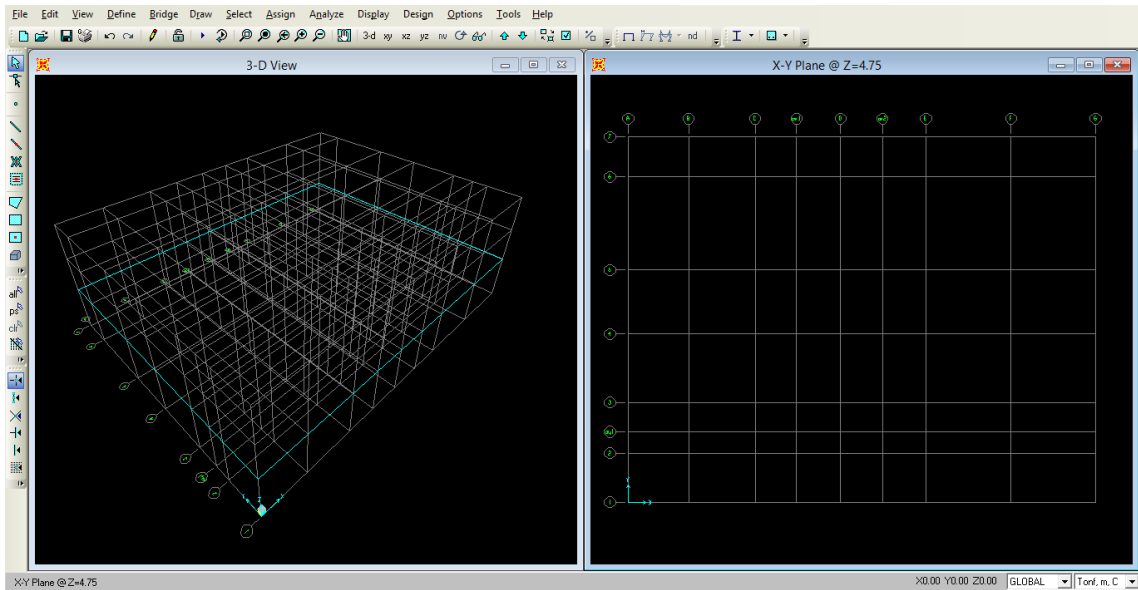
Se digitó los valores correspondientes, para ubicar los ejes en función de las longitudes de los tramos. Se presionó luego Ok dos veces. Esto nos conduce a la pantalla principal de SAP2000, la cual tiene por omisión dos ventanas principales: una en tres dimensiones y la otra en el plano XZ.

Figura 26. Ventana para el sistema Aporticado de concreto armado en



Fuente: Elaboración propia.

Figura 25. Ventana para el sistema estructuras metálicas en SAP2000.

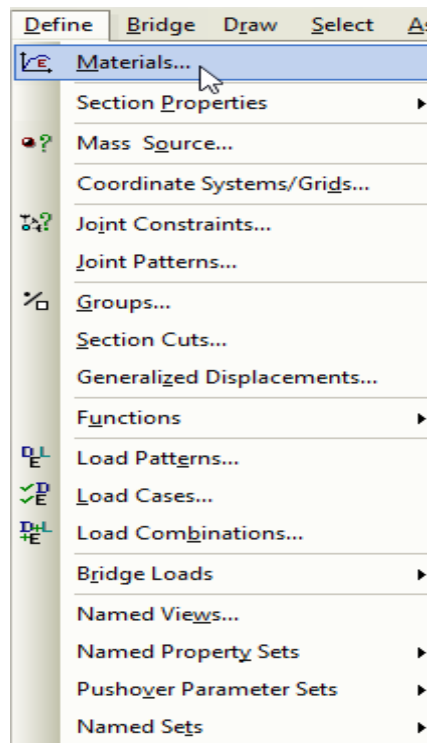


Fuente: Elaboración propia.

Paso 05:

Se definieron las propiedades de los materiales y de igual manera se verificó que lugar que las unidades con las que se especifican sean las adecuadas. Para realizar este proceso se selecciona Define del menú principal de la lista que se presenta y se escoge la opción de Materiales como se muestra en la figura a continuación:

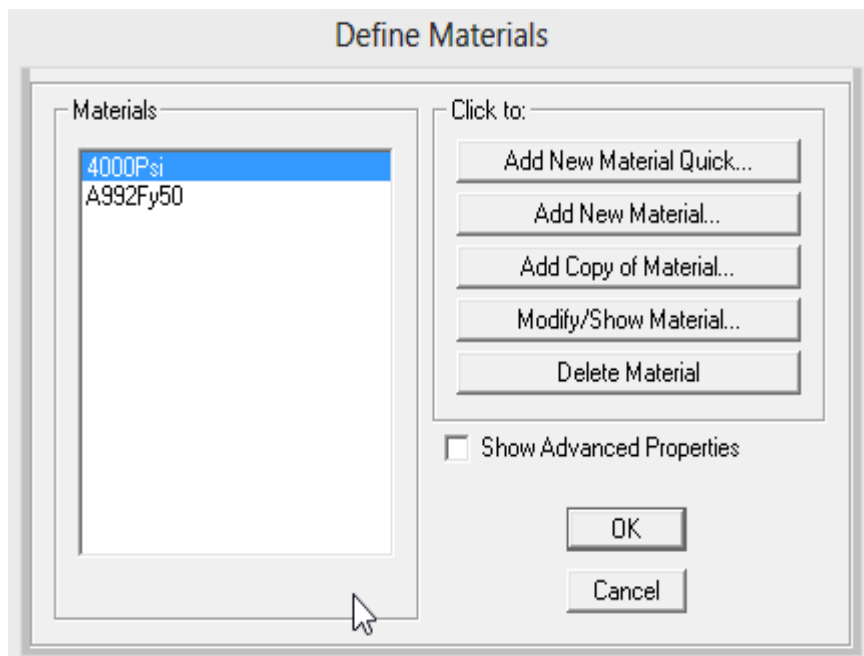
Figura 27: Menú Define.



Fuente: Elaboración propia.

Esto nos conduce a la pantalla que se muestra a continuación:

Figura 28: Ventana para definir materiales



Fuente: Elaboración propia.

Definiendo el material de Concreto

Se seleccionó el botón de Add New Material, que permite adicionar un nuevo material de los disponibles según las especificaciones; al hacer click se abre la pantalla de Material Property Data que se muestra:

Figura 29. Propiedades del material Concreto.

The image shows a software dialog box titled "Material Property Data" with a red border. It is divided into several sections:

- General Data:** Includes "Material Name and Display Color" (text box with "CONCRETO 210" and a blue color swatch), "Material Type" (dropdown menu with "Concrete" selected), and "Material Notes" (button "Modify/Show Notes...").
- Weight and Mass:** Includes "Weight per Unit Volume" (text box with "2.4"), "Mass per Unit Volume" (text box with "0.2447"), and "Units" (dropdown menu with "Tonf. m. C" selected).
- Isotropic Property Data:** Includes "Modulus of Elasticity, E" (text box with "2173700."), "Poisson's Ratio, U" (text box with "0.2"), "Coefficient of Thermal Expansion, A" (text box with "9.900E-06"), and "Shear Modulus, G" (text box with "905708.3").
- Other Properties for Concrete Materials:** Includes "Specified Concrete Compressive Strength, f'c" (text box with "2100."), a checkbox for "Lightweight Concrete" (unchecked), and "Shear Strength Reduction Factor" (text box).

At the bottom, there is a checkbox for "Switch To Advanced Property Display" (unchecked), and "OK" and "Cancel" buttons.

Fuente: Elaboración propia.

Se ingresó un nombre para identificar el material (por ejemplo: Concreto) en la caja de texto de Material Name. Luego se selecciona Concrete de la caja de Material Type. Se cambiaron los valores según las especificaciones del material a utilizar, como el peso específico, módulo de elasticidad y demás. Finalmente se hace click en OK dos veces.

Definiendo material de Acero

Se seleccionó el botón de Add New Material; al hacer click se abre la pantalla de Material Property Data. Se ingresó un nombre para identificar el nuevo material (en este caso Acero) en la caja de texto de Material Name. Después se seleccionó Rebar. y se cambiaron los valores según las especificaciones del material a utilizar, como el peso específico, módulo de elasticidad y demás. Finalmente se hace click en OK dos veces.

Figura 30. Propiedades de material Acero.

The dialog box is titled "Material Property Data" and is divided into several sections:

- General Data:**
 - Material Name and Display Color: ACERO 4200
 - Material Type: Rebar
 - Material Notes: Modify/Show Notes...
- Weight and Mass:**
 - Weight per Unit Volume: 7.849
 - Mass per Unit Volume: 0.8004
- Units:**
 - Units: Tonf, m, C
- Uniaxial Property Data:**
 - Modulus of Elasticity, E: 20389019
 - Poisson's Ratio, U: 0.
 - Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.170E-05
 - Shear Modulus, G: 0.
- Other Properties for Rebar Materials:**
 - Minimum Yield Stress, Fy: 42000.
 - Minimum Tensile Stress, Fu: 63276.27
 - Expected Yield Stress, Fye: 46402.6
 - Expected Tensile Stress, Fue: 69603.89

At the bottom, there is a checkbox for "Switch To Advanced Property Display" (unchecked), and "OK" and "Cancel" buttons.

Fuente: Elaboración propia.

Paso 06:

Definición de las secciones de los elementos tipo FRAME; para definir las secciones de los elementos, se seleccionó Define en el menú principal y luego la opción Section Properties/ Frame Sections. después aparece la siguiente pantalla:

Figura 31. Ventana Frame Properties.

The dialog box is titled "Frame Properties" and contains the following elements:

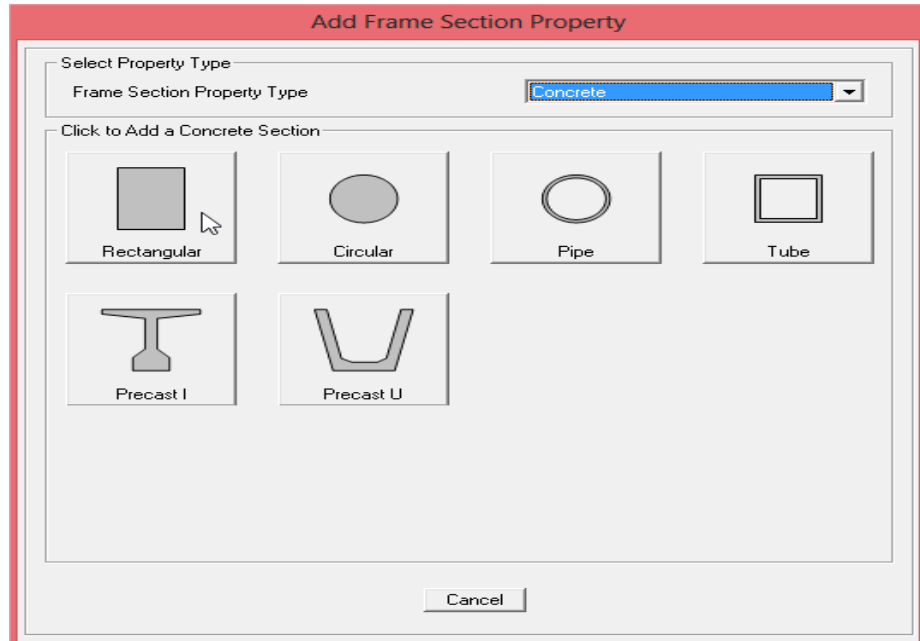
- Properties:**
 - Find this property: FSEC1
 - A list box containing "FSEC1" (highlighted in blue).
- Click to:**
 - Import New Property...
 - Add New Property...
 - Add Copy of Property...
 - Modify/Show Property...
 - Delete Property

At the bottom, there are "OK" and "Cancel" buttons.

Fuente: Elaboración propia.

Para el caso de la edificación a modelar, se tienen secciones rectangulares; se dio clic en el botón Add New Property que nos lleva a la ventana Add Frame Section Property. Del cuadro de diálogo Frame Section Property Type se seleccionó la opción Concrete y luego la sección rectangular.

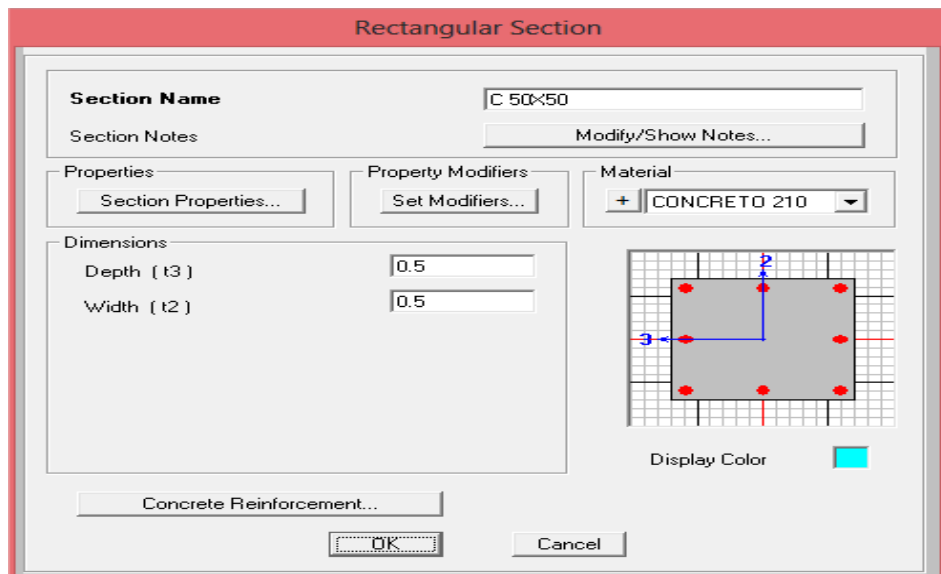
Figura 32. Ventana Frame Section Property.



Fuente: Elaboración propia.

Se elijo la opción Concrete o en todo caso Steel ya que son las únicas que poseen la sección Rectangular que se requiere.

Figura 33. Características de la sección columna 50 x 50.



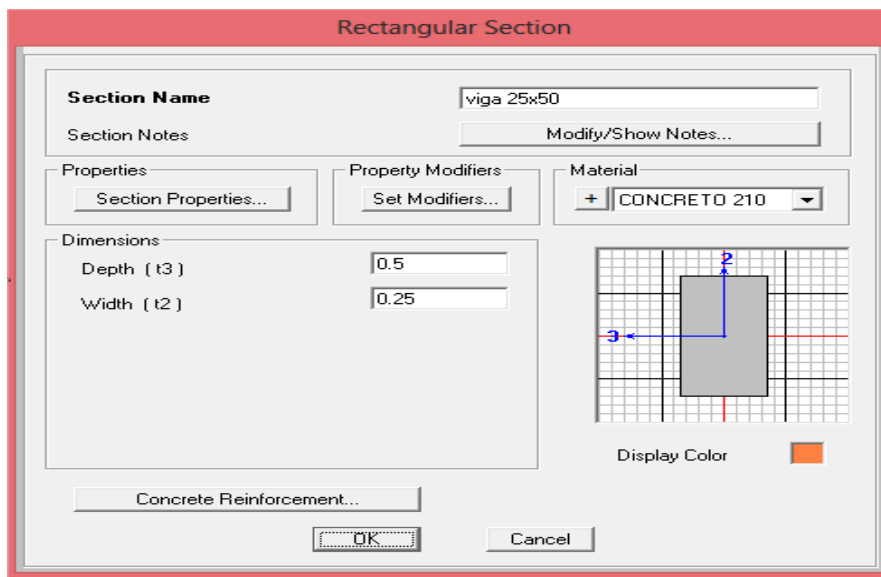
Fuente: Elaboración propia.

Se digitó Columna 0.50 x 0.50 m en la caja de texto Section Name. Se escogió concreto en la caja de edición Material. Se digitaron las dimensiones de la sección en las cajas de texto correspondientes. En este caso son 0.50 m de largo y 0.50 m de ancho.

Se hizo clic en el botón Ok aceptando los datos establecidos y regresamos al formulario Rectangular Section. Se hizo clic en la caja de selección Display Color, donde se escogió un color para esta sección, en este caso se escogió un color blanco y luego se hizo clic en Ok para regresar al formulario Frame Properties.

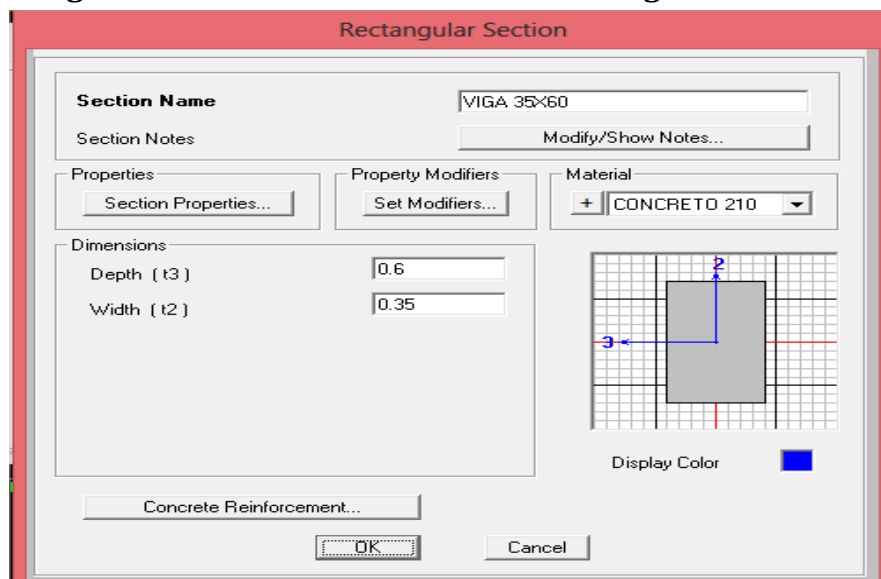
Se repitió el procedimiento para cada sección.

Figura 34. Características de la sección Viga 25 x 50.



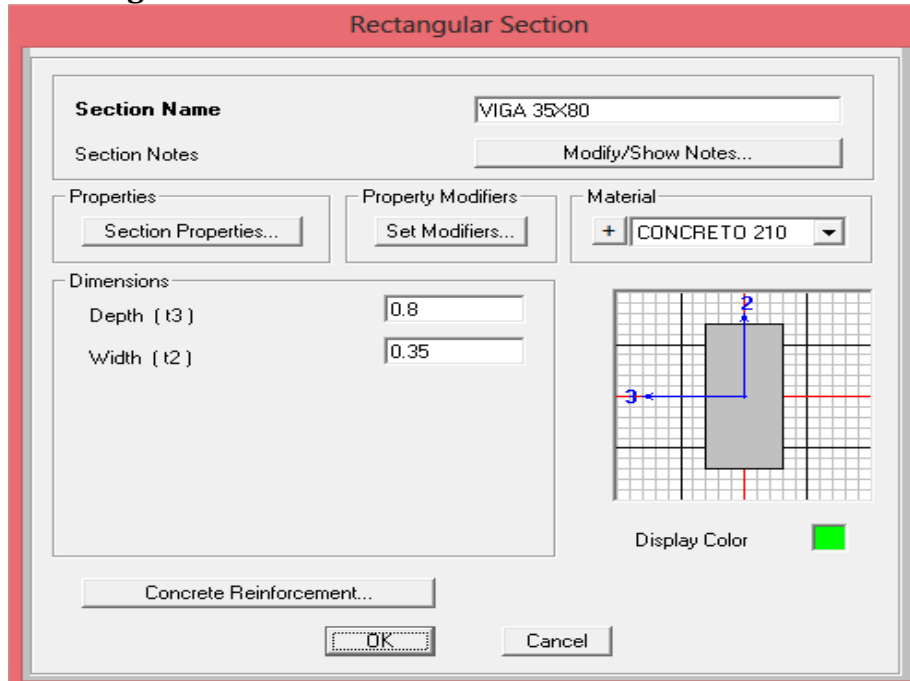
Fuente: Elaboración propia.

Figura 35. Características de la sección Viga 35 x 60.



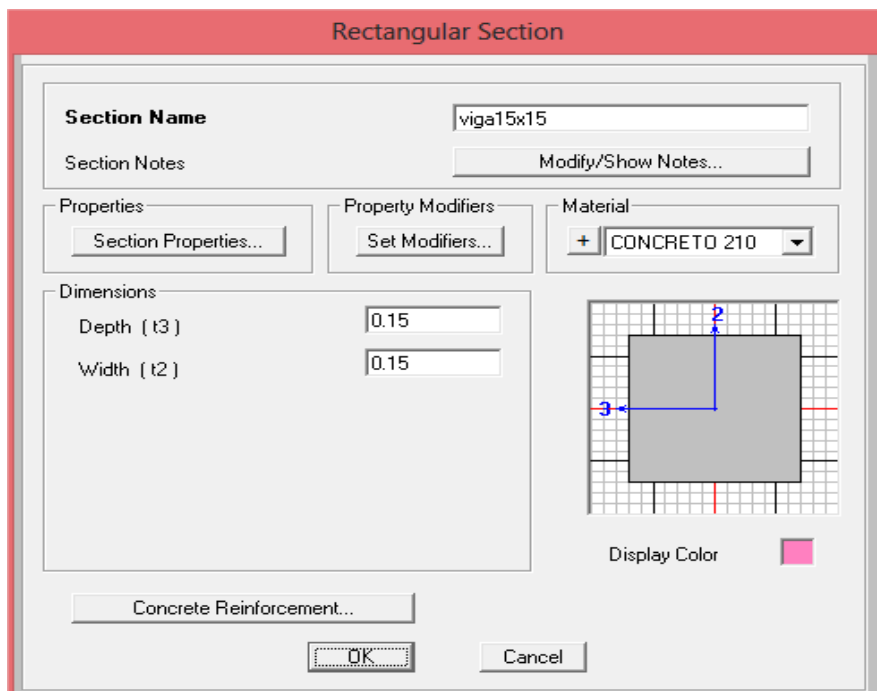
Fuente: Elaboración propia.

Figura 36. Características de la sección V 35 X 80.



Fuente: Elaboración propia.

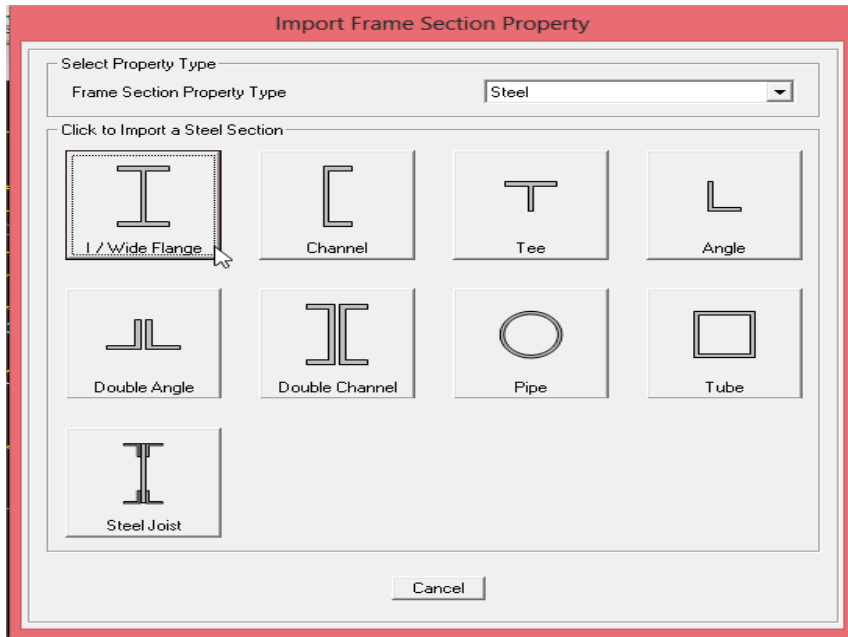
Figura 37. Características de la sección VB-15X15.



Fuente: Elaboración propia.

Para el caso de vigas de sección de acero se selecciona import new property donde elegimos el tipo de sección que queremos exportar en este caso será el tipo de sección W.

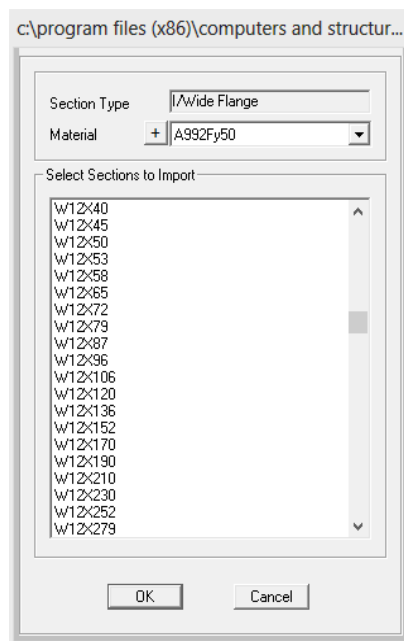
Figura 38. Ventana tipo de sección a importar.



Fuente: Elaboración propia.

Al desplegar el botón +nos mostrara una ventana donde se encuentra los paquetes de datos del perfil y daremos click en AISC3.PRO. En este archivo está incluido todos los perfiles de sección W que hemos solicitado con un $F_y=50\text{ksi}$

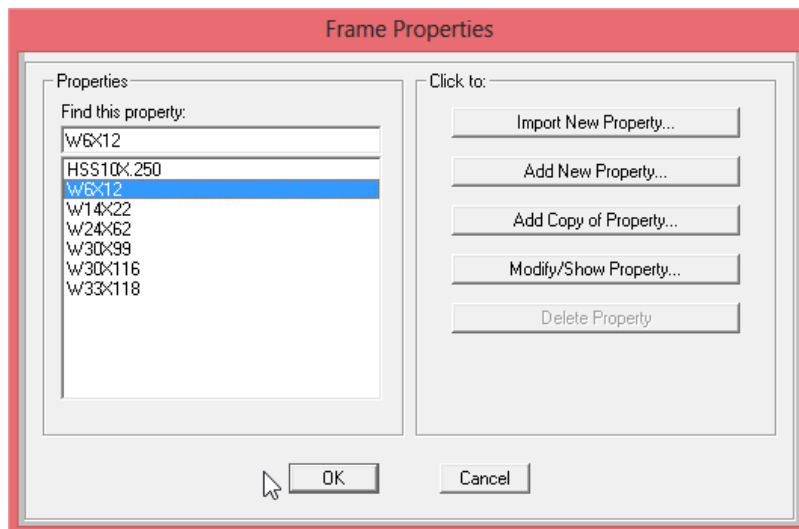
Figura 39. Perfiles a elegir en el archivo AISC3.PRO.



Fuente: Elaboración propia.

En nuestra edificación hemos elegido las secciones:

Figura 40. Perfiles elegidos para nuestro edificio.

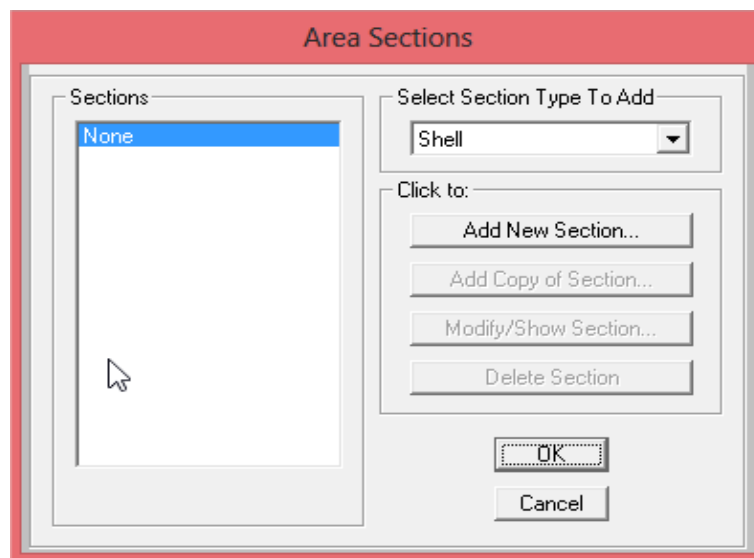


Fuente: Elaboración propia.

Paso 07:

Definición de las secciones de los elementos tipo SHELL; para definir las secciones de los elementos, se seleccionó Define en el menú principal y luego la opción Section Properties/ Área Sections. Después aparece la siguiente pantalla:

Figura 41. Ventana Área Sections.



Fuente: Elaboración propia.

Del cuadro de texto Selección Section Type To Add, se escogió la opción Shell; una vez seleccionado dicha opción se hizo clic en el botón Add New Section, dando paso a la siguiente ventana.

Figura 42. Características del SHELL Muro de concreto.

The image shows a software dialog box titled "Shell Section Data". It is used for defining the properties of a shell section. The "Section Name" is "PLACA 25". The "Type" is "Shell - Thin". The "Material" is "CONCRETO 210". The "Thickness" for both "Membrane" and "Bending" is "0.25".

Fuente: Elaboración propia.

Del cuadro de diálogo Type, se seleccionó la opción Shell -Thin. Para el material se eligió concreto $f'c$ 210 kg/cm² y finalmente en los cuadros de diálogo Membrane y Bending, se digitó 0.25, que corresponde al espesor de la sección; así se procede hacer para los demás SHELL.

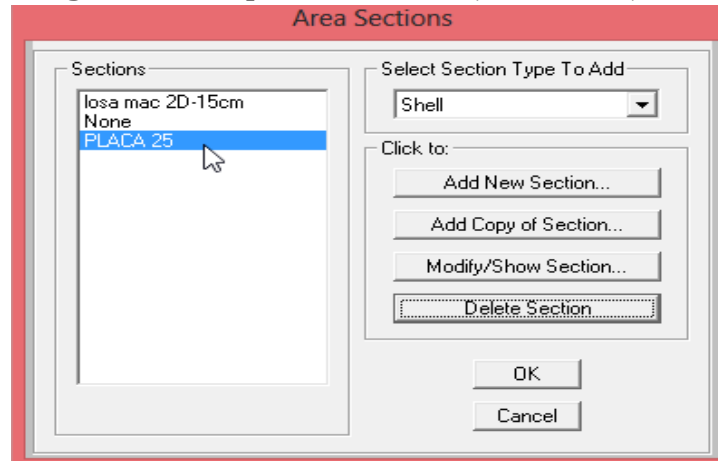
Paso 08:

Luego de haber definido todas las secciones tipo Frame y tipo Shell, se procedió a dibujar cada elemento.

Primero se dibujó las columnas para el sistema aporticado. Para ello se hizo clic en botón Draw Frame/Cable Element ubicado en la zona lateral izquierda de la pantalla de Sap2000.

Para el sistema de concreto armado se ha considerado muros de corte por lo que, asignamos a cada Frame el SHELL creado y algunos Frames serán asignados por las propiedades de dintel creado. Para la asignación del SHELL, se hizo clic en botón Assign/ Área /Sección ubicado en la parte superior de la pantalla de Sap2000. Cada SHELL será asignado según las ubicaciones planteadas. La cual saldrá la siguiente pantalla.

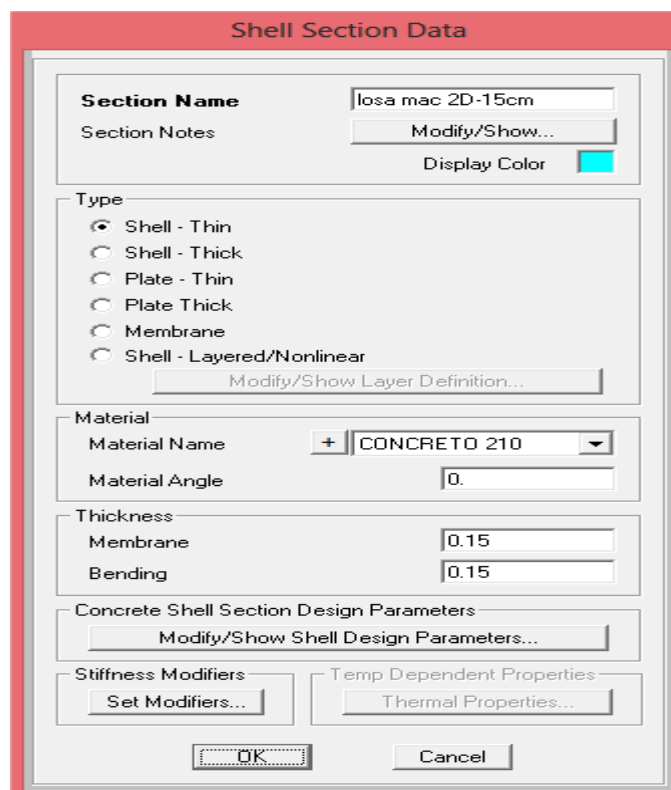
Figura 43. Propiedades del objeto a dibujar.



Fuente: Elaboración propia.

Para la losa Maciza se procede al cuadro de diálogo Type, se seleccionó la opción Shell -Thin. Para el material se eligió concreto f_c 210 kg/cm² y finalmente en los cuadros de diálogo Membrane y Bending, se digitó 0.15, que corresponde al espesor de la sección.

Figura 44. Características del Shell Losa.

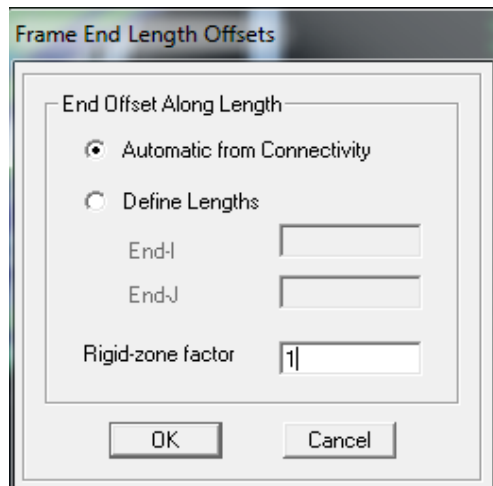


Fuente: Elaboración propia.

Paso 09:

Definir brazos rígidos para las vigas y columnas en el caso del sistema aporticado; seleccionamos las vigas y columnas del modelo, luego Asign/Frame/ End (Length) Offset. El cual nos mostrará la siguiente ventana:

Figura 45. Ventana Frame End Length Offsets.



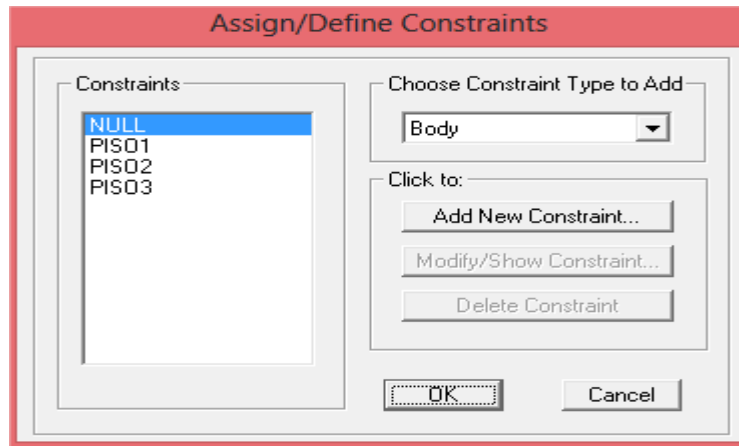
Fuente: Elaboración propia.

Seleccionar la opción Automatic from Connectivity y en Rigid zone factor digitar 1.0 y Ok.

Paso 10:

Definir diafragmas rígidos de entrepiso, Seleccionar todo el piso que se desea modelar como diafragma rígido (Primer Piso), luego Asign/ Joint /Constraints. El cual nos mostrará la ventana siguiente:

Figura 46. Ventana Definir Constraints.



Fuente: Elaboración propia.

Paso 11:

Después de haber asignado todos los Frames y los de tipo SHELL los sistemas estructurales quedarán modelados de la siguiente manera:

Figura 48. Modelación del Sistema de concreto armado.

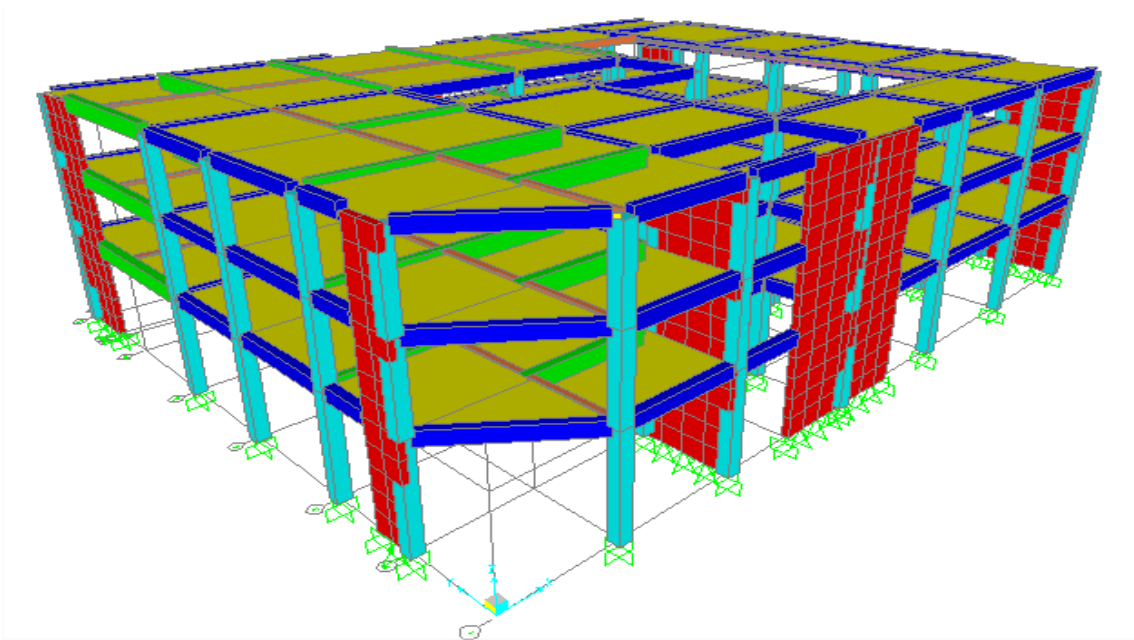
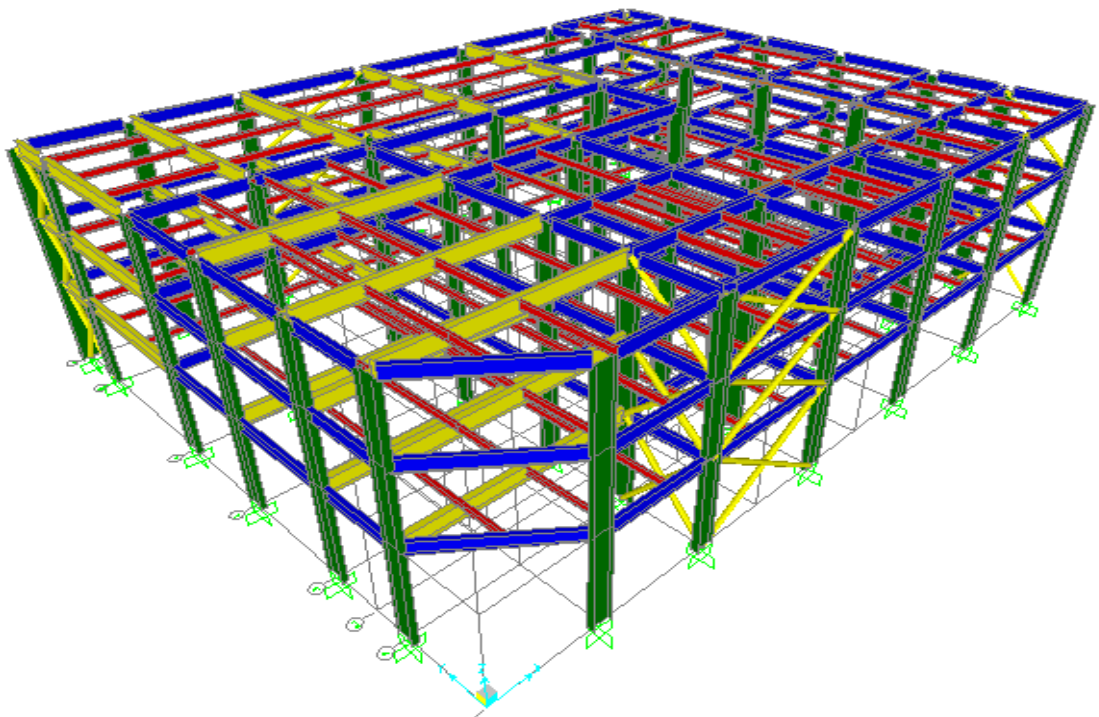
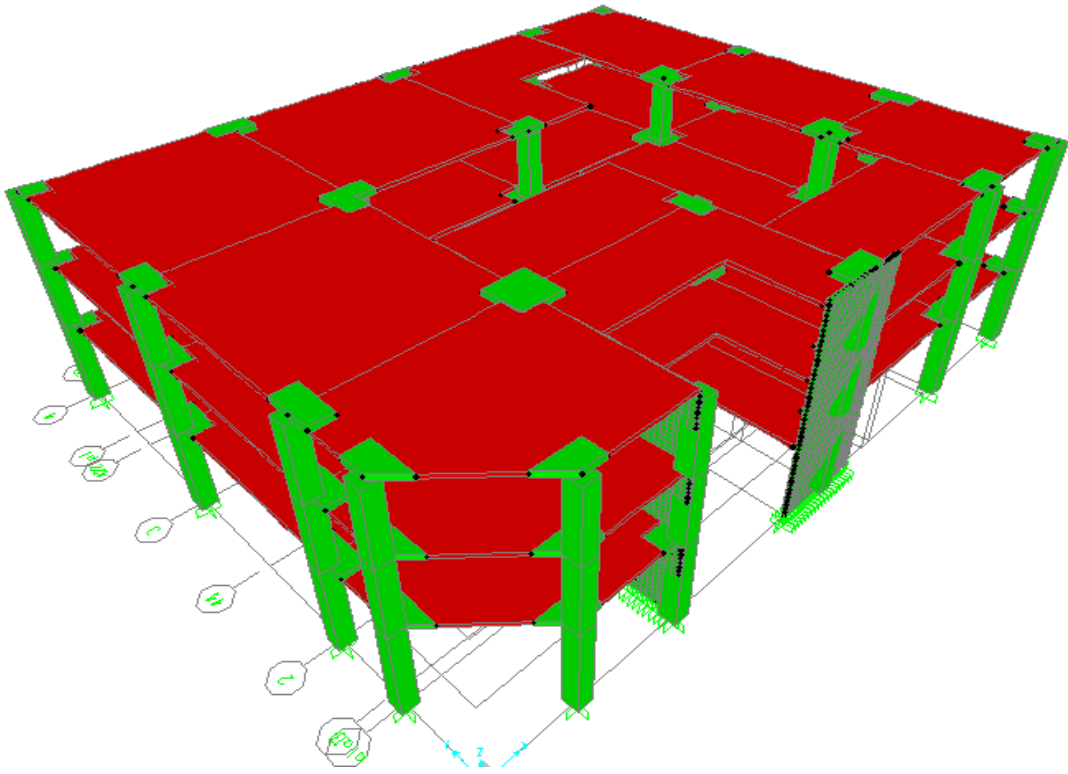


Figura 48. Modelación del Sistema estructuras metálicas.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 49. Modelación del Sistema concreto postensado.



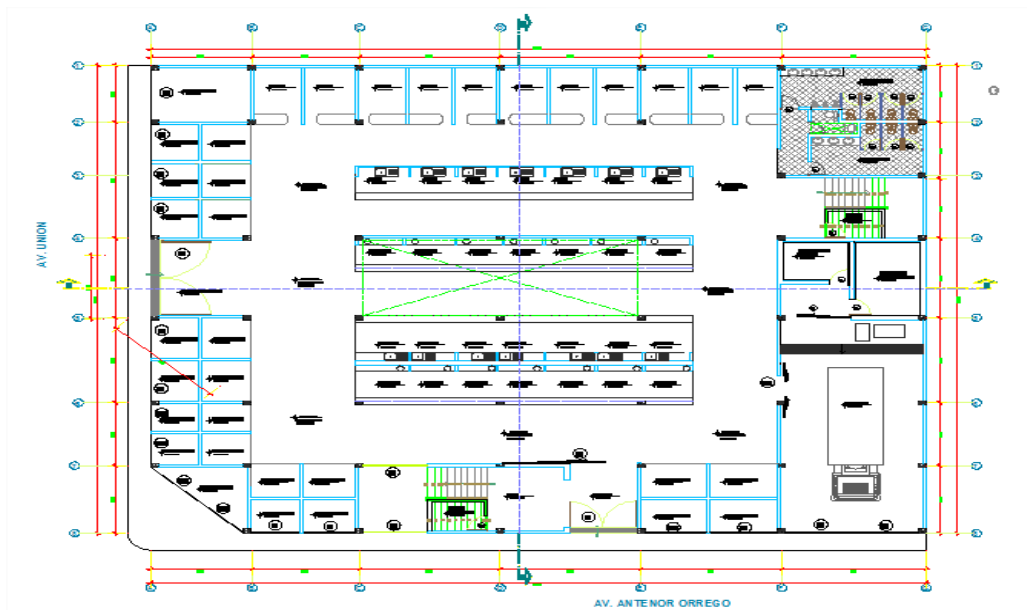
Fuente: Elaboración propia.

IV. RESULTADOS

4.1 Descripción del proyecto de la edificación

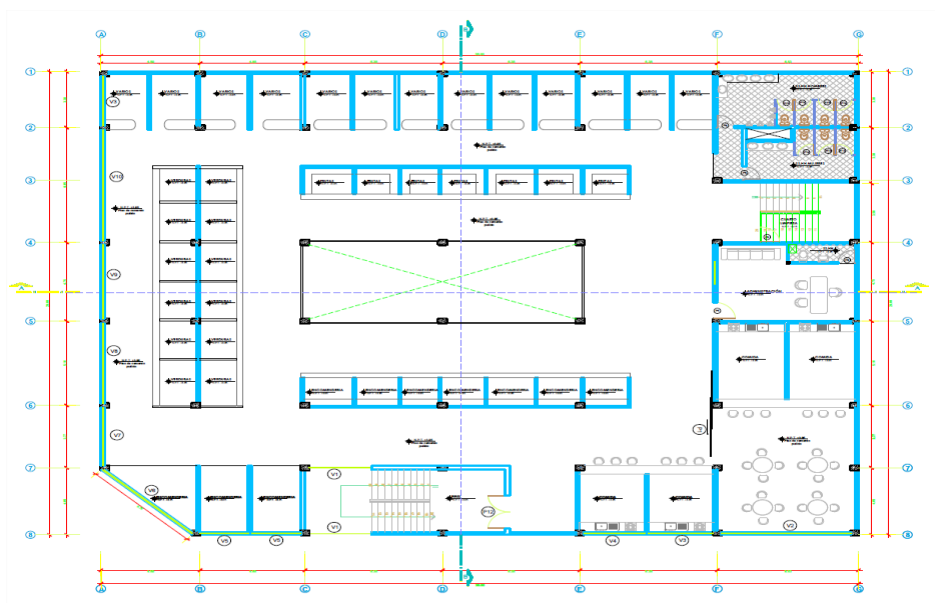
El proyecto de esta tesis cuenta con los planos arquitectónicos propuestos por la Municipalidad distrital de La Victoria, cuya área es de 972 m², del cual los 2 primeros niveles están destinados para mercado y el tercer nivel que se planteará dos auditorios y una sala de usos múltiples, los cuales se encuentran distribuidas como se detalla en la memoria descriptiva arquitectónica.

Figura 50. Planta del Primer Piso.



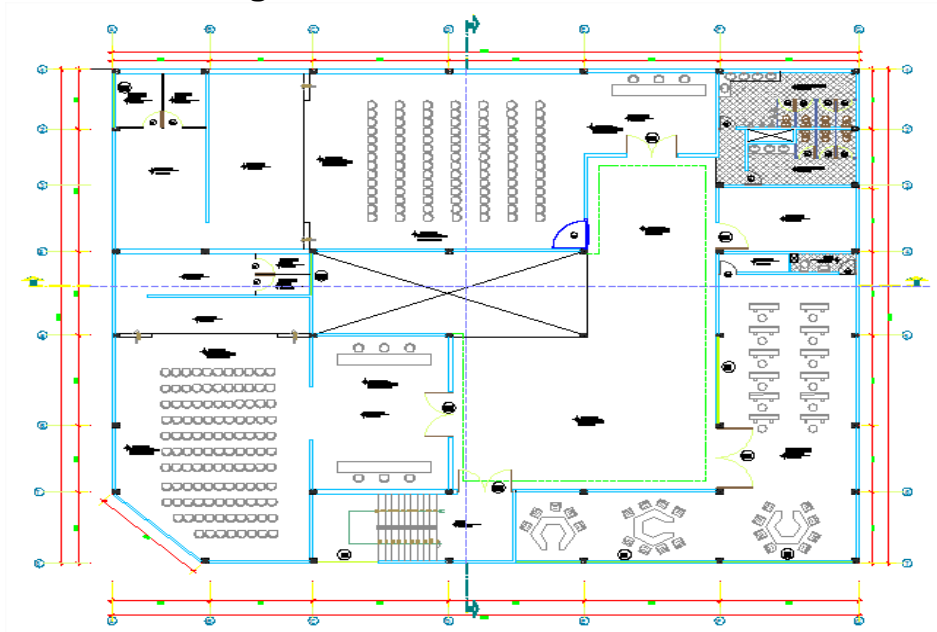
Fuente: Planos de la Municipalidad Distrital de La Victoria

Figura 51. Planta del Segundo Piso.



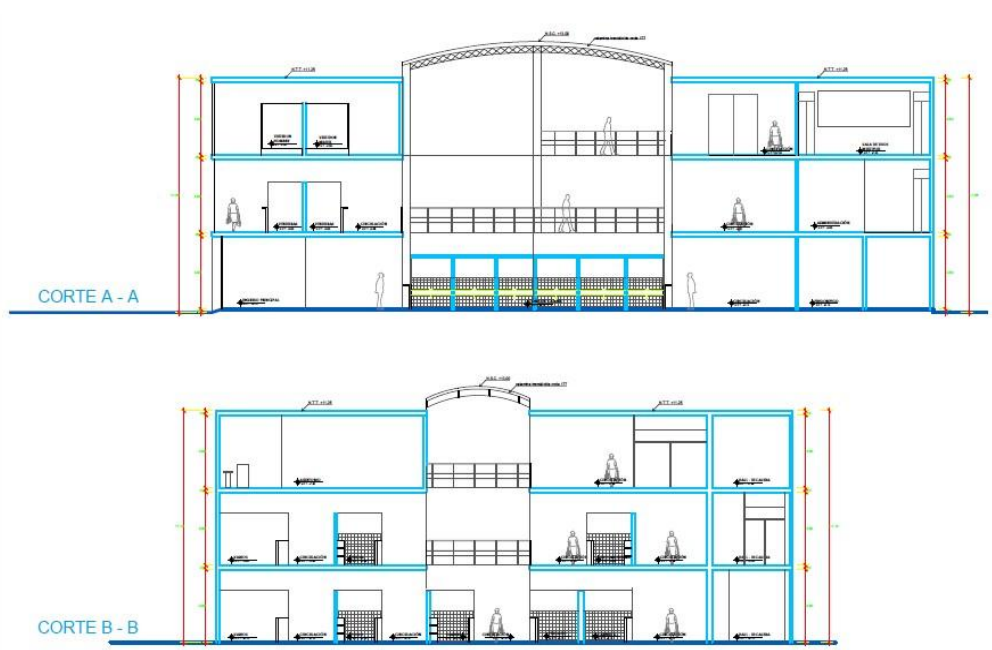
Fuente: Planos de la Municipalidad Distrital de La Victoria

Figura 52. Planta del tercer Piso.



Fuente: Planos de la Municipalidad Distrital de La Victoria

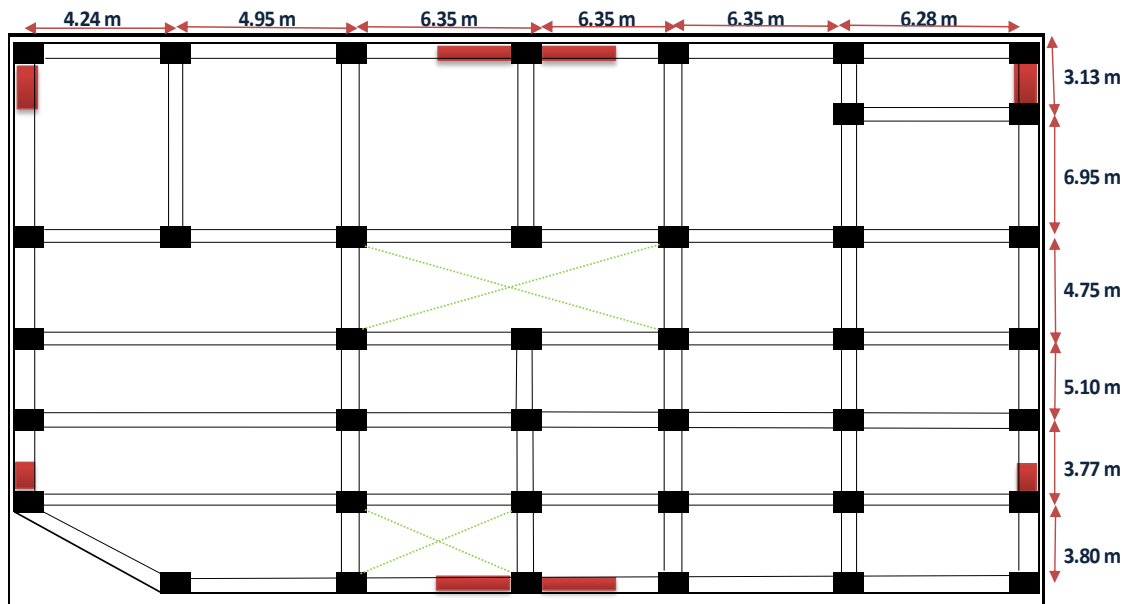
Figura 53. Corte A-A y Corte B-B.



Fuente: Planos de la Municipalidad Distrital de La Victoria

4.2 Predimensionamiento de elementos estructurales

4.2.1 Sistema concreto armado



Datos:

Carga Muerta			Carga Viva		
P. Losa maciza	360	Kg/m ²	Sobrecarga (s/c)		
P. Tabiquería	200	Kg/m ²	Primer piso	500	Kg/m ²
P. Acabados	100	Kg/m ²	Segundo piso	500	Kg/m ²
P. Columnas	85	Kg/m ²	Tercer piso	500	Kg/m ²
P. Vigas	190	Kg/m ²	Azotea	100	Kg/m ²

Al sumar la carga muerta y la carga viva el resultado obtenido es 1435kg/m²

Predimensionamiento de vigas

Vigas en dirección X-X - Franja lateral					
a= (0.15*3.5*1350)300		b=B/20		h=Ln/12	
a=	2.36	b=	0.36	h=	0.53
B=	7.15	Entonces		Entonces	
Ln=	6.35	b=	0.35	h=	0.60

Vigas en dirección X-X - Franja Central					
Mayor luz		b=B/20		h=Ln/12	
Ln=	8.69	b=	0.25	h=	0.72
B=	4.92	Entonces		Entonces	
		b=	0.30	h=	0.75

Vigas en dirección Y-Y - Franja lateral					
a= (0.15*3.5*1350)300		b=B/20		h=Ln/12	
a=	2.36	b=	0.34	h=	0.38
B=	6.71	Entonces		Entonces	
Ln=	4.60	b=	0.35	h=	0.60

Vigas en dirección Y-Y - Franja Central					
Mayor luz		b=B/20		h=Ln/12	
Ln=	9.58	b=	0.32	h=	0.79
B=	6.35	Entonces		Entonces	
		b=	0.35	h=	0.80

CUADRO RESUMEN		
Viga	Medidas (cm)	Medidas (cm)
Viga x-x- franja lateral	35x60	35x60
Viga y-y- franja lateral	35x60	
Viga x-x- franja central	35x80	35x80
Viga y-y- franja central	30x75	

Predimensionamiento de columnas

Las columnas se predimensionan mediante la siguiente fórmula:

$$b \times D = \frac{P}{n \times f'c}$$

Columna interior, C-01

Fórmula: $b \times D = \frac{1.10 \times PG}{n \times f'c}$

Área tributaria=	34.07 m ²
PG=	146679.64 Kg
bxD=	2561.07 cm ²
n (factor según columna) =	0.30
Columna cuadrada	
b=D=	50 cm
Columna rectangular	
b=	35
D=	73

Columna exterior, C-02

Fórmula: $b \times D = \frac{1.25 \times PG}{n \times f'c}$

Área tributaria=	23.63 m ²
PG=	2422.49 Kg
bxD=	101744.37 cm ²
n (factor según columna) =	0.25
Columna cuadrada	
b=D=	50 cm
Columna rectangular	
b=	50
D=	48

Columna esquina, C-03

$$\text{Fórmula: } b \times D = \frac{1.50 \times PG}{n \times f'c}$$

Área tributaria=	10.15 m ²
PG=	43716.41 Kg
bxD=	1561.30 cm ²
n (factor según columna) =	0.20
Columna cuadrada	
b=D=	40 cm
Columna rectangular	
b=	35
D=	45

CUADRO RESUMEN			
Columna	Medidas (cm)	Descripción	Columna final (cm)
C1	50 x 50	Exterior	50 x 50
C2	50 x 50	Interior	
C3	40 x 40	Esquina	

Predimensionamiento de losa

Losa maciza en dos direcciones				
H1	Ln/40	(6.35-0.35) / 40	0.153 m	0.175 m
H2	Ln/40	2(6.10+4.85) / 180	0.122m	

Muros de corte

Datos:

Altura total de la placa	12.15 cm
F'c	210 kg/cm ²
Peso aproximado	2916000 kg
Zona	Chiclayo
Edificación	Comercio
Z=	0.40
U=	1.30
C=	2.50
S=	1.40

$$L = 1.42 * \sqrt[3]{\frac{V_B * h^2}{E * t * \Delta}}$$

ZUCS=	1.82
R=	7
V _B	5307120 kg
E=	217371 kg/cm ²
e=	25 cm
L=	8.39 m

La Longitud del muro predimensionado es de 8.40 metros en cada sentido

4.2.2 Sistema de estructuras metálicas

Predimensionamiento de vigas

Vigas en dirección X-X - Franja Central			
menor luz		$h=Ln/12$	
Ln=	6.35 m	b=	20.8 in
Ln=	250 in	Entonces	
		b=	24 in

Vigas en dirección X-X - Franja Lateral			
Mayor luz		$h=Ln/12$	
Ln=	8.69 m	b=	28.5 in
Ln=	342 in	Entonces	
		b=	30 in

Vigas en dirección Y-Y - Franja Central			
menor luz		$h=Ln/12$	
Ln=	4.60 m	b=	15.0 in
Ln=	181 in	Entonces	
		b=	16 in

Vigas en dirección Y-Y - Franja Lateral			
menor luz		$h=Ln/12$	
Ln=	9.58 m	b=	31.4 in
Ln=	377 in	Entonces	
		b=	33 in

CUADRO RESUMEN		
Viga	Medidas (cm)	Medidas (in)
Viga x-x- franja lateral	24x62	W24X62
Viga y-y- franja lateral	30x99	
Viga x-x- franja central	16x45	W33X118
Viga y-y- franja central	33x118	

Predimensionamiento de columnas

Seleccionamos un perfil aproximadamente en diferencia de 5cm del peralte de la Viga; Perfil seleccionado es W30x116.

Datos:

Pu=	220.00 Kips
Mux=	31.64 Kips.ft
Muy=	-321.00 Kips.ft
K=	1.00
Fy=	36.00 Ksi
m=	1.85
U=	2.00

L=	15.58
E=	29400 Ksi

Propiedades del perfil W30x116:

Peralte d=	30.00 in
tw=	31.64 Kips.ft
bf=	-321.00 Kips.ft
K=	1.00
tf=	36.00 Ksi
h/tw=	1.85

$$\frac{P_u}{\phi_c \times P_n} + \left(\frac{8}{9}\right) \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b \times M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b \times M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

De aquí obtenemos:

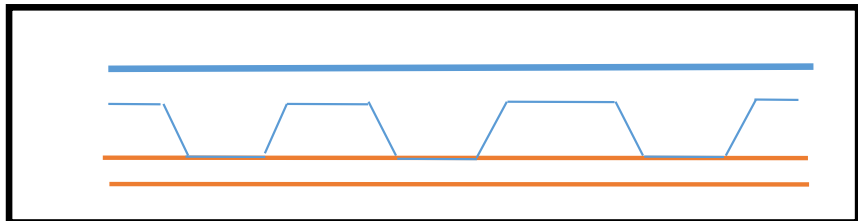
$$P_u \text{ equiv} = P_u + m \times M_{ux} + m(U) \times M_{uy}$$

$$P_u \text{ equiv} = -909.17 \text{ Kips}$$

Diseño por compresión, $\lambda_c = 0.951$

Fórmula para rango inelástico (col. Intermedias):	Fórmula para rango elástico (col. Esbeltas):
$F_{cr} = 0.658^{R_{c2}} \times F_y$	$F_{cr} = \frac{0.887}{\lambda_c^2} \times F_y$
Fcr= 24.66 Ksi	Fcr= 24.66 Ksi
Entonces usar fórmula para rango inelástico	
$P_n = 843.27 \text{ Kips}$	$P_u = 716.78 \text{ Kips}$
Comprobación: Si resiste	

Predimensionamiento de vigueta:



Datos:

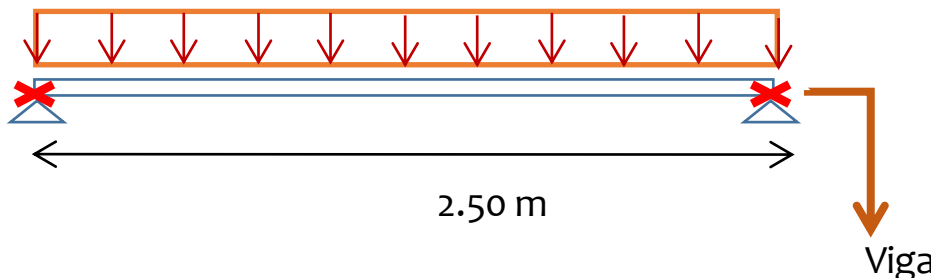
E=	29400 Ksi
Fu=	58.00 Ksi
Fy=	50.00 Ksi
Fr (esf. Residual)	10.00 Ksi
$\lambda_{\text{concreto}}$:	2400 kg/m ³
s/c=	500 kg/m ²
h promedio (cob)=	8.00 cm
ϕ =	0.90
G=	11300 Ksi

Metrado de cargas:

Wpp=	180.00 kg/m ²
W acabados=	100.00 kg/m ²
Wtab=	150.00 kg/m ²
Total=	430.00 kg/m ²

Peso en la vigueta por metro lineal

Carga Muerta	
Peso (cob.) =	1075 kg/m
P.P correa=	90 kg/m
Carga Muerta	
Wd (distribuida)	1165 kg/m
Pm (puntual)=	625.00 kg
Carga viva	
Wd (distribuida)	250.00 kg/m
Pm (puntual)=	625.00 kg
Carga para diseño (amplificada)	
Wu (distribuida)	1798.00 kg/m
Pu (puntual)=	4495.00 kg



Seleccionar perfil: W14x22

Datos:

Mto(max)=	121.92 Kip.in
S=	29.00 in ³
Z=	33.20 in ³
Mp=	138.33 Kip.in
My=	120.83 Kip.in
Mr=	96.67 Kip.in
Fcr=	359.12 Ksi
Pu=	9909.61 lb
Py=	324.50 lb
ry=	1.040 in

Propiedades del perfil: W14x22

Peralte d=	14.00 in
Ag=	14.00 in ²
Sx=	29.00 in ⁴
Sy=	2.80 in ⁴
Zx=	33.20 in
Zy=	4.39 in
b=	5.00 in
t=	0.34 in

Comparación:

M_{to(max)}= 121.92 kip.in < M_n= 163.13 kip.in

Verificaciones:

Por pandeo local, hallamos las características de compacto del perfil

Elementos	No Atiesados	Atiesados
	Ala	Alma
$\lambda=$	7.46	53.3
$\lambda_p=$	9.19	81.45
$\lambda_r=$	22.29	133.49
Compacto	Verdadero	Verdadero
No compacto	Falso	Falso
Esbelta	Falso	Falso

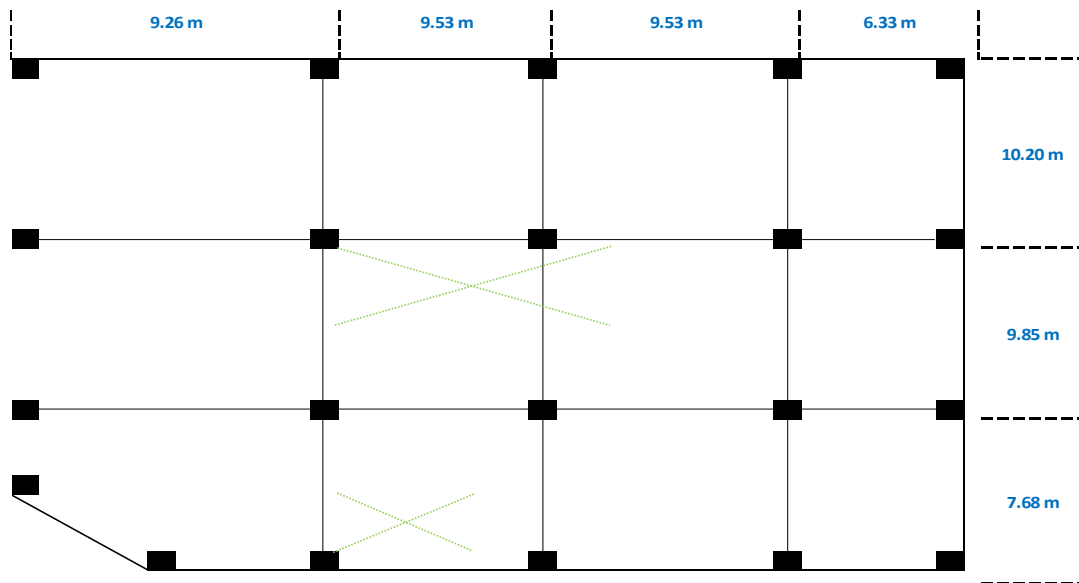
Hallamos el momento resistente del perfil (ala)

	Mn (Kip.ft)	ΦMn (kip.ft)
Sección compacta	181.25	163.13
Sección compacta no	143.83	129.45
Sección esbelta	876.87	781.09

Hallamos el momento resistente del perfil (alma)

	Mn (Kip.ft)	ΦMn (kip.ft)
Sección compacta	15.10	13.19
Sección compacta no	160.88	144.79
Sección esbelta	876.87	781.09

4.2.3 Sistema concreto postensado



Carga muerta			Carga viva		
P. losa maciza	480	Kg/m ²	Sobrecarga (s/c)		
P. tabiquería	150	Kg/m ²	Primer piso	500	Kg/m ²
P. acabados	100	Kg/m ²	Segundo piso	500	Kg/m ²
P. columnas	45	Kg/m ²	Tercer piso	500	Kg/m ²

Datos:

Al sumar la carga muerta y la carga viva el resultado obtenido es 1275kg/m²

Predimensionamiento de losa plana

Relación de esbeltez L/h sugerencias	
Losa en una dirección	48
Losa plana en dos direcciones	50
Losa plana con ábaco	50
Losas apoyadas en vigas en ambas direcciones	35
Vigas	30

La altura de la losa según el Predimensionamiento es de 20 cm

Predimensionamiento de columnas:

Las columnas se predimensionan mediante la siguiente fórmula:

$$b \times D = \frac{P}{n \times f'c}$$

Columna interior, C-01

$$\text{Fórmula: } b \times D = \frac{1.10 \times PG}{n \times f'c}$$

Área tributaria=	79.47 m ²
PG=	303984.94 Kg
bxD=	5307.67 cm ²
n (factor según columna) =	0.30
Columna cuadrada	
b=D=	75 cm
Columna rectangular	
b=	70
D=	76

Columna exterior, C-02

$$\text{Fórmula: } b \times D = \frac{1.25 \times PG}{n \times f'c}$$

Área tributaria=	17.90 m ²
PG=	183224.19 Kg
bxD=	4362.48 cm ²
n (factor según columna) =	0.25
Columna cuadrada	
b=D=	65 cm
Columna rectangular	
b=	50
D=	87

Columna esquina, C-03

$$\text{Fórmula: } b \times D = \frac{1.50 \times PG}{n \times f'c}$$

Área tributaria=	23.61 m ²
PG=	909319.73 Kg
bxD=	3225.70 cm ²
n (factor según columna) =	0.20
Columna cuadrada	
b=D=	55 cm
Columna rectangular	
b=	35
D=	92

CUADRO RESUMEN			
Columna	Medidas (cm)	Descripción	Columna final (cm)
C1	75 x 75	Exterior	75 x 75
C2	65 x 65	Interior	
C3	55 x 55	Esquina	

4.3 Análisis estático y análisis dinámico

4.3.1 Sistema de concreto armado

a. Irregularidad en planta:

Dirección X-X: R=5.25

H	δ (m)				δ (cm)			
	a	b	c	d	a	b	c	d
475	0.0034	0.0032	0.0032	0.0034	0.3400	0.3200	0.3200	0.3400
370	0.0071	0.0066	0.0065	0.0071	0.7100	0.6600	0.6500	0.7100
370	0.0105	0.0096	0.0095	0.0105	1.0500	0.9600	0.9500	1.0500

Δ abs. ($\delta \cdot R \cdot 0.75$)				Δ relativo			
a	b	c	d	a	b	c	d
1.339	1.260	1.260	1.339	1.339	1.260	1.260	1.339
2.796	2.599	2.559	2.796	1.457	1.339	1.299	1.457
4.134	3.780	3.741	4.134	1.339	1.181	1.181	1.339

Δ pro.	δ real	50% límite	<input checked="" type="checkbox"/>	Δ relativo	Δ opuesto	$1.3 \cdot (\Delta \text{ máx.} + \Delta \text{ opus}) / 2$	<input checked="" type="checkbox"/>
1.299	0.003	1.6625	R	1.339	1.260	1.689	R
1.387	0.004	1.295	I	1.457	1.299	1.792	R
1.26	0.003	1.295	R	1.339	1.181	1.638	R

Dirección Y-Y: R=5.25

H	δ (m)				δ (cm)			
	a	b	c	d	a	b	c	d
475	0.005	0.005	0.0029	0.0029	0.5000	0.5000	0.2900	0.2900
370	0.0105	0.0105	0.0061	0.0061	1.0500	1.0500	0.6100	0.6100
370	0.0155	0.0155	0.0091	0.0091	1.5500	1.5500	0.9100	0.9100

Δ abs. ($\delta \cdot R \cdot 0.75$)				Δ relativo			
a	b	c	d	a	b	c	d
1.969	1.969	1.142	1.142	1.969	1.969	1.142	1.142
4.134	4.134	2.402	2.402	2.166	2.166	1.260	1.260
6.103	6.103	3.583	3.583	1.969	1.969	1.181	1.181

Δ pro.	δ real	50% límite	<input checked="" type="checkbox"/>	Δ relativo	Δ opuesto	$1.3*(\Delta \text{ máx.} + \Delta \text{ opus})/2$	<input checked="" type="checkbox"/>
1.555	0.003	1.6625	R	1.969	1.142	2.022	R
1.713	0.005	1.295	I	2.166	1.260	2.226	R
1.575	0.004	1.295	I	1.969	1.181	2.047	R

Por lo que observamos en verificaciones anteriores, nuestro edificio es irregular por lo que se ha tomado $\frac{3}{4}$ de R.

b. Cortante basal.

Para la realización del cortante basal se tendrá en cuenta los parámetros dados por el Reglamento Nacional de Edificaciones E-0.30 y los metrados de carga realizado.

Se analizó el cálculo por el método estático de coeficientes, el cual se determina mediante:

Z= 0.4 Zona 3 (Chiclayo)

U= 1.3 "B" Edificaciones importantes

S= 1.4 Suelos flexibles o con estratos de gran espesor.

T^P=0.9

G= 9.81

R= 7 Dual y como es irregular, sería R=0.75x7=5.25

$$c = \frac{(ZUCS)}{R} = 0.346$$

También se analizó por el método dinámico con el espectro correspondiente.

$$S_a = \frac{(ZUCS)}{R} g$$

Las fuerzas del sismo que nos calcula el sap2000 son:

TABLE: Reacciones en la base					
Caso	Tipo de caso	StepType	Global Fx	Global Fy	Global Fz
Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf
SISMO XX	LinStatic		- 1027.8567	0	0
SISMO YY	LinStatic		0	- 1027.8567	0
QXX	LinRespSpec	Max	916.0694	91.2706	74.6162
QYY	LinRespSpec	Max	96.733	923.4819	79.7445

c. Verificación de desplazamientos.

Se verifica los desplazamientos de la estructura tanto en la dirección X-X y Y-Y; para el cumplimiento del mismo nos regimos al Reglamento Nacional de Edificaciones E-0.30, para este sistema el control de deriva debe ser 0.007.

Análisis estático - desplazamiento en dirección X-X

	R	H	δ (m)	Δ absoluto	Δ relativo	$\lambda=\Delta/h$	Permitido	
1° PISO	5.25	475	0.004	1.570	1.570	0.003	0.007	Ok
2° PISO	5.25	370	0.008	3.220	1.650	0.004	0.007	Ok
3° PISO	5.25	370	0.012	4.721	1.500	0.004	0.007	OK

Análisis dinámico - desplazamiento en dirección X-X

	R	H	δ (m)	Δ absoluto	Δ relativo	$\lambda=\Delta/h$	Permitido	
1° PISO	5.25	475	0.003	1.358	1.358	0.003	0.007	Ok
2° PISO	5.25	370	0.007	2.799	1.441	0.004	0.007	Ok
3° PISO	5.25	370	0.011	4.119	1.319	0.004	0.007	OK

Análisis estático - desplazamiento en dirección Y-Y

	R	H	δ (m)	Δ absoluto	Δ relativo	$\lambda=\Delta/h$	Permitido	
1° PISO	5.25	475	0.004	1.756	1.756	0.004	0.007	Ok
2° PISO	5.25	370	0.009	3.649	1.893	0.005	0.007	Ok
3° PISO	5.25	370	0.014	5.359	1.710	0.005	0.007	OK

Análisis dinámico - desplazamiento en dirección Y-Y

	R	H	δ (m)	Δ absoluto	Δ relativo	$\lambda=\Delta/h$	Permitido	
1° PISO	5.25	475	0.005	1.963	1.963	0.004	0.007	Ok
2° PISO	5.25	370	0.011	4.126	2.164	0.006	0.007	Ok
3° PISO	5.25	370	0.016	6.103	1.977	0.005	0.007	OK

4.3.2 Sistema de estructura metálicas

a. Irregularidad en planta:

Dirección X-X: R=4.50

H	δ (m)				δ (cm)			
	a	b	c	d	a	b	c	d
475	0.0124	0.0124	0.0124	0.0124	1.2400	1.2400	1.2400	1.2400
370	0.0208	0.0206	0.0205	0.0208	2.0800	2.0600	2.0500	2.0800
370	0.0251	0.0247	0.0246	0.0251	2.5100	2.4700	2.4600	2.5100

Δ abs. ($\delta \cdot R \cdot 0.75$)				Δ relativo			
a	b	c	d	a	b	c	d
4.185	4.185	4.185	4.185	4.185	4.185	4.185	4.185
7.020	6.953	6.919	7.020	2.835	2.768	2.734	2.835
8.471	8.336	8.303	8.471	1.451	1.384	1.384	1.451

Δ pro.	δ real	50% límite	<input checked="" type="checkbox"/>	Δ relativo	Δ opuesto	$1.3 \cdot (\Delta \text{ máx.} + \Delta \text{ opus}) / 2$	<input checked="" type="checkbox"/>
4.185	0.009	2.375	I	4.185	4.185	5.440	R
2.792	0.008	1.850	I	2.835	2.734	3.619	R
1.417	0.004	1.850	R	1.451	1.384	1.843	R

Dirección Y-Y: R=4.50

Δ abs. ($\delta \cdot R \cdot 0.75$)				Δ relativo			
a	b	c	d	a	b	c	d
1.969	1.969	2.194	2.194	2.768	2.768	2.194	2.194
4.624	4.624	3.713	3.713	1.856	1.856	1.519	1.519
5.670	5.670	4.624	4.624	1.046	1.046	0.911	0.911

H	δ (m)				δ (cm)			
	a	b	c	d	a	b	c	d
475	0.0082	0.0082	0.0065	0.0065	0.8200	0.8200	0.6500	0.6500
370	0.0137	0.0137	0.0011	0.0011	1.3700	1.3700	1.1000	1.1000
370	0.0168	0.0168	0.0137	0.0137	1.6800	1.6800	1.3700	1.3700

Δ pro.	δ real	50% límite	<input checked="" type="checkbox"/>	Δ relativo	Δ opuesto	$1.3 \cdot (\Delta \text{ máx.} + \Delta \text{ opus}) / 2$	<input checked="" type="checkbox"/>
2.481	0.005	2.375	I	2.768	2.194	3.225	R
1.687	0.005	1.850	R	1.856	1.519	2.194	R
0.979	0.003	1.850	R	1.046	0.911	1.272	R

Por lo que observamos en verificaciones nuestro edificio es irregular por lo que se ha tomado $\frac{3}{4}$ de R.

b. Cortante basal.

Para la realización del cortante basal se tuvo en cuenta los parámetros dados por el Reglamento Nacional de Edificaciones E-0.30 y los Metrados de carga.

Se analizó el cálculo por el método estático de coeficientes, el cual se determina mediante:

- Z= 0.4 Zona 3 (Chiclayo)
- U= 1.3 "B" Edificaciones Importante.
- S= 1.4 Suelos flexibles o con estratos de gran espesor.
- T^p= 0.9
- G= 9.81
- R= 6 Acero con arriostres y como es irregular, sería R=0.75x6=4.50

$$c = \frac{(ZUCS)}{R} = 0.404$$

También se analizó por el método dinámico con el espectro correspondiente.

$$S_a = \frac{(ZUCS)}{R} g$$

Las fuerzas de sismo que nos calcula el sap2000 son:

TABLE: Reacciones en la base					
Caso	Tipo de caso	StepType	Global Fx	Global Fy	Global Fz
Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf
SISMO XX	LinStatic		-851.4038	0	0
SISMO YY	LinStatic		0	-851.4038	0
QXX	LinRespSpec	Max	789.1413	36.8094	74.6162
QYY	LinRespSpec	Max	24.9358	774.8248	79.7445

c. Verificación de desplazamientos.

Se verificó los desplazamientos de la estructura tanto en la dirección X-X y Y-Y; para el cumplimiento de desplazamiento nos regimos al Reglamento Nacional de Edificaciones E-0.30, para este sistema el control de deriva debe ser 0.010.

Análisis estático - desplazamiento en dirección X-X

	R	H	δ (m)	Δ absoluto	Δ relativo	λ=Δ/h	Permitido	
1° PISO	4.50	475	0.014	4.718	4.718	0.01	0.01	Ok
2° PISO	4.50	370	0.024	7.965	3.247	0.009	0.01	Ok
3° PISO	4.50	370	0.029	9.720	1.755	0.005	0.01	OK

Análisis dinámico - desplazamiento en dirección X-X

	R	H	δ (m)	Δ absoluto	Δ relativo	$\lambda=\Delta/h$	Permitido	
1° PISO	4.50	475	0.012	4.185	4.185	0.009	0.01	Ok
2° PISO	4.50	370	0.021	7.020	2.835	0.008	0.01	Ok
3° PISO	4.50	370	0.025	8.461	1.441	0.004	0.01	OK

Análisis estático - desplazamiento en dirección Y-Y

	R	H	δ (m)	Δ absoluto	Δ relativo	$\lambda=\Delta/h$	Permitido	
1° PISO	4.50	475	0.008	2.818	2.842	0.007	0.01	Ok
2° PISO	4.50	370	0.014	4.860	2.018	0.006	0.01	Ok
3° PISO	4.50	370	0.018	6.105	1.245	0.003	0.01	OK

Análisis dinámico - desplazamiento en dirección Y-Y

	R	H	δ (m)	Δ absoluto	Δ relativo	$\lambda=\Delta/h$	Permitido	
1° PISO	4.50	475	0.008	2.700	2.700	0.006	0.01	Ok
2° PISO	4.50	370	0.014	4.792	2.093	0.006	0.01	Ok
3° PISO	4.50	370	0.018	6.105	1.313	0.004	0.01	OK

4.3.3 Sistema de concreto postensado

a. Irregularidad en planta:

Dirección X-X: R=5.25

H	δ (m)				δ (cm)			
	a	b	c	d	a	b	c	d
475	0.0034	0.0032	0.0032	0.0034	0.3400	0.3200	0.3200	0.3400
370	0.0071	0.0066	0.0065	0.0071	0.7100	0.6600	0.6500	0.7100
370	0.0105	0.0096	0.0095	0.0105	1.0500	0.9600	0.9500	1.0500

Δ abs. ($\delta \cdot R \cdot 0.75$)				Δ relativo			
a	b	c	d	a	b	c	d
1.785	1.680	1.680	1.785	1.785	1.680	1.680	1.785
3.728	3.465	3.413	3.728	1.943	1.785	1.733	1.943
5.513	5.040	4.988	5.513	1.785	1.575	1.575	1.785

Δ pro.	δ real	50% límite	<input checked="" type="checkbox"/>	Δ relativo	Δ opuesto	$1.3*(\Delta \text{ máx.} + \Delta \text{ opus})/2$	<input checked="" type="checkbox"/>
1.73 2	0.004	1.663	I	1.785	1.680	2.25225	R
1.85 0	0.005	1.295	I	1.943	1.733	2.38875	R
1.68 0	0.005	1.295	I	1.785	1.575	2.184	R

Dirección Y-Y: R=5.25

H	δ (m)				δ (cm)			
	a	b	c	d	a	b	c	d
475	0.005	0.005	0.0029	0.0029	0.5000	0.5000	0.2900	0.2900
370	0.0105	0.0105	0.0061	0.0061	1.0500	1.0500	0.6100	0.6100
370	0.0155	0.0155	0.0091	0.0091	1.5500	1.5500	0.9100	0.9100

Δ abs. ($\delta * R * 0.75$)				Δ relativo			
a	b	c	d	a	b	c	d
2.625	2.625	1.523	1.523	2.625	2.625	1.523	1.523
5.513	5.513	3.203	3.203	2.888	2.888	1.680	1.680
8.138	8.138	4.778	4.778	2.625	2.625	1.575	1.575

Δ pro.	δ real	50% límite	<input checked="" type="checkbox"/>	Δ relativo	Δ opuesto	$1.3*(\Delta \text{ máx.} + \Delta \text{ opus})/2$	<input checked="" type="checkbox"/>
2.074	0.004	1.663	I	2.625	1.523	2.695875	R
2.284	0.006	1.295	I	2.888	1.680	2.968875	R
2.100	0.006	1.295	I	2.625	1.575	2.73	R

Por lo que observamos en verificaciones nuestro edificio es irregular por lo que se ha tomado $\frac{3}{4}$ de R.

b. Cortante basal.

Para la realización del cortante basal se tuvo en cuenta los parámetros dados por el Reglamento Nacional de Edificaciones E-0.30 y los metrados de carga realizado.

Se analizó el cálculo por el método estático de coeficientes, el cual se determina mediante:

Z= 0.4 Zona 3 (Chiclayo)

U= 1.3 "B" Edificaciones importantes

S= 1.4 Suelos flexibles o con estratos de gran espesor.

T^p= 0.9

G= 9.81

R= 7 Dual y como es irregular, sería R=0.75x7=5.25

$$c = \frac{(ZUCS)}{R} = 0.346$$

También se analizó por el método dinámico con el espectro correspondiente.

$$S_a = \frac{(ZUCS)}{R} g$$

Las fuerzas del sismo que nos calcula el sap2000 son:

Caso	Tipo de caso	StepType	Global Fx	Global Fy	Global Fz
Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf
SISMO XX	LinStatic		-921.49	0	0
SISMO YY	LinStatic		0	-921.49	0
QXX	LinRespSpec	Max	828.76	192.015	74.6162
QYY	LinRespSpec	Max	182.94	829.23	79.7445

c. Verificación de Desplazamientos.

Se verificó los desplazamientos de la estructura tanto en la dirección X-X y Y-Y; para el cumplimiento del mismo nos regimos al Reglamento Nacional de Edificaciones E-0.30, para este sistema el control de deriva debe ser 0.007.

Análisis estático - desplazamiento en dirección X-X

	R	H	δ (m)	Δ absoluto	Δ relativo	$\lambda=\Delta/h$	Permitido	
1° PISO	5.25	475	0.005	1.775	1.775	0.004	0.007	Ok
2° PISO	5.25	370	0.010	4.131	2.357	0.006	0.007	Ok
3° PISO	5.25	370	0.017	6.571	2.440	0.007	0.007	OK

Análisis dinámico - desplazamiento en dirección X-X

	R	H	δ (m)	Δ absoluto	Δ relativo	$\lambda=\Delta/h$	Permitido	
1° PISO	5.25	475	0.004	1.495	1.495	0.003	0.007	Ok
2° PISO	5.25	370	0.009	3.495	2.000	0.005	0.007	Ok
3° PISO	5.25	370	0.014	5.587	2.091	0.006	0.007	OK

Análisis estático - desplazamiento en dirección Y-Y

	R	H	δ (m)	Δ absoluto	Δ relativo	$\lambda=\Delta/h$	Permitido	º
1° PISO	5.25	475	0.004	1.724	1.724	0.004	0.007	Ok
2° PISO	5.25	370	0.010	3.853	2.129	0.006	0.007	Ok
3° PISO	5.25	370	0.015	6.026	2.172	0.006	0.007	OK

Análisis dinámico - desplazamiento en dirección Y-Y

	R	H	δ (m)	Δ absoluto	Δ relativo	$\lambda=\Delta/h$	Permitido	
1° PISO	5.25	475	0.005	1.983	1.983	0.004	0.007	Ok
2° PISO	5.25	370	0.011	4.487	2.503	0.007	0.007	Ok
3° PISO	5.25	370	0.018	6.976	2.489	0.007	0.007	OK

4.3.4 Junta de separación sísmica (s)

Toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas a una distancia mínima s para evitar el contacto durante un movimiento sísmico. Para la realización del cálculo de la junta de separación, se verificó que la estructura tendrá una junta entre módulos.

Para el cálculo se tomó como referencia el R.N.E E-030.

$$S = H_{total} * 2 * \Delta_{deriva\ máxima} * 2/3$$

a) Sistema de concreto armado y concreto postensado.

$$S = 12.15 * 2 * 0.007 * 2/3 = 0.1134 \text{ m} = 11.34 \text{ cm.}$$

b) Sistema de estructuras metálicas

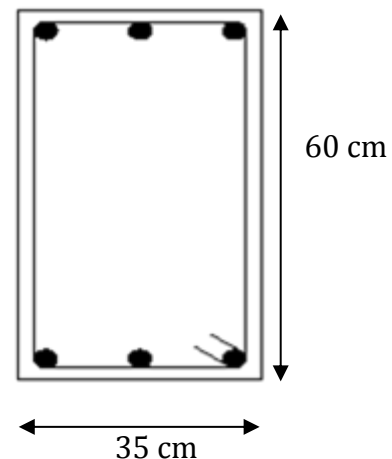
$$S = 12.5 * 2 * 0.01 * 2/3 = 0.162 \text{ m} = 16.2 \text{ cm.}$$

4.4 Diseño de elementos de concreto armado

4.4.1 Diseño de vigas a flexión

Datos:

rec =	4.00 cm
$f'c =$	210 kg/cm ²
$f_y =$	4200 kg/cm ²
$\phi \text{ } \emptyset 3/8 =$	0.95 cm
$\beta =$	0.85
$E_s =$	2000000 kg/cm ²
b =	35.00 cm
h =	60.00 cm
$\uparrow \emptyset 1" =$	2.54 cm
M izq. =	13.02 tn-m
M cent. =	0.00 tn-m
M der. =	14.46 tn-m
$\Phi =$	0.9



Determinación del área de acero negativo para:

$$M \text{ izq.} = 13.02 \text{ tn-m}$$

Determinación peralte (d):

$$d = h - rec. - \phi_e - \frac{\phi_{bL}}{2} = 53.78 \text{ cm}$$

Se asume el valor de:

$$a = 20\% * d = 10.76 \text{ cm}$$

$$As = \frac{Mu}{\phi * f'y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 7.12 \text{ cm}^2$$

Verificación del valor de a:

$$a = \frac{As * f'y}{0.85 * f'c * b}$$

a=	4.78 cm	→	As=	6.70 cm ²
a=	4.51 cm	→	As=	6.68 cm ²
a=	4.49 cm	Entonces a=0.49 ≈ a=4.51cm		

Por lo tanto:

As requerido = 6.68 cm²

As mínimo = 4.52 cm²

Utilizamos: 3 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"

As propuesto = 7.21 cm²

Verificación de ancho mínimo:

$b_{min} = 24.67 \text{ cm}$ (Cumple)

Determinación del área de acero negativo para:

M central. = 0.00 tn-m

Determinación peralte (d):

$$d = h - rec. - \phi_e - \frac{\phi_{bL}}{2} = 53.78 \text{ cm}$$

Se asume el valor de:

$$a = 20\% * d = 10.76 \text{ cm}$$

$$As = \frac{Mu}{\phi * f'y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 0.00 \text{ cm}^2$$

Verificación del valor de a:

$$a = \frac{As * f'y}{0.85 * f'c * b}$$

a=	0.00 cm	→	As=	0.00 cm ²
a=	0.00 cm	→	As=	0.00 cm ²
a=	0.00 cm	Entonces a=0.00 ≈ a=0.00 cm		

Por lo tanto:

As requerido = 0.00 cm²

As mínimo = 4.52 cm²

Utilizamos: 3 Ø 5/8"

As propuesto = 5.94 cm²

Verificación de ancho mínimo:

$$b_{min} = 19.67 \text{ cm} \dots\dots (\text{Cumple})$$

Determinación del área de acero negativo para:

$$M \text{ der.} = 14.46 \text{ tn-m}$$

Determinación peralte (d):

$$d = h - \text{rec.} - \phi_e - \frac{\phi_{bL}}{2} = 53.78 \text{ cm}$$

Se asume el valor de:

$$a = 20\% * d = 10.76 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{Mu}{\phi * f'y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 7.90 \text{ cm}^2$$

Verificación del valor de a:

$$a = \frac{A_s * f'y}{0.85 * f'c * b}$$

a=	5.31 cm	→	As=	7.48 cm ²
a=	5.03 cm	→	As=	7.46 cm ²
a=	5.02 cm	Entonces a=5.02 ≈ a=5.03 cm		

Por lo tanto:

$$A_s \text{ requerido} = 7.46 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ mínimo} = 4.52 \text{ cm}^2$$

Utilizamos: 4 Ø 5/8"

$$A_s \text{ propuesto} = 7.92 \text{ cm}^2$$

Verificación de ancho mínimo:

$$b_{min} = 28.76 \text{ cm} \dots\dots (\text{Cumple})$$

Verificación de cuantías:

Cuantía mínima:

$$\rho_{min} = 0.70 * \frac{\sqrt{f'c}}{f'y} = 0.0024$$

$\rho = \frac{A_s}{b * d}$	$\rho \text{ izq.} =$	0.0038
	$\rho \text{ cent.} =$	0.0032
	$\rho \text{ der.} =$	0.0042

Cuantía máxima:

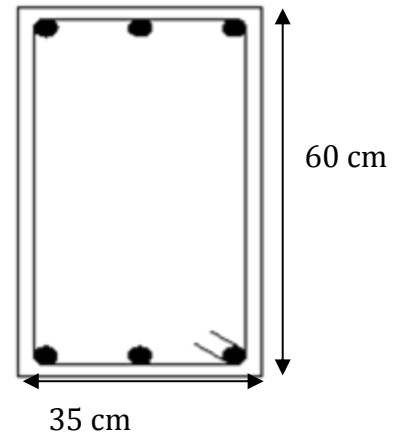
$$\rho_{max} = 0.75 * \rho_b \rightarrow \rho_b = 0.85 * \beta * \frac{f'c}{f'y} * \left(\frac{6300}{6300 + f'y}\right)$$

$$\rho_{max} = 0.0163 \dots\dots (\text{Cumple})$$

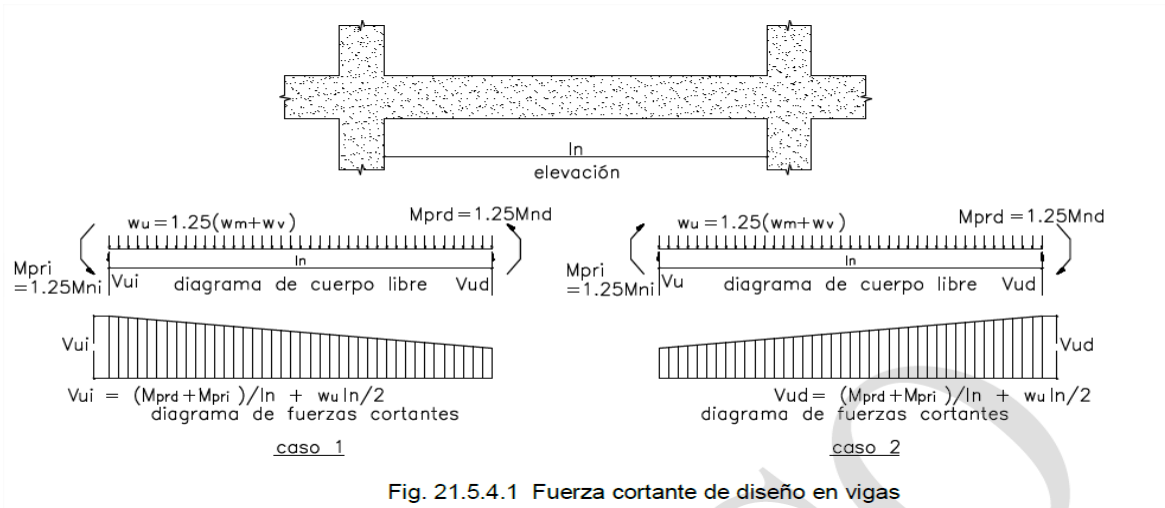
4.4.2 Diseño de vigas por cortante

Datos:

rec =	4.00 cm
f'c =	210 kg/cm ²
fy =	4200 kg/cm ²
∅ 3/8 =	0.71 cm
β =	0.85
Es =	2000000 kg/cm ²
b =	35.00 cm
h =	60.00 cm
∅ 1" =	2.54 cm
Vsap =	10000.000 kg
L =	470.00 cm
Φ =	0.85



Determinación de la fuerza cortante según el reglamento



ln =	4.70 m
Wm =	4.34 tn/m
Wv =	4.00 tn/m
Wu =	10.422 tn-m
Mnd =	9.140 tn-m
Mni =	9.850 tn-m
Mprd =	11.425 tn-m
Mpri =	12.313 tn-m
Vui =	30 tn

Determinación del área del As para:

$$V_{cal} = 30 \text{ tn} = 29542.819 \text{ Kg}$$

Determinación peralte (d):

$$d = h - rec. - \phi_e - \frac{\phi_{bL}}{2} = 54.00 \text{ cm}$$

Resistencia básica del concreto

$$V_C = 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d$$

$$V_S = V_C - V_{cal}$$

$$V_C = 14516.01 \text{ kg}$$

$$V_S = 15026.81 \text{ kg}$$

Cortante máximo

$$V_{max} = 2.6 * \sqrt{f'c} * bw * d$$

$$V_{max} = 71211 \text{ kg}$$

Como

$$V_S \leq 1.06 * \sqrt{f'c} * bw * d \rightarrow s \leq d/2 ; s \leq 60 \text{ cm}$$

Corte a la distancia d

$$V_{u-d} = 26149 \text{ kg}$$

Zona de confinamiento

$$L_{conf} = 2 * h = 60 * 2 = 120 \text{ cm}$$

El espaciamiento en la zona de confinamiento, según el artículo 21.4.4.4 del Reglamento Nacional de Edificaciones E-060, es la menor de:

- d/4, pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 150 mm.
- Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.
- 300 mm.

Por lo tanto, el espaciamiento en la zona de confinamiento en este caso es:

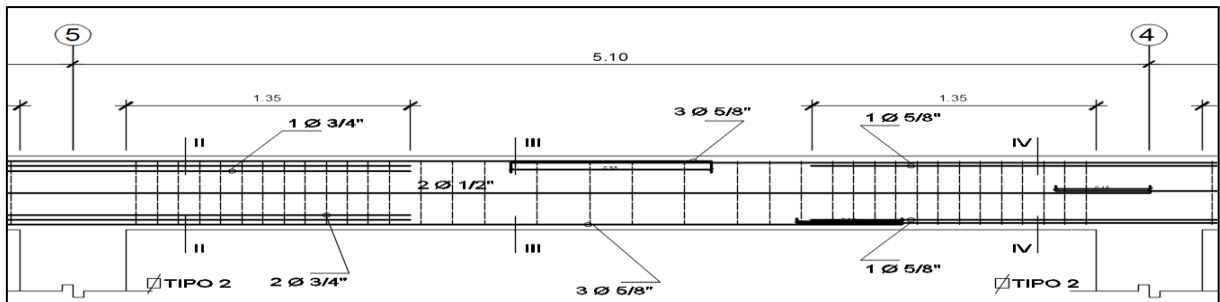
$$S_{conf} = \frac{d}{4} = \frac{54}{4} = 13.5 \text{ cm}$$

Resistencia a cortante de estribos de 3/8" más aporte de concreto según espaciamiento.

estribos @ cms	vs(Kg)	vc+vs	Vu=Φ*(Vc+Vs)
5	64411 kg	78927 kg	67088 kg
7.5	42941 kg	57457 kg	48838 kg
10	32206 kg	46722 kg	39713 kg
12.5	25764 kg	40280 kg	34238 kg
15	21470 kg	35986 kg	30588 kg
17.5	18403 kg	32919 kg	27981 kg
20	16103 kg	30619 kg	26026 kg
22.5	14314 kg	28830 kg	24505 kg
25	12882 kg	27398 kg	23289 kg
27.5	11711 kg	26227 kg	22293 kg
30	10735 kg	25251 kg	21464 kg

Cortante último en el desarrollo de la viga.

Vux	Distancia	Estribos	
29543 kg	0 cm	1@ 5 cm	
28804 kg	12 cm	Zona de confinamiento propuesto, 12@ 10 cm	
28066 kg	24 cm		
27327 kg	35 cm		
26589 kg	47 cm		
25850 kg	59 cm		
25111 kg	71 cm		
24373 kg	82 cm		
23634 kg	94 cm		
22896 kg	106 cm		
22157 kg	118 cm		
21419 kg	129 cm		Propuesto, 3@ 15 cm
20680 kg	141 cm		
19941 kg	153 cm	Propuesto, resto@ 25 cm	
19203 kg	165 cm		
18464 kg	176 cm		
17726 kg	188 cm		
16987 kg	200 cm		
16249 kg	212 cm		
15510 kg	223 cm		
14771 kg	235 cm		



4.4.3 Diseño de columnas flexión biaxial

Cargas Amplificadas

$P_u = 176.703$ tn

$M_{uy} = 9.520$ tn

$M_{ux} = 18.896$ tn

Refuerzo longitudinal

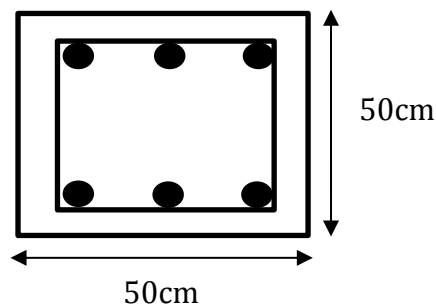
Análisis a dos caras, carga axial + momento alrededor del eje x

$P_u = 176.70$ tn

$M_{ux} = 9.52$ tn

$b = 50$ cm

$h = 50$ cm

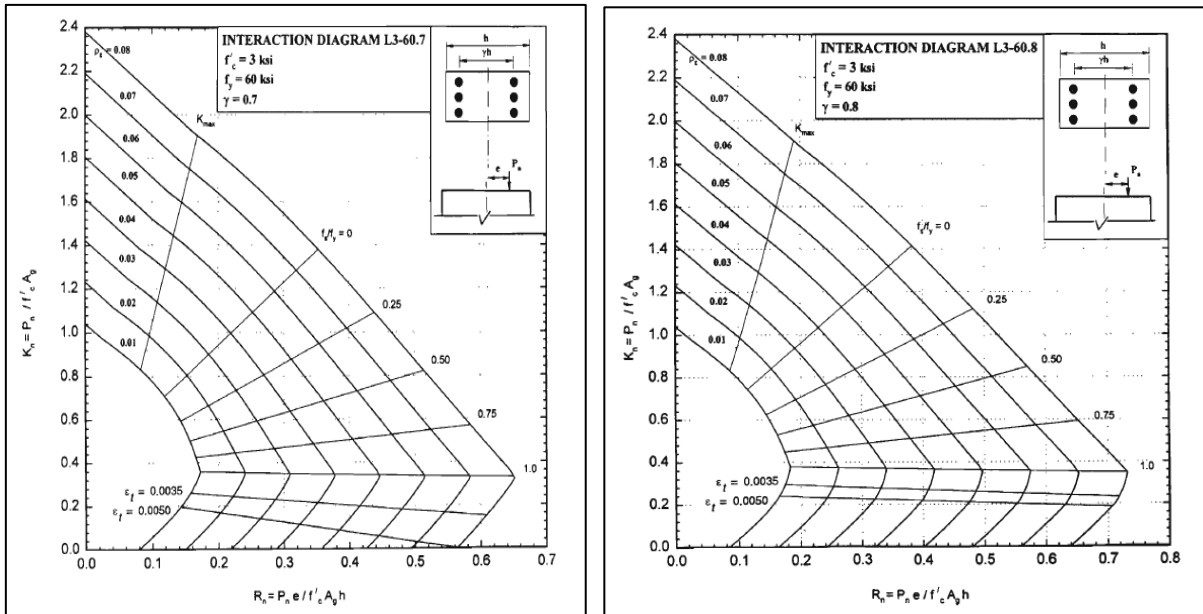


Calculamos valores de

$$K_n = \frac{P_u}{0.7 * A_g * f'_c} = \frac{176.703 * 1000}{0.7 * 50 * 50 * 210} = 0.481$$

$$R_n = \frac{P_u * e}{0.7 * A_g * f'_c * h} = \frac{9.52 * 1000}{0.7 * 50 * 50 * 210 * 50} = 0.052$$

$$\gamma = \frac{\gamma h}{h} = \frac{50 - 12}{50} = 0.76$$



Se observa del gráfico C-18 y C-19 las cuantías resultantes de 0.008, pero la cuantía mínima de columnas según norma es de 0.01, aplicando la fórmula de cuantía.

$$A_s = \zeta * b * h = 25 \text{ cm}^2$$

Acero propuesto: 6 ϕ 1" que es igual a 30.6 cm²

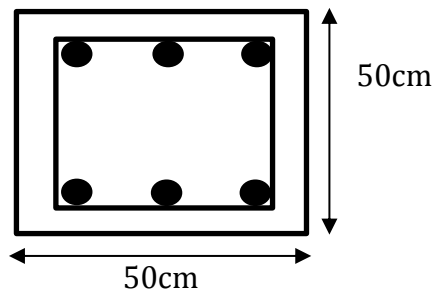
Análisis a dos caras, carga axial + momento alrededor del eje x

$P_u = 176.70 \text{ tn}$

$M_{ux} = 18.90 \text{ tn}$

$b = 50 \text{ cm}$

$h = 50 \text{ cm}$

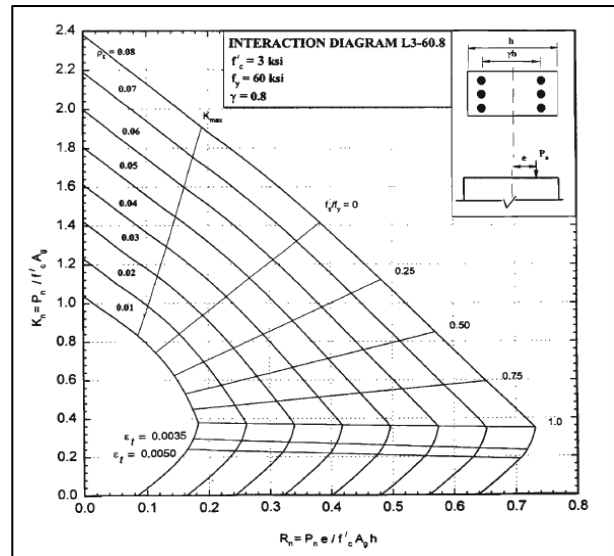
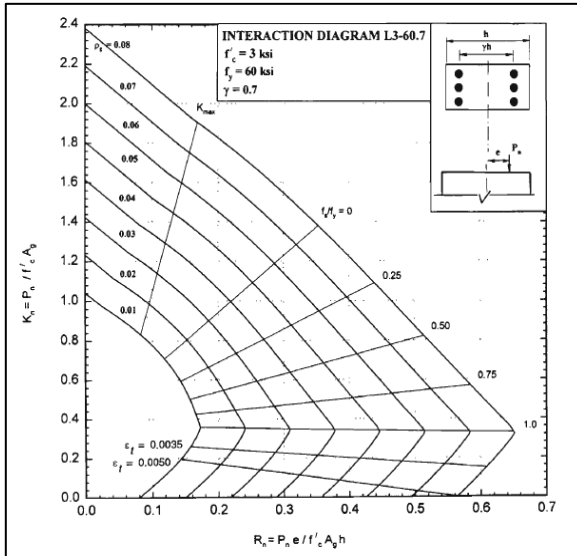


Calculamos valores de

$$K_n = \frac{P_u}{0.7 * A_g * f'_c} = \frac{176.703 * 1000}{0.7 * 50 * 50 * 210} = 0.481$$

$$R_n = \frac{P_u * e}{0.7 * A_g * f'_c * h} = \frac{18.90 * 1000}{0.7 * 50 * 50 * 210 * 50} = 0.103$$

$$\gamma = \frac{\gamma h}{h} = \frac{50 - 12}{50} = 0.76$$



Se observa del gráfico C-18 y C-19 las cuantías resultantes de 0.008, pero la cuantía mínima de columnas, según la norma, es de 0.01, aplicando la fórmula de cuantía.

$$A_s = \zeta * b * h = 25 \text{ cm}^2$$

Acero propuesto: 6 ϕ 1" que es igual a 30.6 cm^2

Análisis a cuatro caras

Carga axial + momento alrededor del eje x

$$P_u = 176.70 \text{ tn}$$

$$M_{ux} = 9.52 \text{ tn}$$

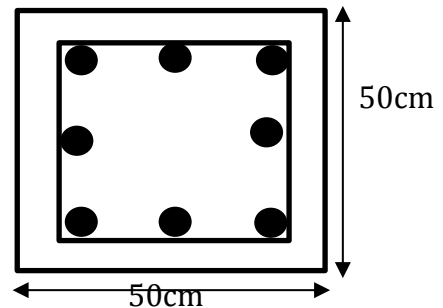
$$b = 50.00 \text{ cm}$$

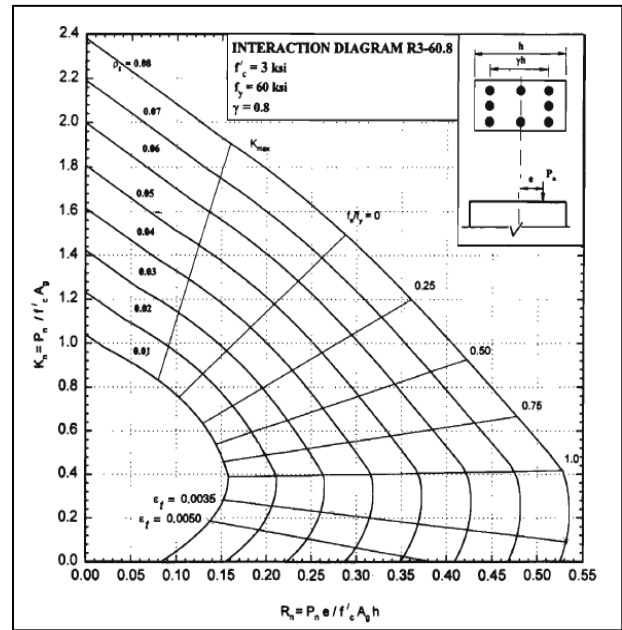
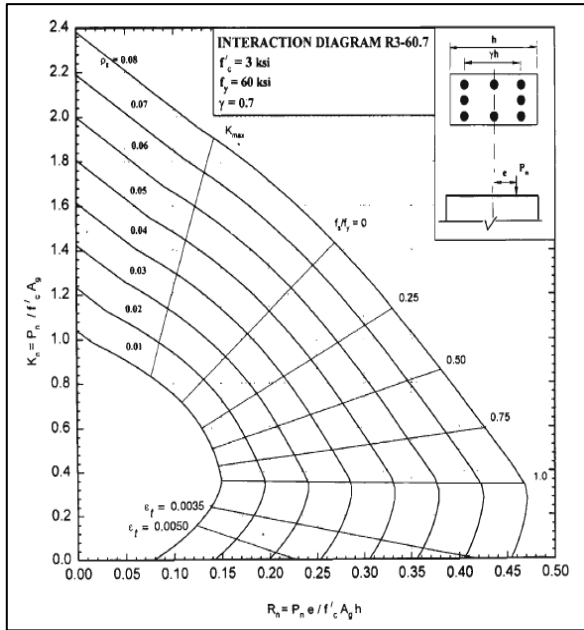
$$h = 50.00 \text{ cm}$$

$$R_n = 0.052$$

$$\gamma = 0.76$$

$$\zeta = 0.0245$$





Se observa del gráfico C-2 y C-3:

$$Kn = 0.825$$

$$Pnx = kn * Ag * f'c$$

$$Pnx = 433.13 \text{ tn}$$

Carga axial + momento alrededor del eje Y

$$Pu = 176.70 \text{ tn}$$

$$Mux = 18.90 \text{ tn}$$

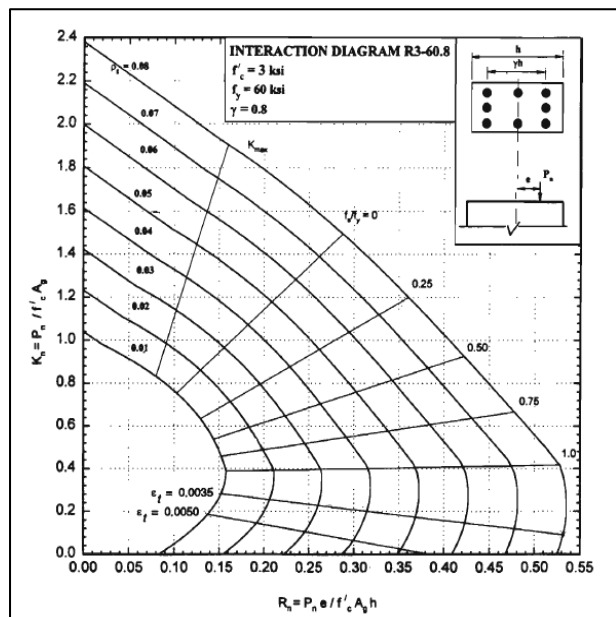
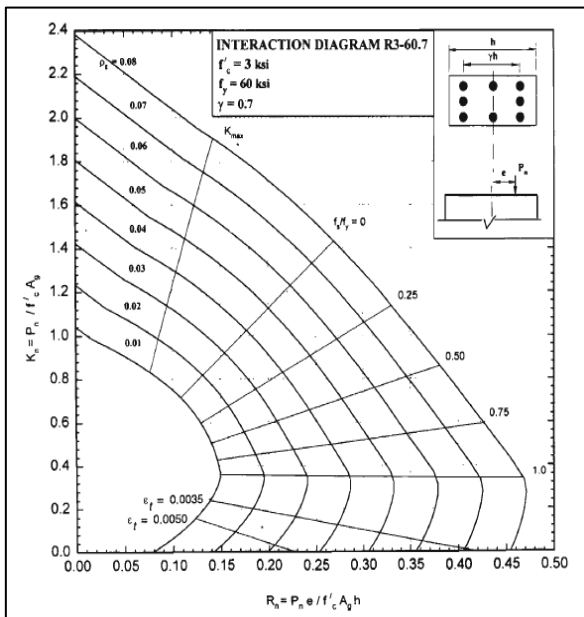
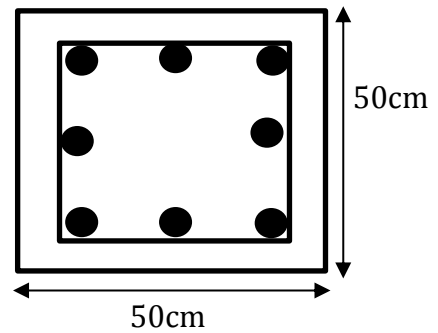
$$b = 50.00 \text{ cm}$$

$$h = 50.00 \text{ cm}$$

$$Rn = 0.103$$

$$\gamma = 0.76$$

$$\zeta = 0.0245$$



Se observa del gráfico C-2 y C-3:

$$K_n = 0.882$$

$$P_{nx} = k_n * A_g * f'_c$$

$$P_{nx} = 463.05 \text{ tn}$$

Carga axial pura

$$P_{no} = [0.85 * f'_c * (A_g - A_s) + A_s * f'_y]$$

$$P_{no} = 692.37 \text{ tn}$$

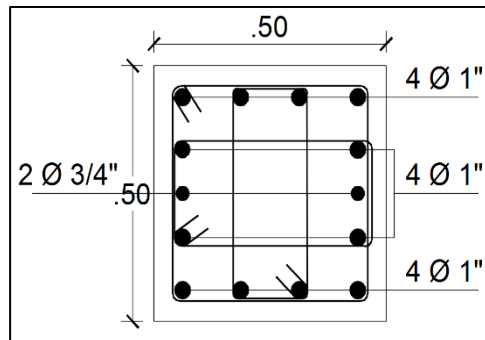
Ecuación de Bresler

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} + \frac{1}{P_{no}}$$

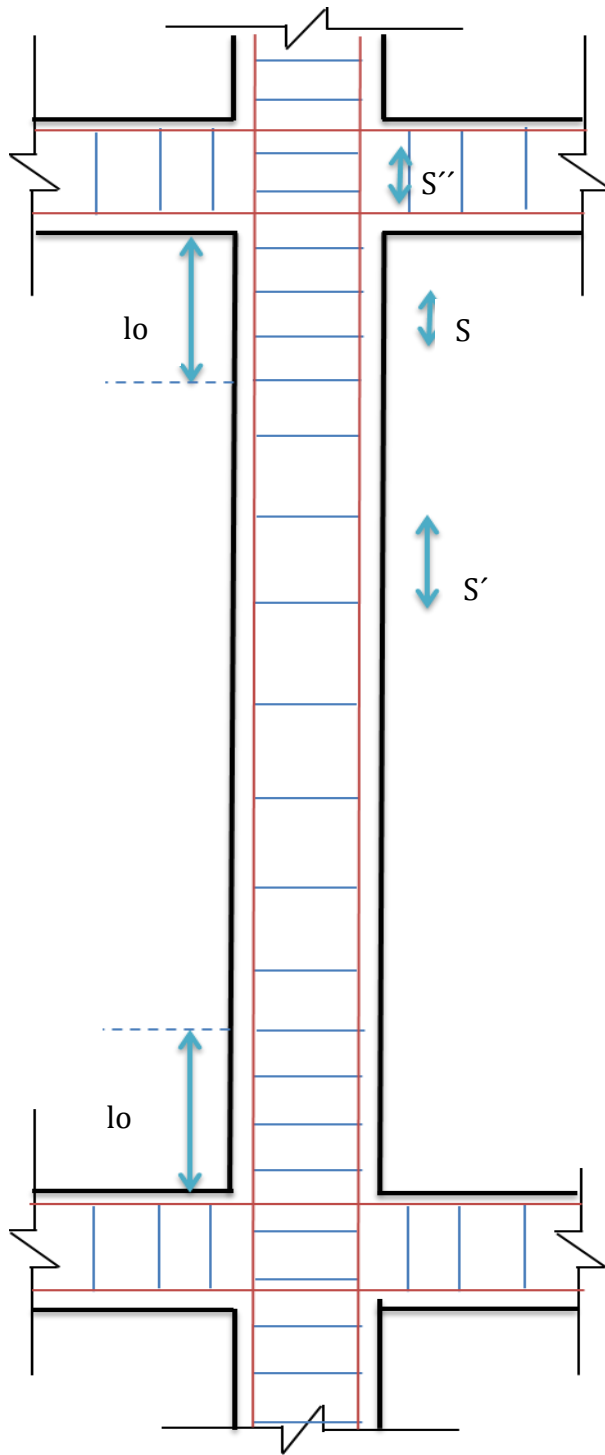
$$P_n = 330.68 \text{ tn}$$

$$P_u = P_n * 0.7 = 231.476 > P_u = 176.79 \text{ tn} \rightarrow \text{Correcto}$$

Por lo tanto, el acero a usar en la columna C1 es $12 \phi 1'' + 2 \phi 3/4''$



4.4.4 Diseño de columnas por cortante



Longitud en la zona de Confinamiento (l_o):

$$H/6 \rightarrow 290/6 = 48.33 \text{ cm}$$

$$\text{Max (a, b)} \rightarrow 50.50 = 50.00 \text{ cm}$$

Espaciamiento dentro de (l_o), S :

$$8db \rightarrow 8 * 2.52 = 20.32 \text{ cm}$$

$$b/2, T/2 \rightarrow 25,25 = 25.00 \text{ cm}$$

$$10 \text{ cm} \rightarrow 10.00 \text{ cm}$$

Espaciamiento fuera de (l_o), S' :

$$48db \rightarrow 48 * 0.95 = 45.60 \text{ cm}$$

$$16db \rightarrow 16 * 2.52 = 40.64 \text{ cm}$$

$$b \text{ o } T \rightarrow 50.00 \text{ cm}$$

$$30 \text{ cm} \rightarrow 30.00 \text{ cm}$$

Espaciamiento dentro del nudo S'' :

$$15 \text{ cm} \rightarrow 15.00 \text{ cm}$$

Usar espaciamiento igual a 15 cm

4.4.5 Diseño de placas

Datos de los esfuerzos de la placa X2 obtenidos del programa SAP 2000.

DATOS DE PLACA X2			
COMBO	P	V2	M3
1.4CM+1.7CV	206.892	-0.6293	-22.53214
1.4CM+1.7CV1	155.4037	-0.2074	-12.52689
1.4CM+1.7CV2	155.6328	-0.4926	-13.81726
1.25CM+1.25CV-1SX	189.1186	319.8202	2410.72893
1.25CM+1.25CV1+1SX	151.2596	326.1305	2418.08573
1.25CM+1.25CV1-1SX	151.2596	326.1305	2418.08573
1.25CM+1.25CV2+1SX	151.428	318.9208	2417.13693
1.25CM+1.25CV2-1SX	151.428	318.9208	2417.13693
0.9CM+1SX	112.3963	320.0923	2420.87734
0.9CM+SX	112.3963	320.0923	2420.87734
1.25CM+1.25CV+1SX	189.1186	319.8202	2410.72893
1.25CM+1.25CV+1SY	191.5171	94.1494	664.76376
1.25CM+1.25CV-1SY	191.5171	94.1494	664.76376
1.25CM+1.25CV1+1SY	153.6581	94.4596	672.12056
1.25CM+1.25CV1-1SY	153.6581	94.4596	672.12056
1.25CM+1.25CV2+1SY	153.6581	94.4596	672.12056
1.25CM+1.25CV2-1SY	153.8265	94.25	671.17175
0.9CM+1SY	114.7948	94.4215	674.91217
0.9CM-1SY	114.7948	94.4215	674.91217
ENVOLVENTE	206.892	326.1305	2420.87734

Verificación si tenemos que diseñar por columna o viga

Datos de placa X2					
Combo	Pu	P	Viga o columna	Mu (3)	Vu (2)
1.4CM+1.7CV	206.892	336	viga	-22.53214	-0.6293
1.4CM+1.7CV1	155.4037	336	viga	-12.52689	-0.2074
1.4CM+1.7CV2	155.6328	336	viga	-13.81726	-0.4926
1.25CM+1.25CV-1SX	189.1186	336	viga	2410.72893	319.8202
1.25CM+1.25CV1+1SX	151.2596	336	viga	2418.08573	326.1305
1.25CM+1.25CV1-1SX	151.2596	336	viga	2418.08573	326.1305
1.25CM+1.25CV2+1SX	151.428	336	viga	2417.13693	318.9208
1.25CM+1.25CV2-1SX	151.428	336	viga	2417.13693	318.9208
0.9CM+1SX	112.3963	336	viga	2420.87734	320.0923
0.9CM+SX	112.3963	336	viga	2420.87734	320.0923
1.25CM+1.25CV+1SX	189.1186	336	viga	2410.72893	319.8202
1.25CM+1.25CV+1SY	191.5171	336	viga	664.76376	94.1494
1.25CM+1.25CV-1SY	191.5171	336	viga	664.76376	94.1494
1.25CM+1.25CV1+1SY	153.6581	336	viga	672.12056	94.4596
1.25CM+1.25CV1-1SY	153.6581	336	viga	672.12056	94.4596

1.25CM+1.25CV2+1SY	153.6581	336	viga	672.12056	94.4596
1.25CM+1.25CV2-1SY	153.8265	336	viga	671.17175	94.25
0.9CM+1SY	114.7948	336	viga	674.91217	94.4215
0.9CM-1SY	114.7948	336	viga	674.91217	94.4215

Como al hacer la verificación de

$$P = 0.1 * f'c * Ag \geq Pu \rightarrow \text{diseñar como viga}$$

Trabajaremos con la envolvente

Envolvente		
Pu	Mu	Vu
206.89 Ton	2420.88 Ton.m	407.66 Ton

Datos

fy=	4200 kg/cm2
tm=	0.25 m
Pu=	206.89 ton
Vu=	407.66 ton
Mu=	2420.88 ton.m
Lw=	6.40 m
hw=	12.15 m
d=	5.12 m
f'c=	210 kg/cm2
Δ=	0.0095
δu=	0.04988
hw/lw=	1.90



Verificación zona de confinamiento

Realizar tres verificaciones

1. Ubicación del eje neutro:

$$c = \frac{a}{\beta}$$

$$a = 135.715$$

$$\beta = 0.85$$

$$c = 159.665$$

$$\frac{L_w}{600 * \left(\frac{\delta_u}{h_w}\right)} = 259.849$$

$$L_w = 640 \text{ cm}$$

$$\delta_u = 0.049875$$

$$h_w = 12 \text{ m}$$

$$c \geq \frac{L_w}{600 * \left(\frac{\delta u}{h_w}\right)}$$

$$c = 159.665 \text{ cm} < 259.849 \rightarrow \text{no se necesita confinamiento}$$

2. Esfuerzo compresión máx. > 0.20 * f'c

$$\frac{P_U}{A_T} + \frac{M_{uc}}{I_t} = 154.78$$

$$0.2 * f'c = 42$$

Como el esfuerzo de compresión máx. es mayor si necesita confinamiento

3. Si Pu < 0.15*f'c, se elimina la zona de confinamiento

$$P_u = 206.89$$

$$0.15 * f'c = 31.5$$

Como 0.15*f'c es menor que el Pu si necesita confinamiento

Longitud en la zona de confinamiento:

$$c - 0.1 * L_w \rightarrow 159.6 - 0.1 * 640 = 95.66 \text{ cm}$$

$$c/2 \rightarrow 159.6/2 = 79.83 \text{ cm}$$

$$30 \text{ cm} \rightarrow 30.00 \text{ cm}$$

Usar longitud igual a 96 cm

Diseño por cortante

Calculamos el cortante máximo

$$V_n \text{ max} = 2.6 * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

$$V_n \text{ max} = 2.6 * \sqrt{210} * 510 * 25$$

$$V_n \text{ max} = 482.27 \text{ tn}$$

Verificamos en qué caso estamos

1. Caso 1

$$V_u / \phi c \leq 0.27 * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

$$\frac{V_u}{\phi c} = 479.60 \text{ tn}$$

$$0.27 * \sqrt{f'c} * b_w * d = 50.082 \text{ tn}$$

No cumple con el caso 1.

2. Caso 2

$$0.27 * \sqrt{f'c} * b_w * d < V_u / \phi c < 0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

$$\frac{V_u}{\phi c} = 479.60 \text{ tn}$$

$$0.27 * \sqrt{f'c} * b_w * d = 50.082 \text{ tn}$$

$$0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * d = 98.309 \text{ tn}$$

No cumple con el caso 2.

3. Caso 3

$$V_u / \phi c > 0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

$$\frac{Vu}{\phi c} = 479.60 \text{ tn}$$

$$0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d = 98.309 \text{ tn}$$

Como se observa se cumple el caso 3, por lo tanto, pasamos a calcular Vs teniendo en cuenta que no pasa el cortante máximo.

$$Vs = Vu - Vc$$

$$Vs = 407.66 - 98.31 = 381.29 \text{ tn}$$

Calcular refuerzo horizontal por corte	
1/2	1.29
#Ramas=	2.00
Av.ramas=	2.58
Ash/Sh=	0.18
Sh=	14.55
Ph=	0.00711
Phmin=	0.0025
Putilizar=	0.00711

→ 2 φ ½" @ 14.50

*Calcular refuerzo vertical por corte	
Ph=	0.00655
Avv=	83.94 cm ²
1/2	1.29
#Ramas=	2.00
Avramas=	2.58
#varillas=	34.00
Sv=	18.82

→ 2 φ ½" @ 18.00

Verificación por deslizamiento

Acero vertical calculado de 2 φ ½" @ 18.00 es 7224.89 cm²

$$\mu = 0.6 * \lambda = 0.6$$

Carga Muerta	
Pu	Mu
110.98 Ton	-9.45 Ton.m

$$cm = 110.98 * 1000 = 110984.50 \text{ kg}$$

$$Vn = \mu * (0.90 * cm) + (Asv * f'y)$$

$$Vn = 18266651.63 \text{ kg}$$

$$\phi Vn = 0.85 * \frac{18266651.63}{1000}$$

$$\phi Vn = 15526.65 \text{ tn}$$

Como se puede ver el cortante resistente es mayor que el cortante actuante, por consiguiente, no hay deslizamiento.

Acero en los extremos

Diseñar los extremos por flexión

Mcr=	494.64 Ton.m
Mu=	2420.88 Ton.m
Mudiseño=	2420.88 Ton.m
a2=	135.7156872
As.calc=	144.20 cm ²
As.min=	42.67 cm ²
As.máx=	204.00 cm ²
As.usar=	144.20 cm ²

→ 38 ϕ 1" = 193.80 cm²

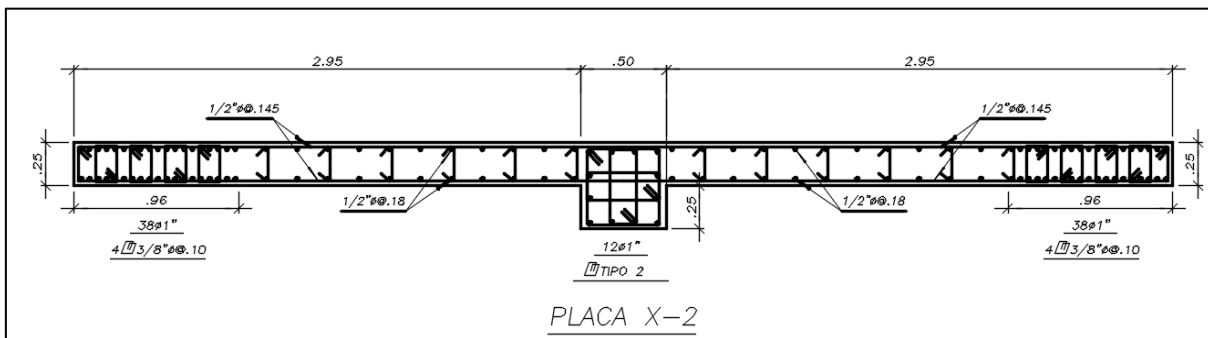
Verificación los esfuerzos del acero propuesto en los extremos, cumple por:

Por compresión:	
Pu =	481.71 Ton
Pn actuante=	965.02 Ton
ϕPn resistente=	675.51 Ton
Por tracción:	
Tu actuante=	394.80 Ton
Tu resistente=	406.98 Ton

Como se puede observar la fuerza por compresión resistente es mayor que la fuerza por compresión actuante, de igual forma la fuerza por tracción resistente es mayor que la fuerza por tracción actuante, se concluyese que los aceros propuestos están correctamente dimensionados.

Estribos en la zona de confinamiento

El acero mínimo a usarse para el estribo en la zona de confinamiento es de 3/8" y el espaciamiento será de 10 cm.



4.4.6 Diseño de losa maciza armada en 2 direcciones

Datos

rec =	2.00 cm
f'c =	210 kg/cm ²
fy =	4200 kg/cm ²
s/c=	550kg/cm ²
Columnas=	50 x 50 cm
Vigas en x	35 x 80
Vigas en x	30 x 60
Vigas en y	35 x 80
Vigas en y	30 x 60

Elemento	peso
Losa	420kg/m ²
Acabados	100kg/m ²
Tabiquería	200kg/m ²
S/C	500kg/m ²
Total	1858kg/m ²

Distancias entre columnas			
Eje X-X	399cm	Eje y-y	462cm
	470cm		480cm
	610cm		450cm
	610cm		485cm
	610cm		352cm
	603cm		355cm

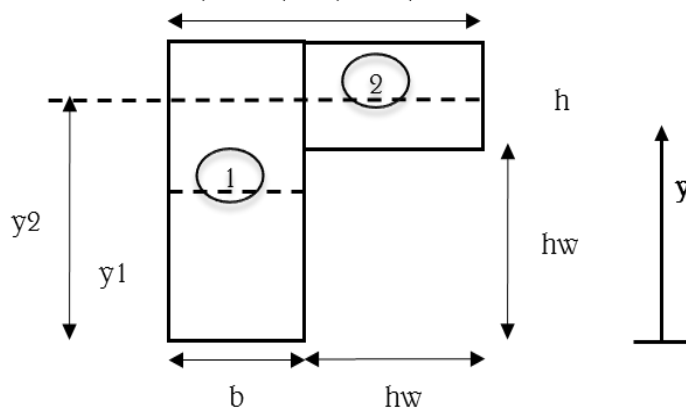
La altura de la losa predimensionado es de 17.50 cm

Cálculo de α :

$$\alpha = \frac{E_{cb} * I_b}{E_{cs} * I_s}$$

Caso viga 35x80 de borde

$$(b+hw) \leq (b+4h)$$



h+hw=	80cm
h=	17.5cm
hw=	62.5cm
b=	35cm

Verificación de $(b+bw) < (b+4h)$, si cumple.

Figura	Dimensiones		Área (cm ²)	\bar{y} , cm	$\bar{y}\bar{A}$, cm ³
1	35cm	75cm	2625	37.5	98437.5
2	58cm	18cm	1006.25	66.25	66664.062
			3631.25		165101.562

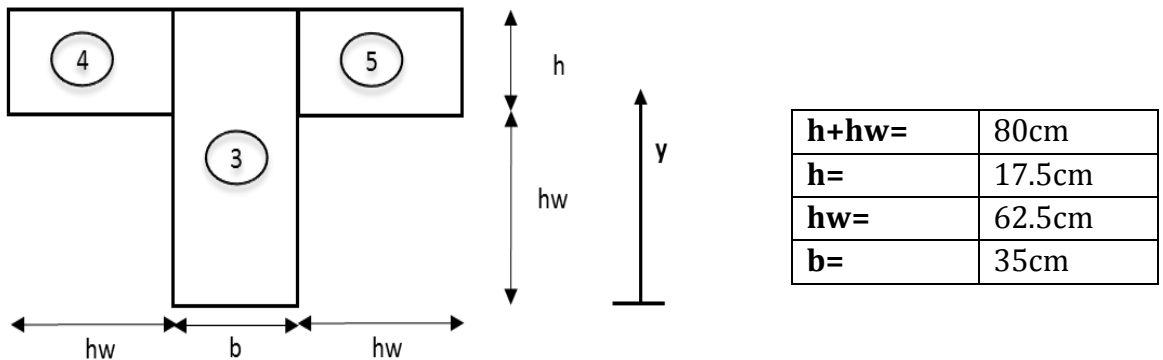
$$\bar{y} = 45.47 \text{ cm}$$

Momento centroidal de inercia con Steiner

$$I_x = \Sigma(\bar{I}_x + A * d_y^2)$$

Figura	Ix	Área (cm2)	dy2	Iviga
1	1230468.7	2625	63	1397080.0
	5			7
2	25680	1006.25	432	460318.55
Ibx	1857399cm4			

Caso viga 35x80 intermedia



Verificación de $(b+bw) < (b+4h)$, si cumple.

Figura	Dimensiones		Área (cm2)	\bar{y}, cm	$\bar{y}\bar{A}, cm^3$
3	35cm	75cm	2625	37.5	98437.5
4	58cm	18cm	1006.25	66.25	66664.0625
5	58cm	18cm	1006.25	66.25	66664.0625
			4637.5		231765.625

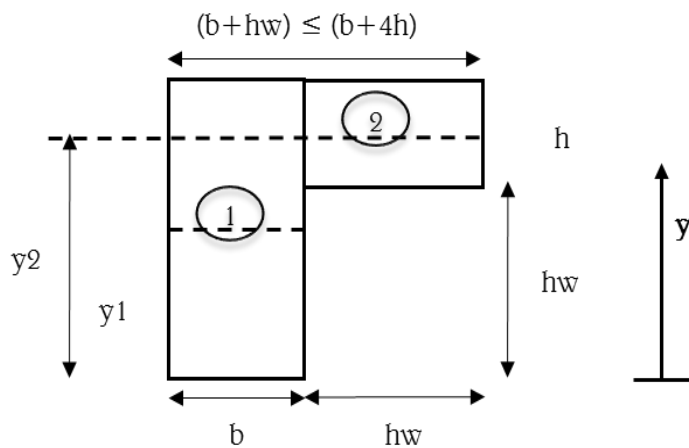
$$\bar{y} = 49.98 \text{ cm}$$

Momento centroidal de inercia con Steiner

$$I_x = \Sigma(\bar{I}_x + A * d_y^2)$$

Figura	Ix	Área (cm2)	dy2	Iviga
3	1230468.75	2625	156	1639078.7
4	25680	1006.25	265	292165.09
5	25680	1006.25	265	292165.09
Ib	2223409cm4			

Caso viga 30x60 de borde



h+hw=	60cm
h=	17.5cm
hw=	42.5cm
b=	35cm

Verificación de $(b+hw) < (b+4h)$, si cumple.

Figura	Dimensiones		Área (cm ²)	\bar{y}, cm	$\bar{y}A, cm^3$
1	25cm	50cm	1250	30	37500
2	43cm	18cm	743.75	51.25	38117.1875
			1993.75		75617.1875

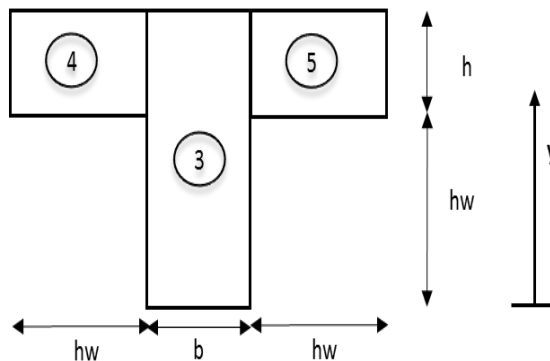
$$\bar{y} = 37.93 \text{ cm}$$

Momento centroidal de inercia con Steiner

$$I_x = \Sigma(\bar{I}_x + A * d_y^2)$$

Figura	I_x	Área (cm ²)	dy^2	I_{viga}
1	260416.6667	1250	63	338965.6265
2	18981	743.75	177	150996.1784
l _{bx}	489962 cm ⁴			

Caso viga 35x80 intermedia



h+hw=	60cm
h=	17.5cm
hw=	42.5cm
b=	35cm

Verificación de $(b+hw) < (b+4h)$, si cumple.

Figura	Dimensiones		Área (cm ²)	\bar{y}, cm	$\bar{y}A, cm^3$
3	35cm	60cm	2100	30	63000
4	43cm	18cm	743.75	51.25	38117.1875
5	43cm	18cm	743.75	51.25	38117.1875
			3587.5		139234.375

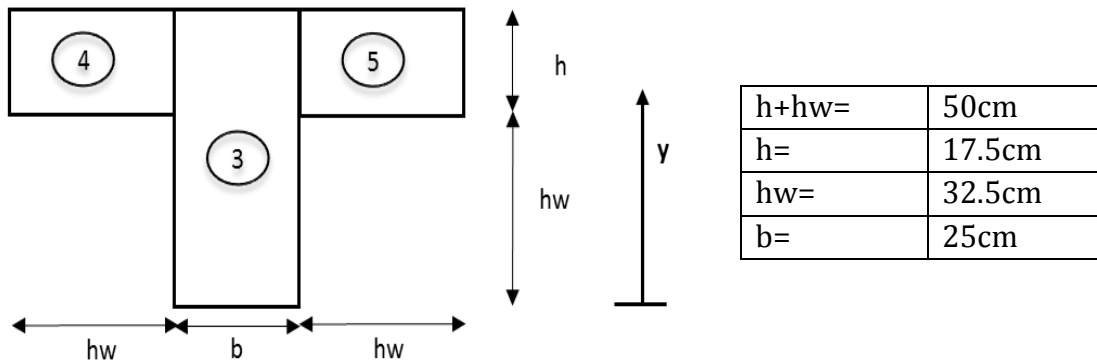
$$\bar{y} = 38.81 \text{ cm}$$

Momento centroidal de inercia con Steiner

$$I_x = \Sigma(\bar{I}_x + A * d_y^2)$$

Figura	Ix	Área (cm2)	dy2	Iviga
3	630000	2100	78	793029.9115
4	18981	743.75	155	134061.0573
5	18981	743.75	155	134061.0573
Ib	1061152 cm ⁴			

Caso viga 35x80 intermedia



Verificación de $(b+bw) < (b+4h)$, si cumple.

Figura	Dimensiones		Área (cm2)	\bar{y}, cm	$\bar{y}A, \text{cm}^3$
3	25cm	50cm	1250	25	31250
4	33cm	18cm	568.75	41.25	23460.9375
5	33cm	18cm	568.75	41.25	23460.9375
			2387.5		78171.875

$$\bar{y} = 32.74 \text{ cm}$$

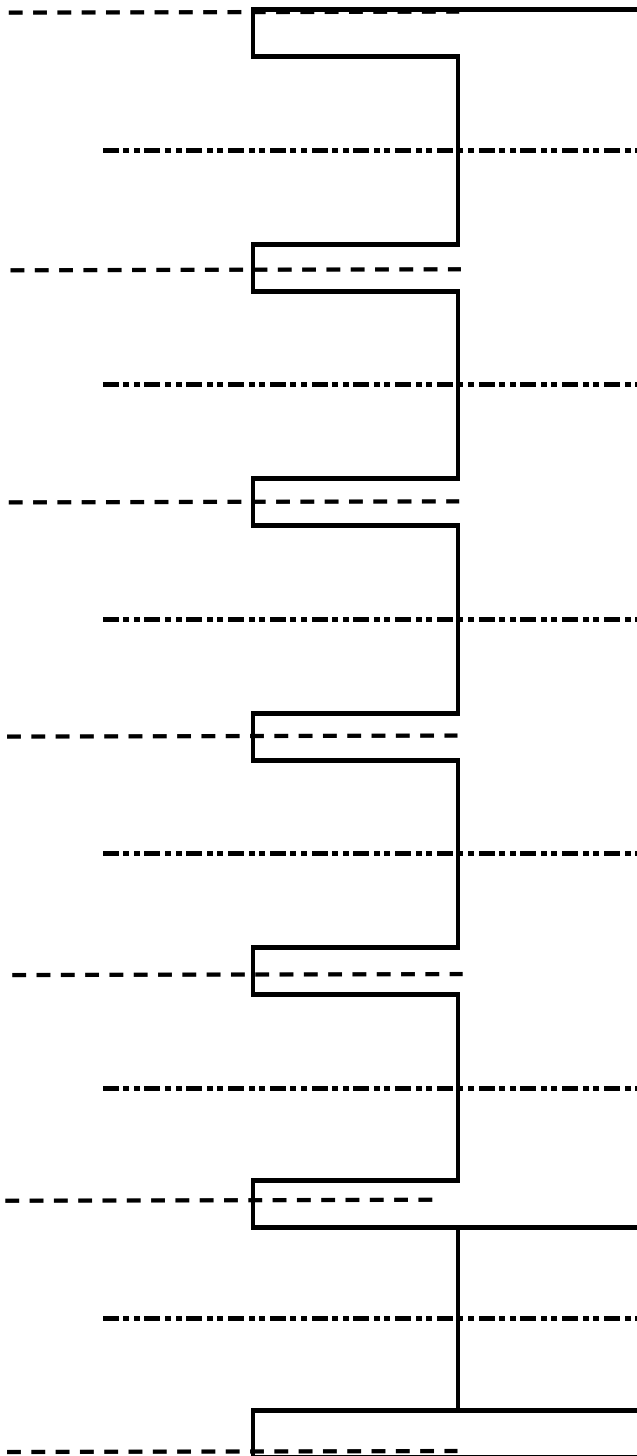
Momento centroidal de inercia con Steiner

$$I_x = \Sigma(\bar{I}_x + A * d_y^2)$$

Figura	Ix	Área (cm2)	dy2	Iviga
3	260416.6667	1250	60	335342.7091
4	14515	568.75	72	55683.12913
5	14515	568.75	72	55683.12913
Ib	446709 cm ⁴			

Luego de calcular la inercia de las vigas y su aporte de las losas macizas, se procedió a calcular la inercia de sección por tramo en el sentido vertical y transversal.

Cálculo de I_s en el sentido Vertical



b1	218.50cm
e	17.50cm
I_s	97585cm⁴

b1+b	471.00cm
e	17.50cm
I_s	210355cm⁴

2b	465.00cm
e	17.50cm
I_s	207676cm⁴

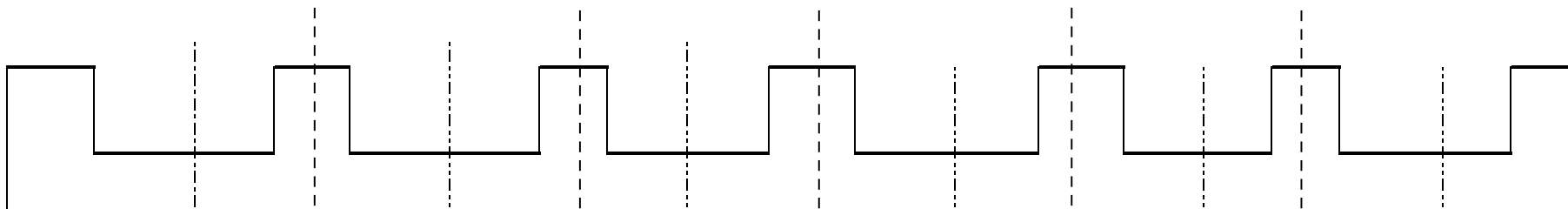
b1+b	467.50cm
e	17.50cm
I_s	208792cm⁴

b1=	418.50cm
e	17.50cm
I_s	186908cm⁴

b1=	353.50cm
e	17.50cm
I_s	157878cm⁴

b1=	165.00cm
e	17.50cm
I_s	73691cm⁴

Cálculo de I_s en el sentido Horizontal



b1	187.00cm
e	17.50cm
Is	83517cm⁴

b1+b	610.00cm
e	17.50cm
Is	272435cm⁴

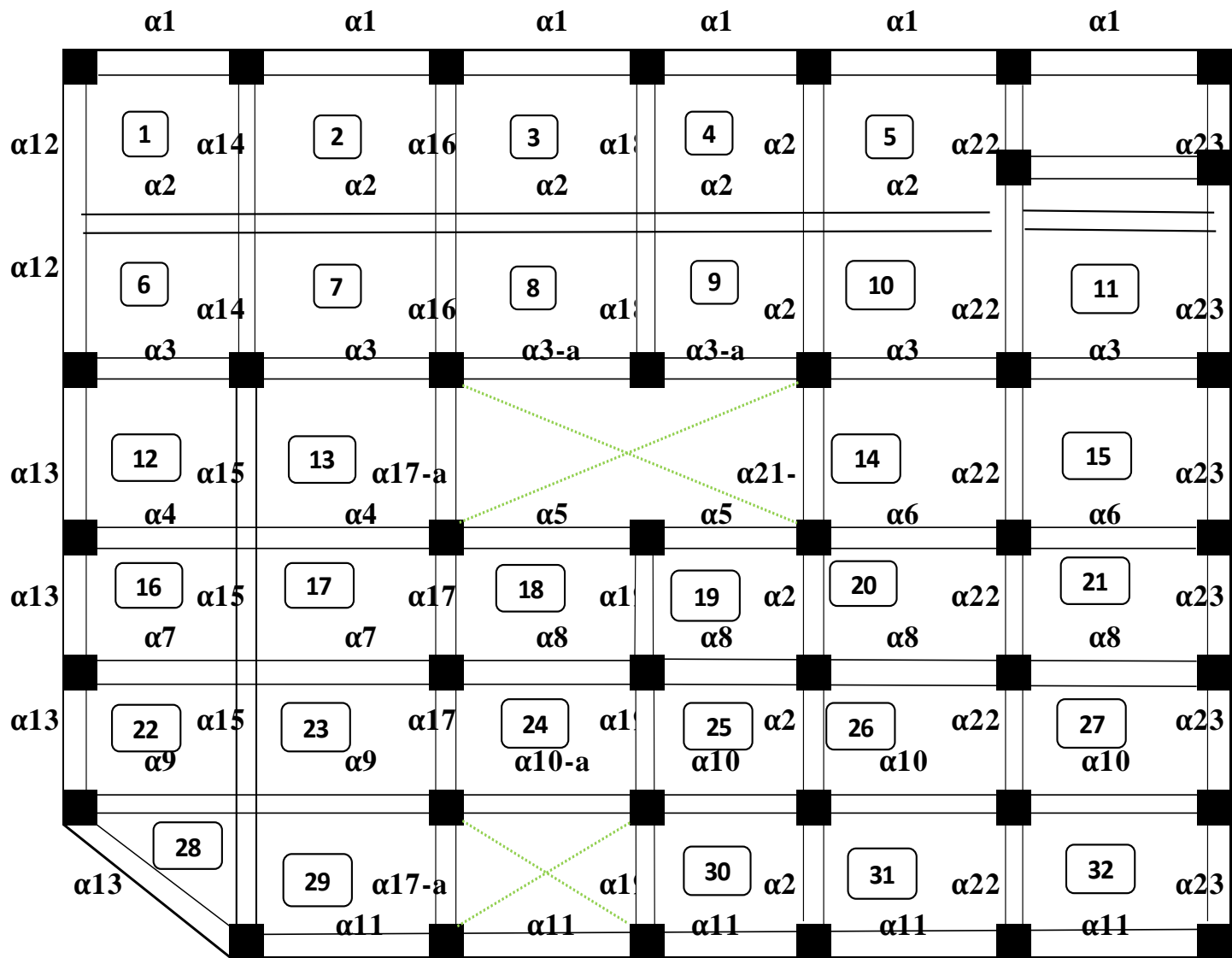
b1+b	434.50cm
e	17.50cm
Is	194054cm⁴

b1=	610.00cm
e	17.50cm
Is	272435cm⁴

b1=	289.00cm
e	17.50cm
Is	129072cm⁴

2b	540.00cm
e	17.50cm
Is	241172cm⁴

b1=	606.50cm
e	17.50cm
Is	270872cm⁴



Cálculo de α por paños y α promedio

eje	Ib	Is	α
1	489962cm ⁴	97585cm ⁴	5.02
2	446709cm ⁴	210355cm ⁴	2.12
3	1061152cm ⁴	207676cm ⁴	5.11
3-a	489962cm ⁴	103838cm ⁴	4.72
4	2223409cm ⁴	208792cm ⁴	10.65
5	489962cm ⁴	104396cm ⁴	4.69
6	1061152cm ⁴	208792cm ⁴	5.08
7	2223409cm ⁴	186908cm ⁴	11.90
8	1061152cm ⁴	186908cm ⁴	5.68
9	2223409cm ⁴	157878cm ⁴	14.08
10	1061152cm ⁴	157878cm ⁴	6.72
10-a	489962cm ⁴	78939cm ⁴	6.21
11	489962cm ⁴	73691cm ⁴	6.65
12	1857399cm ⁴	83517cm ⁴	22.24
13	489962cm ⁴	83517cm ⁴	5.87
14	2223409cm ⁴	194054cm ⁴	11.46
15	446709cm ⁴	194054cm ⁴	2.30
16	2223409cm ⁴	241172cm ⁴	9.22
17	1061152cm ⁴	241172cm ⁴	4.40
17-a	489962cm ⁴	120586cm ⁴	4.06
18	2223409cm ⁴	272435cm ⁴	8.16
19	1061152cm ⁴	272435cm ⁴	3.90
20	2223409cm ⁴	272435cm ⁴	8.16
21	1061152cm ⁴	272435cm ⁴	3.90
21-a	489962cm ⁴	136217cm ⁴	3.60
22	1061152cm ⁴	270872cm ⁴	3.92
23	489962cm ⁴	129072cm ⁴	3.80

Paño	α promedio
1	10.21
2	6.96
3	6.13
4	5.87
5	4.81
6	10.23
7	6.98
8	6.06
9	5.79
10	4.83
11	3.74
12	5.98
13	5.62
14	4.43
15	4.48
16	7.68
17	7.31
18	5.73
19	5.61
20	4.64
21	4.62
22	8.54
23	8.17
24	5.04
25	6.11
26	5.05
27	5.03
28	7.42
29	6.77
30	6.36
31	5.30
32	5.27

Se calculó los momentos positivos y negativos en los dos sentidos en los paños y distribuido como se muestra a continuación

248.60	372.89	248.60	217.17	325.76	217.17	361.82	542.73	361.82	361.82	542.73	361.82	361.82	542.73	361.82			
186.15	558.45	186.15	149.17	447.52	149.17	290.28	870.85	290.28	290.28	870.85	290.28	290.28	870.85	290.28			
627.09	1881.26	627.09	925.35	1388.03	925.35	1581.03	2371.54	1581.03	1581.03	2371.54	1581.03	1581.03	2371.54	1581.03			
1013.59	1520.39	1013.59	643.01	1929.03	643.01	801.94	2405.83	801.94	801.94	2405.83	801.94	938.93	2816.79	938.93	166.23	498.68	166.23
349.19	1047.57	349.19	316.04	948.11	316.04	547.68	1643.04	547.68	547.68	1643.04	547.68	489.63	1468.89	489.63	498.68	1496.03	498.68
506.80	1520.39	506.80	1286.02	1929.03	1286.02	365.12	547.68	365.12	365.12	547.68	365.12	1877.86	2816.79	1877.86	2140.42	3210.62	2140.42
435.81	1307.42	435.81	805.16	2415.49	805.16							985.76	2957.29	985.76	978.24	2934.71	978.24
300.39	901.18	300.39	343.24	1029.72	343.24							500.52	1501.56	500.52	492.06	1476.18	492.06
435.81	1307.42	435.81	805.16	2415.49	805.16							985.76	2957.29	985.76	978.24	2934.71	978.24
518.63	1555.88	518.63	1313.38	1970.07	1313.38	364.11	546.16	364.11	364.11	546.16	364.11	1893.87	2840.81	1893.87	2185.24	3277.86	2185.24
356.01	1068.02	356.01	322.76	968.28	322.76	546.16	1638.48	546.16	546.16	1638.48	546.16	494.55	1483.66	494.55	509.12	1527.36	509.12
518.63	1555.88	518.63	656.69	1970.07	656.69	801.25	2403.76	801.25	801.25	2403.76	801.25	946.94	2840.81	946.94	1092.62	3277.86	1092.62
534.10	1602.29	534.10	529.49	1588.47	529.49	656.88	1970.63	656.88	538.70	1616.10	538.70	538.70	1616.10	538.70	659.95	1979.84	659.95
292.72	878.16	292.72	274.55	823.64	274.55	350.24	1050.72	350.24	352.45	1057.34	352.45	352.45	1057.34	352.45	350.24	1050.72	350.24
534.10	1602.29	534.10	529.49	1588.47	529.49	116.75	350.24	116.75	538.70	1616.10	538.70	538.70	1616.10	538.70	659.95	1979.84	659.95
477.93	1433.80	477.93	589.04	1767.12	589.04				703.10	2109.31	703.10	668.12	2004.36	668.12	699.94	2099.82	699.94
284.54	853.62	284.54	364.44	1093.31	364.44				474.68	1424.05	474.68	356.24	1068.71	356.24	470.55	1411.66	470.55
955.87	1433.80	477.93	242.96	364.44	242.96				316.46	474.68	316.46	237.49	356.24	237.49	313.70	470.55	313.70

194.15	291.22	962.36	807.18	341.91	807.18	852.68	342.55	852.68	852.68	342.55	852.68	852.68	342.55	228.36			
291.22	873.66	1443.55	2421.55	1025.73	2421.55	2558.04	1027.64	2558.04	2558.04	1027.64	2558.04	2558.04	1027.64	342.55			
194.15	291.22	962.36	807.18	341.91	807.18	852.68	342.55	852.68	852.68	342.55	852.68	852.68	342.55	228.36			
174.13	261.19	1255.71	619.29	304.19	619.29	921.82	376.53	921.82	921.82	376.53	921.82	599.18	305.43	1198.36	382.83	297.31	198.21
261.19	783.58	1883.57	1857.88	912.56	1857.88	2765.45	1129.58	2765.45	2765.45	1129.58	2765.45	1797.54	916.29	1797.54	1148.50	891.93	297.31
174.13	261.19	1255.71	619.29	304.19	619.29	921.82	376.53	921.82	921.82	376.53	921.82	599.18	305.43	1198.36	382.83	297.31	198.21
174.64	261.96	1274.22	407.70	290.86	96.95							83.16	249.49	617.62	315.27	250.36	166.90
261.96	785.88	1911.32	1223.09	872.57	290.86							249.49	748.46	926.42	945.82	751.07	250.36
174.64	261.96	1274.22	407.70	290.86	96.95							83.16	249.49	617.62	315.27	250.36	166.90
173.00	259.50	1252.87	620.61	304.73	620.61	944.86	387.85	944.86	944.86	387.85	944.86	622.23	316.76	1244.45	382.83	297.31	765.66
259.50	778.51	1879.31	1861.82	914.19	1861.82	2834.58	1163.56	2834.58	2834.58	1163.56	2834.58	1866.68	950.27	1866.68	1148.50	891.93	1148.50
173.00	259.50	1252.87	620.61	304.73	620.61	944.86	387.85	944.86	944.86	387.85	944.86	622.23	316.76	1244.45	382.83	297.31	765.66
114.39	171.58	461.44	300.98	154.42	300.98	212.02	114.59	212.02	202.80	123.03	202.80	202.80	123.03	405.60	129.05	114.59	76.39
171.58	514.75	692.16	902.95	463.27	902.95	636.05	343.78	636.05	608.40	369.08	608.40	608.40	369.08	608.40	387.16	343.78	114.59
114.39	171.58	461.44	300.98	154.42	300.98	212.02	114.59	212.02	202.80	123.03	202.80	202.80	123.03	405.60	129.05	114.59	76.39
152.59	228.88	764.47	335.62	201.66	134.44				110.52	165.78	228.56	212.02	114.59	212.02	232.48	168.08	112.06
228.88	686.64	1146.71	1006.87	604.99	201.66				165.78	497.34	685.69	636.05	343.78	636.05	697.43	504.25	168.08
152.59	228.88	764.47	335.62	201.66	134.44				110.52	165.78	228.56	212.02	114.59	212.02	232.48	168.08	112.06

Cálculo del área de acero por franja

Datos

f_c =	210kg/cm ²
f_y =	4200kg/cm ²
b =	100.00 cm
h =	17.50 cm
d =	14.50 cm
B1 =	0.85
ρ_{max}/ρ_b =	0.75



Franja columna (1-6-12-16-22-28) en la dirección Y.

Tramo	Mu	ω	ρ	ρ _b	ρ < ρ _{max}	As	As _{min1}	As _{max}	As asum.	As _{Final}	Distribución
M (-)	24859	0.006	0.00031	0.02125	OK	0.455	3.15	23.109	3.15	3.150	4 Ø 3/8" @ 23 cm
M (+)	18615	0.005	0.00023	0.02125	OK	0.341	3.15	23.109	3.15	3.150	4 Ø 3/8" @ 23 cm
M (-)	101359	0.026	0.00130	0.02125	OK	1.878	3.15	23.109	3.15	3.150	4 Ø 3/8" @ 23 cm
M (+)	34918	0.009	0.00044	0.02125	OK	0.640	3.15	23.109	3.15	3.150	4 Ø 3/8" @ 23 cm
M (-)	50679	0.013	0.00064	0.02125	OK	0.932	3.15	23.109	3.15	3.150	4 Ø 3/8" @ 23 cm
M (+)	30039	0.008	0.00038	0.02125	OK	0.551	3.15	23.109	3.15	3.150	4 Ø 3/8" @ 23 cm
M (-)	51862	0.013	0.00066	0.02125	OK	0.954	3.15	23.109	3.15	3.150	4 Ø 3/8" @ 23 cm
M (+)	35600	0.009	0.00045	0.02125	OK	0.653	3.15	23.109	3.15	3.150	4 Ø 3/8" @ 23 cm
M (-)	53409	0.014	0.00068	0.02125	OK	0.982	3.15	23.109	3.15	3.150	4 Ø 3/8" @ 23 cm
M (+)	29272.07	0.007	0.00037	0.02125	OK	0.536	3.15	23.109	3.15	3.150	4 Ø 3/8" @ 23 cm
M (-)	53409.56	0.014	0.00068	0.02125	OK	0.982	3.15	23.109	3.15	3.150	4 Ø 3/8" @ 23 cm
M (+)	28454.02	0.007	0.00036	0.02125	OK	0.521	3.15	23.109	3.15	3.150	4 Ø 3/8" @ 23 cm
M (-)	95586.66	0.024	0.00122	0.02125	OK	1.769	3.15	23.109	3.15	3.150	4 Ø 3/8" @ 23 cm

4.4.7 Longitud de desarrollo

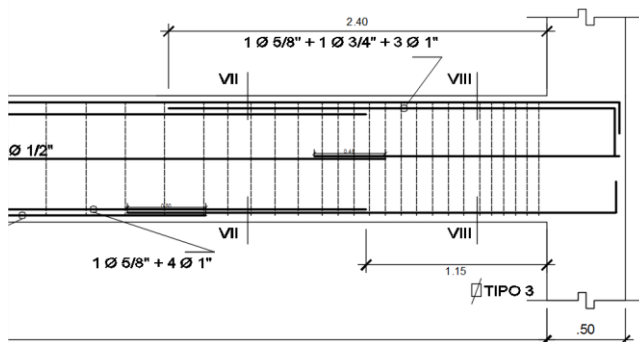
DATOS:	
$f'c=$	210 kg/cm ²
$f_y=$	4200 kg/cm ²
$\Psi_t=$	1
$\Psi_e=$	1
$\lambda=$	1

Translapes

Barr a	ϕ		- 30cm	+30cm	LD _c	LD _g	90°	135°	Clase B
	pulg	cm	LD*	LD*x1.3 ³			12d _b	6d _b	
# 3	3/8	0.95	34	44	21	21	11	6	57
# 4	1/2	1.27	45	58	28	28	15	8	76
# 5	5/8	1.59	56	73	35	35	19	10	95
# 6	3/4	1.91	67	88	41	41	23	11	114
# 8	1	2.54	112	145	55	55	30	15	189

4.4.8 Verificación de acero superior e inferior en vigas

Se escogió el pórtico VI del primero piso, viga de 35x80



DATOS:	
$f'c=$	210 kg/cm ²
$f_y=$	4200 kg/cm ²
$b=$	35 cm
$h=$	80 cm
$rec=$	4 cm

El acero negativo $3\phi 1" + 1\phi 3/4" + 1\phi 5/8"$ es igual a 20.04 cm², resiste un momento de 35.80 tn y en acero positivo es $4\phi 1" + 1\phi 5/8"$ es igual a 22.26 cm², resiste un momento de 39.14 tn.

En ninguna viga el momento positivo es menor que un tercio del momento negativo.

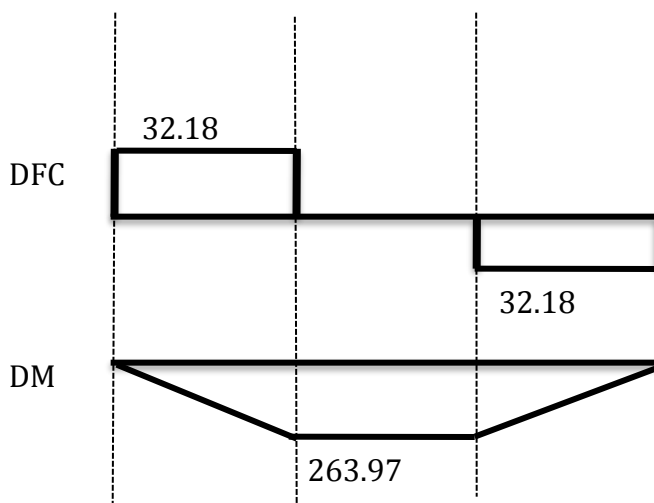
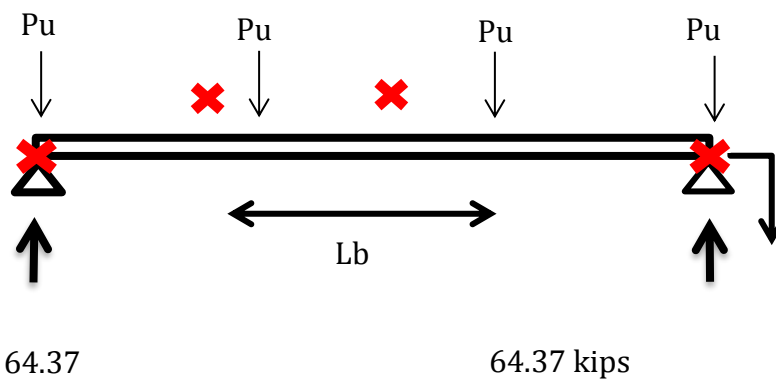
4.5 Diseño de elementos de estructuras metálica

4.5.1 Diseño de viga metálica

Diseño por flexión:

Pu=	32.18 kips
# Correas =	4
cb=	1.67

Cálculo "Cb"	
Ma=	65.99 kips-ft
Mb=	131.99 kips-ft
Mc=	197.98 kips-ft
M(máx)=	263.97 kips-ft
Lb/4=	2.05 ft
(1/2)Lb=	4.10 ft
(3/4)Lb=	6.15 ft
Lb=	8.20 ft



Características del perfil W33x118

Ag=	34.700 in ²
Sx=	359.00 in ⁴
Sy =	32.60 in ⁴
Zx=	415.00 in ⁴
Zy=	51.30 in ⁴
b=	11.50 in ⁴
t=	0.74 in ⁴
Cw=	48300.00 in ⁶
Iy=	187.00 in ⁴
J=	5.30 in ⁴

Mto(máx)=	263.97 kip-in
S=	359.00 in ³
Z=	415.00 in ³
Mp=	14940.00 kip-in
My=	12924.00 kip-in
Mr=	9334.00 kip-in
FCr=	331.25 ksi
Pu=	32183.70 lb
Py=	1249.20 lb
ry=	2.320 in
rx=	337.313 in
x1=	1529.52
x2=	0.037

Verificaciones

Por pandeo local

Hallamos la característica de compacto del perfil

Elementos	No atiestados	Atiestados
	Ala	Alma
$\lambda=$	7.77	54.5
$\lambda_p=$	10.83	94.02
$\lambda_r=$	27.65	156.51
Compacto	VERDADERO	VERDADERO
No compacto	FALSO	FALSO
Esbelta	FALSO	FALSO

Hallamos el momento resistente del perfil (ala)

	Mn(kip-ft)	ϕM_n ((kip-ft)
Sección Compacta	1615.50	1453.95
Sección No Compacta	1540.41	1386.37
Sección Esbelta	867.87	781.09

Hallamos el momento resistente del perfil (alma)

	Mn(kip-ft)	ϕM_n ((kip-ft)
Sección Compacta	130.50	117.45
Sección No Compacta	1540.41	1386.37
Sección Esbelta	9909.94	8918.94

Mn= 1453.95 kips-ft

Pandeo lateral torsional

Lb=	98.43 in
Lp=	52.00 in
Lr=	24.36 in

1° caso	$Lb \leq Lp$	falso
2° caso	$Lp < Lb$ y $Lb \leq Lr$	falso
3° caso	$Lp > Lr$	verdadero

Cálculo el momento resistente del perfil

	Mn	ϕMn
1° caso	14940.00 kip-in	13446
2° caso	40594.26 kip-in	36534.832
3° caso	91862.25 kip-in	82676.028

Mn= 82676.03 kips-ft

Momento resistente mínimo entra las verificaciones por pandeo local y pandeo lateral es 1453.95 kips-ft y comparado con el momento máximo actuante de 263.97 kips-ft cumple el diseño.

Diseño por corte:

DATOS	
d/tw=	59.57
Aw=	6.814 in ²
d=	1.00 in
Tw=	1.00 in
ϕ=	0.9
Fy =	36 Ksi

Verificación de relación entre d/tw

Vn=	0.15 kips	$(d/tw) < 418/\sqrt{fy}$	Verdadero
Vn=	10.25 kips	$418/\sqrt{fy} < (d/tw)$ y $(d/tw) < 523/\sqrt{fy}$	Falso
Vn=	132000 kips	$523/\sqrt{fy} < (d/tw)$	Falso

Vu= 32.18 kips y $\Phi Vn= 53.61$ kips

Se verifica que el cortante actuante es menor que el cortante resistente del perfil

4.5.2 Diseño de conexión simple viga W33x188 – vigueta W18x46

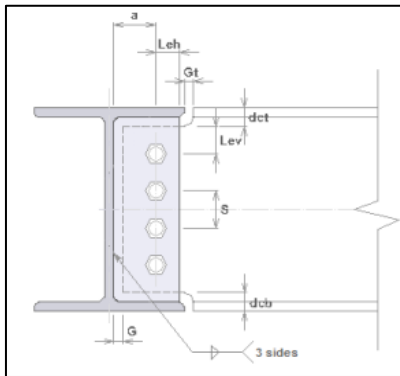
Datos

Vigueta W18X46	
tw=	0.36 pulg
d=	18.10 pulg
Tf=	0.61 pulg
bf=	6.06 pulg
Fy=	50 Ksi
Fu=	65 Ksi

Viga W33X118	
tw=	0.55 pulg
d=	32.90 pulg
Tf=	0.74 pulg
bf=	11.50 pulg
Fy=	50 Ksi
Fu=	65 Ksi

Plancha	
c=	5.93 pulg
dct=	1.82 pulg
dcb=	1.82 pulg

Espaciamientos	
s=	2.73 pulg
Lev=	1.36 pulg
Leh=	1.36 pulg
a=	2.27 pulg
g=	0.45 pulg



Tornillos, Placa y Soldadura		
SMAW- Electrodos E70	Fexx=	70
Soldadura size, alma de la placa	d=1/16	3.64 pulg
Tornillo tipo-A325-N	e=	0.34 pulg
Agujero tipo-STD	db=	0.79 pulg
	dh=	0.81 pulg

Diseño

$$V_u = 24.02$$

$$R_u = \sqrt{P_u^2 + V_u^2} = 24.02 \text{ kips}$$

1. Fuerza del perno en un solo corte

$$A_b = \frac{\pi * d_b^2}{4} = 0.487 \text{ pulg}^2$$

$$\phi R_n = \phi F_{nv} * A_b * n = 78.85 \text{ kips}; n = 4 \rightarrow \text{cumple}$$

2. Aplastamiento del perno en el alma de la placa

$$l_{c1} = L_{ev} - \frac{d_h}{2} = 0.95 \text{ pulg}$$

$$l_c = S - d_h = 1.92 \text{ pulg}$$

$$\phi r_{n1} = \phi (1.2 * l_{c1} * t * F_u) = 19.04 \text{ kips}$$

$$\phi r_{n2} = \phi (1.2 * l_c * t * F_u) = 38.28 \text{ kips}$$

$$\phi r_{nmax} = \phi (2.4 * d * t * F_u) = 31.44 \text{ kips}$$

$$\phi r_n = \min(\phi r_{n1}, \phi r_{nmax}) + (n - 1) * \min(\phi r_{n2}, \phi r_{nmax})$$

$$\phi r_n = 113.35 \text{ kips} \rightarrow \text{cumple}$$

3. Actuación del cortante en el alma de la placa

$$A_{gv} = L * t = 10.722 \text{ pulg}^2$$

$$\phi R_n = \phi * 0.60 * F_y * A_g = 321.65 \text{ kips} \rightarrow \text{cumple}$$

Rotura en el alma de la placa por cortante

$$A_{nv} = \left[L - n \left(d_h + \frac{1}{16} \right) \right] t = 9.427 \text{ pulg}^2$$

$$\phi R_n = \phi * 0.60 * F_u * A_{nv} = 278.68 \text{ kips} \rightarrow \text{cumple}$$

4. Resistencia del bloque de corte en el alma de la placa

$$A_{nt} = \left[L_{eh} - \frac{1}{2} \left(d_h + \frac{1}{16} \right) \right] t = 0.315 \text{ pulg}^2$$

$$A_{nv} = \left[\{(n-1)S + L_{ev}\} - \left\{ \frac{2n-1}{2} \left(d_h + \frac{1}{16} \right) \right\} \right] t = 2.214 \text{ pulg}^2$$

$$A_{gv} = [(n-1) * s + L_{ev}] t = 3.259 \text{ pulg}^2$$

$$\phi R_n = \phi [F_u * A_{nt} + \min(0.6 * F_y * A_{gv}, 0.6 * F_u * A_{nv})]$$

$$\phi R_n = 80.10 \text{ kips} \rightarrow \text{cumple}$$

5. Resistencia admisible de la soldadura

$$\phi R_n = \frac{\phi * 0.6 * F_{exx} * D * 2L}{22.627} = 318.44 \text{ kips} \rightarrow \text{cumple}$$

6. Aplastamiento del perno en la viga soldada

$$l_{c1} = L_{ev} - \frac{d_h}{2} = 0.95 \text{ pulg}$$

$$l_c = S - d_h = 1.92 \text{ pulg}$$

$$\phi r_{n1} = \phi (1.2 * l_{c1} * t * F_u) = 20.09 \text{ kips}$$

$$\phi r_{n2} = \phi (1.2 * l_c * t * F_u) = 40.38 \text{ kips}$$

$$\phi r_{nmax} = \phi (2.4 * d * t * F_u) = 33.17 \text{ kips}$$

$$\phi r_n = \min(\phi r_{n1}, \phi r_{nmax}) + (n-1) * \min(\phi r_{n2}, \phi r_{nmax})$$

$$\phi r_n = 119.58 \text{ kips} \rightarrow \text{cumple}$$

7. Actuación del cortante en la viga soldada

$$h_0 = d - d_{ct} = 16.28 \text{ pulg}; L = h_0$$

$$A_{gv} = L * t = 5.861 \text{ pulg}^2$$

$$\phi R_n = \phi * 0.60 * F_y * A_{gv} = 178.82 \text{ kips} \rightarrow \text{cumple}$$

8. Rotura por cortante en la viga soldada

$$h_0 = d - d_{ct} = 16.28 \text{ pulg}; L = h_0$$

$$A_{nv} = \left[L - n \left(d_h + \frac{1}{16} \right) \right] t = 4.601 \text{ pulg}^2$$

$$\phi R_n = \phi * 0.60 * F_y * A_{gv} = 134.57 \text{ kips} \rightarrow \text{cumple}$$

9. Resistencia del bloque de corte en la viga soldada

$$L_{eh} = a - g = 1.82 \text{ pulg}$$

$$A_{nt} = \left[L_{eh} - \frac{1}{2} \left(d_h + \frac{1}{16} \right) \right] t = 0.496 \text{ pulg}^2$$

$$A_{nv} = \left[\{(n-1)S + L_{ev}\} - \left\{ \frac{2n-1}{2} \left(d_h + \frac{1}{16} \right) \right\} \right] t = 2.336 \text{ pulg}^2$$

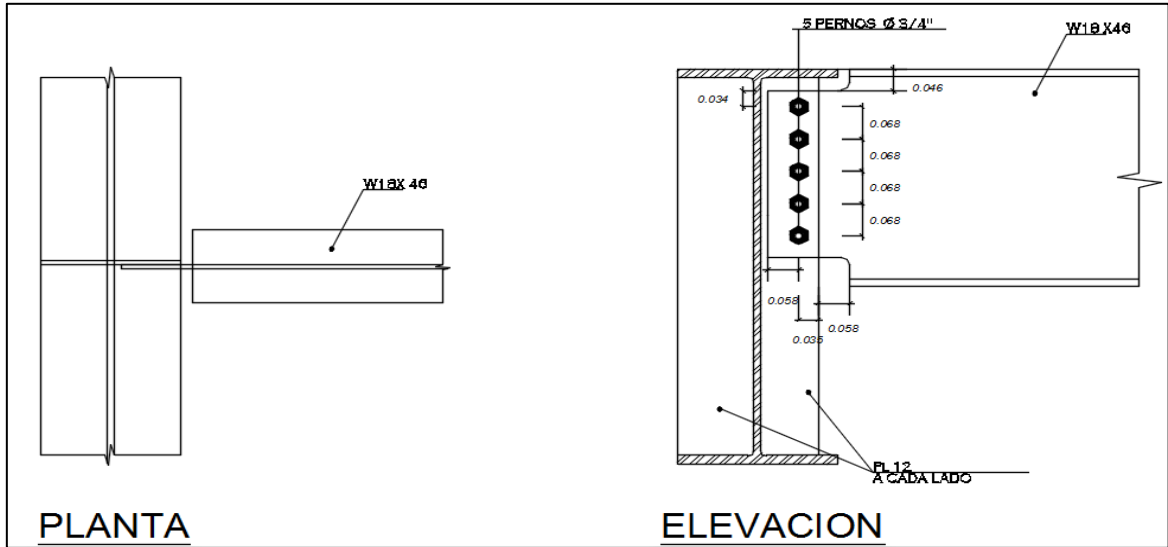
$$A_{gv} = [(n-1) * s + L_{ev}]t = 3.438 \text{ pulg}^2$$

$$\phi R_n = \phi [F_u * A_{nt} + \min(0.6 * F_y * A_{gv}, 0.6 * F_u * A_{nv})]$$

$$\phi R_n = 92.49 \text{ kips} \rightarrow \text{cumple}$$

10. Rotura al corte de la viga soldada

$$t_{\min} = \frac{F_{\text{exx}} * D}{22.62 F_u} = 0.17 \text{ pulg} \rightarrow \text{cumple}$$



4.5.3 Diseño de conexión simple viga W33x188 - viga W18x35

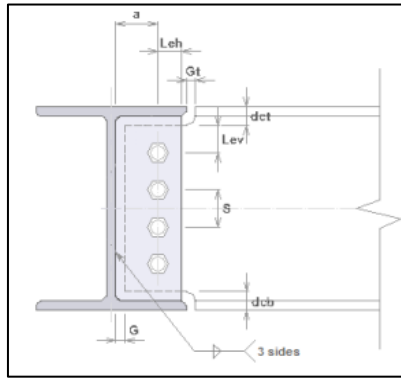
Datos

Vigueta W18X46	
tw=	0.30 pulg
d=	17.70 pulg
Tf=	0.43 pulg
bf=	6.00 pulg
Fy=	50 Ksi
Fu=	65 Ksi

Viga W33X118	
tw=	0.55 pulg
d=	32.90 pulg
Tf=	0.74 pulg
bf=	11.50 pulg
Fy=	50 Ksi
Fu=	65 Ksi

Plancha	
c=	5.94 pulg
dct=	1.85 pulg
dcb=	1.85 pulg

Espaciamientos	
s=	2.77 pulg
Lev=	1.39 pulg
Leh=	1.39 pulg
a=	2.31 pulg
g=	0.46 pulg



Tornillos, Placa y Soldadura		
SMAW- Electroodos E70	F _{exx} =	70
Soldadura size, alma de la placa	d=1/16	3.69 pulg
Tornillo tipo-A325-N	e=	0.35 pulg
Agujero tipo-STD	db=	0.79 pulg
	dh=	0.81 pulg

Diseño

$$V_u = 18.62$$

$$R_u = \sqrt{P_u^2 + V_u^2} = 18.62 \text{ kips}$$

1. Fuerza del perno en un solo corte

$$A_b = \frac{\pi * d_b^2}{4} = 0.487 \text{ pulg}^2$$

$$\phi R_n = \phi F_{nv} * A_b * n = 78.85 \text{ kips}; n = 4 \rightarrow \text{cumple}$$

2. Aplastamiento del perno en el alma de la placa

$$l_{c1} = L_{ev} - \frac{d_h}{2} = 0.98 \text{ pulg}$$

$$l_c = S - d_h = 1.96 \text{ pulg}$$

$$\phi r_{n1} = \phi(1.2 * l_{c1} * t * F_u) = 19.95 \text{ kips}$$

$$\phi r_{n2} = \phi(1.2 * l_c * t * F_u) = 39.70 \text{ kips}$$

$$\phi r_{nmax} = \phi(2.4 * d * t * F_u) = 31.94 \text{ kips}$$

$$\phi r_n = \min(\phi r_{n1}, \phi r_{nmax}) + (n - 1) * \min(\phi r_{n2}, \phi r_{nmax})$$

$$\phi r_n = 113.35 \text{ kips} \rightarrow \text{cumple}$$

3. Actuación del cortante en el alma de la placa

$$A_{gv} = L * t = 10.892 \text{ pulg}^2$$

$$\phi R_n = \phi * 0.60 * F_y * A_g = 326.75 \text{ kips} \rightarrow \text{cumple}$$

4. Rotura en el alma de la placa por cortante

$$A_{nv} = \left[L - n \left(d_h + \frac{1}{16} \right) \right] t = 9.678 \text{ pulg}^2$$

$$\phi R_n = \phi * 0.60 * F_u * A_{nv} = 283.10 \text{ kips} \rightarrow \text{cumple}$$

5. Resistencia del bloque de corte en el alma de la placa

$$A_{nt} = \left[L_{eh} - \frac{1}{2} \left(d_h + \frac{1}{16} \right) \right] t = 0.330 \text{ pulg}^2$$

$$A_{nv} = \left[\{(n-1)S + L_{ev}\} - \left\{ \frac{2n-1}{2} \left(d_h + \frac{1}{16} \right) \right\} \right] t = 2.301 \text{ pulg}^2$$

$$A_{gv} = [(n-1) * s + L_{ev}]t = 3.363 \text{ pulg}^2$$

$$\phi R_n = \phi [F_u * A_{nt} + \min(0.6 * F_y * A_{gv}, 0.6 * F_u * A_{nv})]$$

$$\phi R_n = 83.40 \text{ kips} \rightarrow \text{cumple}$$

6. Resistencia admisible de la soldadura

$$\phi R_n = \frac{\phi * 0.6 * F_{exx} * D * 2L}{22.627} = 322.81 \text{ kips} \rightarrow \text{cumple}$$

7. Aplastamiento del perno en la viga soldada

$$l_{c1} = L_{ev} - \frac{d_h}{2} = 0.98 \text{ pulg}$$

$$l_c = S - d_h = 1.96 \text{ pulg}$$

$$\phi r_{n1} = \phi (1.2 * l_{c1} * t * F_u) = 17.26 \text{ kips}$$

$$\phi r_{n2} = \phi (1.2 * l_c * t * F_u) = 34.35 \text{ kips}$$

$$\phi r_{nmax} = \phi (2.4 * d * t * F_u) = 27.64 \text{ kips}$$

$$\phi r_n = \min(\phi r_{n1}, \phi r_{nmax}) + (n-1) * \min(\phi r_{n2}, \phi r_{nmax})$$

$$\phi r_n = 110.18 \text{ kips} \rightarrow \text{cumple}$$

8. Actuación del cortante en la viga soldada

$$h_0 = d - d_{ct} = 15.85 \text{ pulg}; L = h_0$$

$$A_{gv} = L * t = 4.775 \text{ pulg}^2$$

$$\phi R_n = \phi * 0.60 * F_y * A_{gv} = 142.65 \text{ kips} \rightarrow \text{cumple}$$

9. Rotura por cortante en la viga soldada

$$h_0 = d - d_{ct} = 15.85 \text{ pulg}; L = h_0$$

$$A_{nv} = \left[L - n \left(d_h + \frac{1}{16} \right) \right] t = 3.705 \text{ pulg}^2$$

$$\phi R_n = \phi * 0.60 * F_y * A_{gv} = 108.37 \text{ kips} \rightarrow \text{cumple}$$

10. Resistencia del bloque de corte en la viga soldada

$$L_{eh} = a - g = 1.85 \text{ pulg}$$

$$A_{nt} = \left[L_{eh} - \frac{1}{2} \left(d_h + \frac{1}{16} \right) \right] t = 0.423 \text{ pulg}^2$$

$$A_{nv} = \left[\{(n-1)S + L_{ev}\} - \left\{ \frac{2n-1}{2} \left(d_h + \frac{1}{16} \right) \right\} \right] t = 1.991 \text{ pulg}^2$$

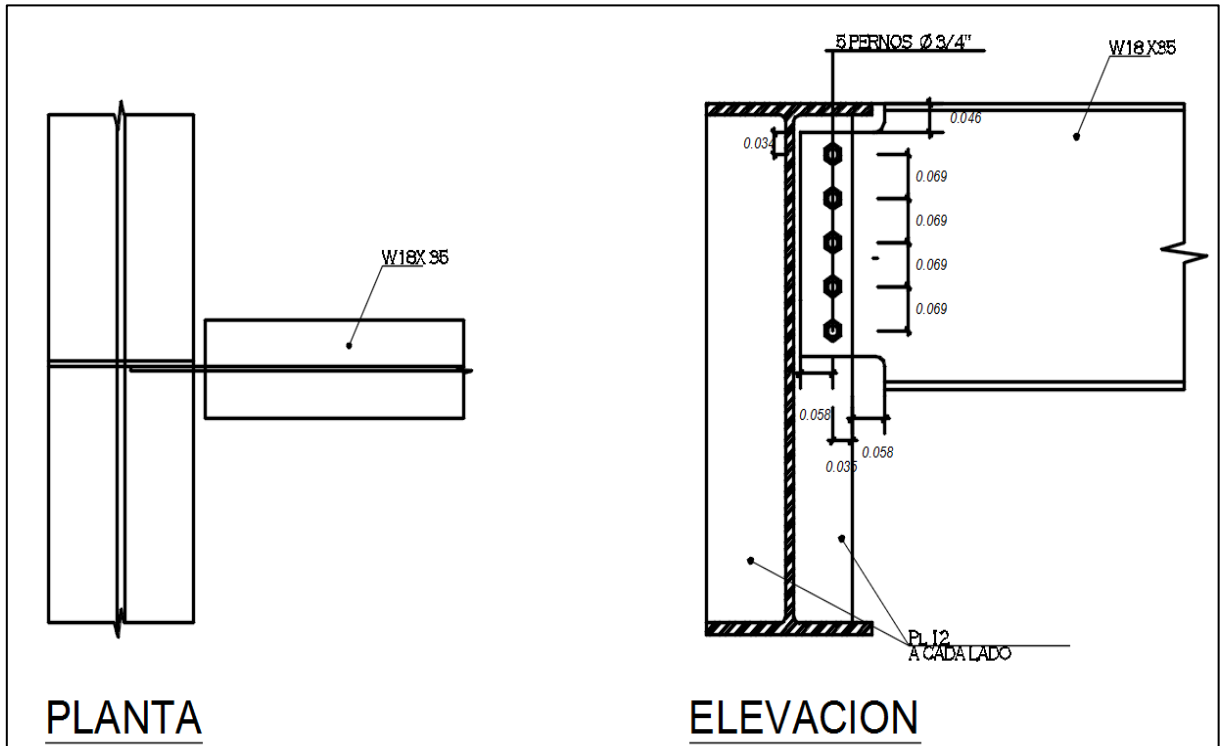
$$A_{gv} = [(n-1) * s + L_{ev}]t = 2.910 \text{ pulg}^2$$

$$\phi R_n = \phi [F_u * A_{nt} + \min(0.6 * F_y * A_{gv}, 0.6 * F_u * A_{nv})]$$

$$\phi R_n = 78.87 \text{ kips} \rightarrow \text{cumple}$$

11. Rotura al corte de la viga soldada

$$t_{\min} = \frac{F_{\text{exx}} * D}{22.62 F_u} = 0.18 \text{ pulg} \rightarrow \text{cumple}$$



4.5.4 Diseño de conexión simple viga W24x62 - vigueta W14x22

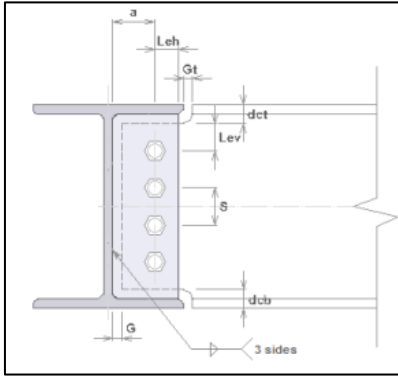
Datos

Vigueta W18X46	
tw=	0.23 pulg
d=	13.70 pulg
Tf=	0.34 pulg
bf=	5.00 pulg
Fy=	50 Ksi
Fu=	65 Ksi

Viga W33X118	
tw=	0.43 pulg
d=	23.70 pulg
Tf=	0.59 pulg
bf=	7.04 pulg
Fy=	50 Ksi
Fu=	65 Ksi

Plancha	
c=	3.76 pulg
dct=	1.82 pulg
dcb=	1.82 pulg

Espaciamientos	
s=	2.73 pulg
Lev=	1.36 pulg
Leh=	1.36 pulg
a=	2.27 pulg
g=	0.45 pulg



Tornillos, Placa y Soldadura		
SMAW- Electroodos E70	F _{exx} =	70
Soldadura size, alma de la placa	d=1/16	3.64 pulg
Tornillo tipo-A325-N	e=	0.34 pulg
Agujero tipo-STD	db=	0.79 pulg
	dh=	0.81 pulg

Diseño

$$V_u = 14.09$$

$$R_u = \sqrt{P_u^2 + V_u^2} = 14.09 \text{ kips}$$

1. Fuerza del perno en un solo corte

$$A_b = \frac{\pi * d_b^2}{4} = 0.487 \text{ pulg}^2$$

$$\phi R_n = \phi F_{nv} * A_b * n = 59.13 \text{ kips}; n = 3 \rightarrow \text{cumple}$$

2. Aplastamiento del perno en el alma de la placa

$$l_{c1} = L_{ev} - \frac{d_h}{2} = 0.95 \text{ pulg}$$

$$l_c = S - d_h = 1.92 \text{ pulg}$$

$$\phi r_{n1} = \phi(1.2 * l_{c1} * t * F_u) = 19.04 \text{ kips}$$

$$\phi r_{n2} = \phi(1.2 * l_c * t * F_u) = 38.28 \text{ kips}$$

$$\phi r_{nmax} = \phi(2.4 * d * t * F_u) = 31.44 \text{ kips}$$

$$\phi r_n = \min(\phi r_{n1}, \phi r_{nmax}) + (n - 1) * \min(\phi r_{n2}, \phi r_{nmax})$$

$$\phi r_n = 81.91 \text{ kips} \rightarrow \text{cumple}$$

3. Actuación del cortante en el alma de la placa

$$A_{gv} = L * t = 7.685 \text{ pulg}^2$$

$$\phi R_n = \phi * 0.60 * F_y * A_g = 230.54 \text{ kips} \rightarrow \text{cumple}$$

4. Rotura en el alma de la placa por cortante

$$A_{nv} = \left[L - n \left(d_h + \frac{1}{16} \right) \right] t = 6.789 \text{ pulg}^2$$

$$\phi R_n = \phi * 0.60 * F_u * A_{nv} = 198.58 \text{ kips} \rightarrow \text{cumple}$$

5. Resistencia del bloque de corte en el alma de la placa

$$A_{nt} = \left[L_{eh} - \frac{1}{2} \left(d_h + \frac{1}{16} \right) \right] t = 0.315 \text{ pulg}^2$$

$$A_{nv} = \left[\{(n-1)S + L_{ev}\} - \left\{ \frac{2n-1}{2} \left(d_h + \frac{1}{16} \right) \right\} \right] t = 1.581 \text{ pulg}^2$$

$$A_{gv} = [(n-1) * s + L_{ev}]t = 2.327 \text{ pulg}^2$$

$$\phi R_n = \phi [F_u * A_{nt} + \min(0.6 * F_y * A_{gv}, 0.6 * F_u * A_{nv})]$$

$$\phi R_n = 61.58 \text{ kips} \rightarrow \text{cumple}$$

6. Resistencia admisible de la soldadura

$$\phi R_n = \frac{\phi * 0.6 * F_{exx} * D * 2L}{22.627} = 228.24 \text{ kips} \rightarrow \text{cumple}$$

7. Aplastamiento del perno en la viga soldada

$$l_{c1} = L_{ev} - \frac{d_h}{2} = 0.95 \text{ pulg}$$

$$l_c = S - d_h = 1.92 \text{ pulg}$$

$$\phi r_{n1} = \phi (1.2 * l_{c1} * t * F_u) = 12.83 \text{ kips}$$

$$\phi r_{n2} = \phi (1.2 * l_c * t * F_u) = 25.80 \text{ kips}$$

$$\phi r_{nmax} = \phi (2.4 * d * t * F_u) = 21.19 \text{ kips}$$

$$\phi r_n = \min(\phi r_{n1}, \phi r_{nmax}) + (n-1) * \min(\phi r_{n2}, \phi r_{nmax})$$

$$\phi r_n = 55.21 \text{ kips} \rightarrow \text{cumple}$$

8. Actuación del cortante en la viga soldada

$$h_0 = d - d_{ct} = 11.88 \text{ pulg} ; L = h_0$$

$$A_{gv} = L * t = 2.732 \text{ pulg}^2$$

$$\phi R_n = \phi * 0.60 * F_y * A_{gv} = 81.97 \text{ kips} \rightarrow \text{cumple}$$

9. Rotura por cortante en la viga soldada

$$h_0 = d - d_{ct} = 11.88 \text{ pulg} ; L = h_0$$

$$A_{nv} = \left[L - n \left(d_h + \frac{1}{16} \right) \right] t = 2.129 \text{ pulg}^2$$

$$\phi R_n = \phi * 0.60 * F_y * A_{gv} = 62.26 \text{ kips} \rightarrow \text{cumple}$$

10. Resistencia del bloque de corte en la viga soldada

$$L_{eh} = a - g = 1.82 \text{ pulg}$$

$$A_{nt} = \left[L_{eh} - \frac{1}{2} \left(d_h + \frac{1}{16} \right) \right] t = 0.317 \text{ pulg}^2$$

$$A_{nv} = \left[\{(n-1)S + L_{ev}\} - \left\{ \frac{2n-1}{2} \left(d_h + \frac{1}{16} \right) \right\} \right] t = 1.065 \text{ pulg}^2$$

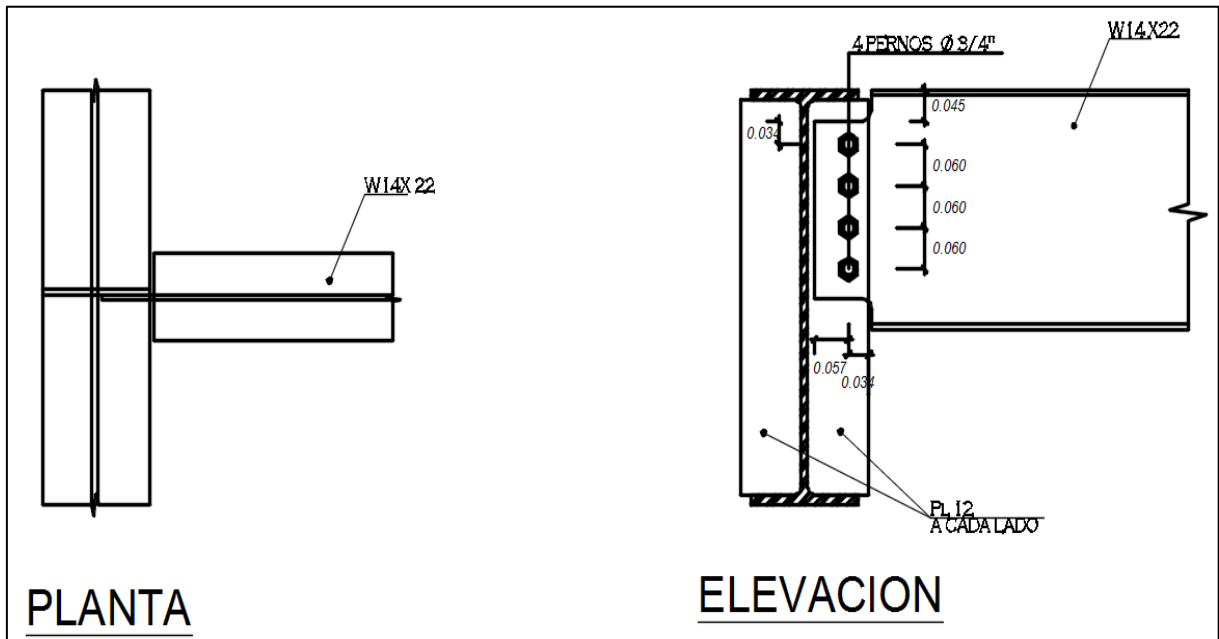
$$A_{gv} = [(n - 1) * s + L_{ev}]t = 1.569 \text{ pulg}^2$$

$$\phi R_n = \phi [F_u * A_{nt} + \min(0.6 * F_y * A_{gv}, 0.6 * F_u * A_{nv})]$$

$$\phi R_n = 46.61 \text{ kips} \rightarrow \text{cumple}$$

11. Rotura al corte de la viga soldada

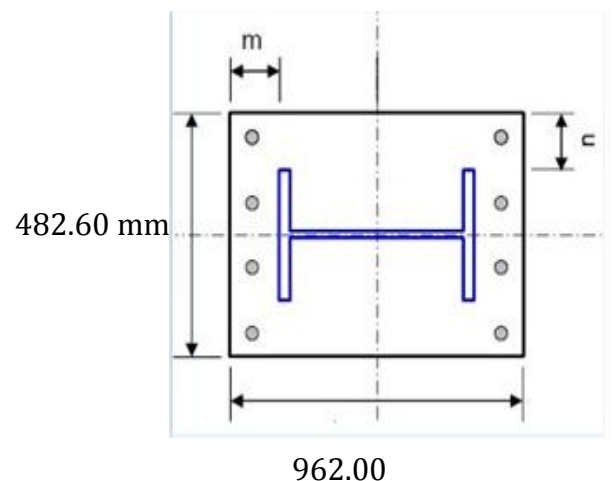
$$t_{\min} = \frac{F_{\text{exx}} * D}{22.62 F_u} = 0.17 \text{ pulg} \rightarrow \text{cumple}$$



4.5.5 Diseño de conexión columna w33x116 a placa base

Datos

columna W30X116	
d=	762 mm
bf=	267 mm
tf=	22 mm
tw=	14.35 mm
H=	3.20m
Z=	4679.00 cm ³
acero	ASTM A-36
Fy=	2530 kg/cm ²



Plancha base	
N=	962.00 mm
B=	482.60 mm

Pedestal	
PN=	1100.00 mm
PB=	950.00 mm
f'c=	280 kg/cm ²
fy=	4200 kg/cm ²
r'c=	75 mm

barras de anclaje	
ED1=	55 mm
ED2=	55 mm
acero	A193 Gr B7
Fur=	8788 kg/cm ²

Soldadura	
Tipo electrodo	E70XX
F _{EXX} =	4920 kg/cm ²

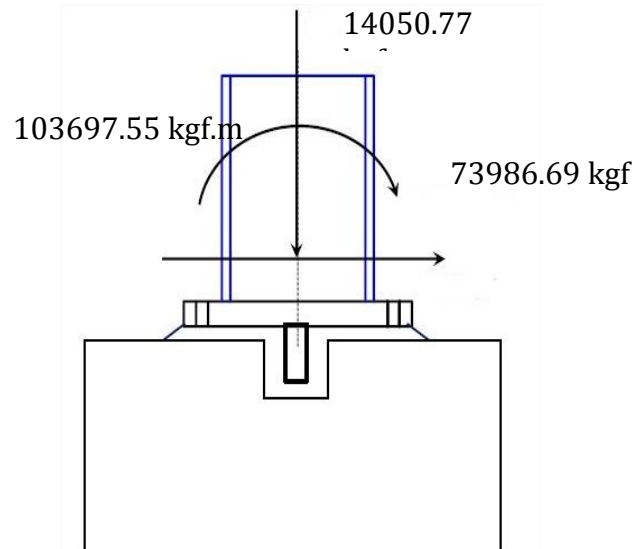
Solicitaciones de diseño

Casos básicos de carga			
Caso	P (kgf)	M (kgf.m)	V (kgf)
CP	34790	463.93	74.3
CV	21728	189.81	125.39
SH	5753.41	-34426.67	1360.95

Casos de cargas mayoradas			
Combinación	P (kgf)	M (kgf.m)	V (kgf)
1.2CP+YCV+ Ω0SH	69872.23	-102628.389	4234.705
1.2CP+YCV - Ω0SH	35351.77	103931.631	-3930.995
0.9CP+ Ω0SH	48571.23	-102862.473	4149.72
0.9CP - Ω0SH	14050.77	103697.547	-4015.98

Cortante por capacidad

$$Vu = 2 * Fy * \frac{z}{h} = 73986.69 \text{ kgf}$$



Diseño de la placa base y barras de anclaje

Verificación de la excentricidad

$$e = \frac{M_u}{P_u} = 738.02 \text{ cm}$$

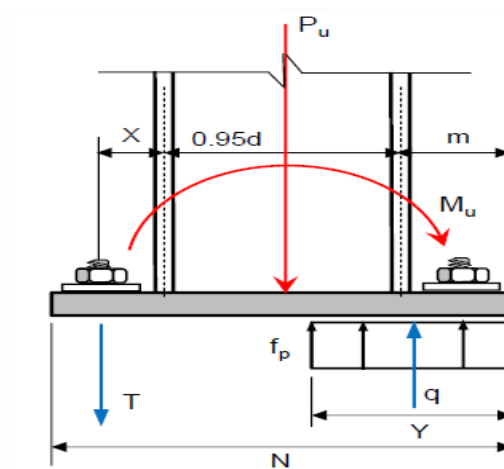
$$\sqrt{A1 + A2} = 1.54 \rightarrow < 2, \phi = 0.65$$

$$f_{p_{\max}} = \phi 0.85 f'_c * \sqrt{A1 + A2} = 238.24 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{\max} = f_{p_{\max}} * B = 11497.37 \text{ kg/cm}^2$$

$$e_{\text{crit}} = \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2 * q_{\max}} = 47.49 \text{ cm}$$

$e > e_{\text{crit}} \rightarrow$ procedimientos para momentos grandes



Bloque de compresión del concreto

$$f = 32.00 \text{ cm}$$

$$\left(f + \frac{n}{2}\right) \geq \left(\frac{2P_u(e + f)}{q_{\max}}\right) 6416.01 \text{ cm} > 1882.06 \text{ cm} \rightarrow \text{cumple}$$

$$Y = \left(f + \frac{n}{2}\right) - \sqrt{\left(f + \frac{n}{2}\right)^2 - \frac{2P_u(e + f)}{q_{\max}}} = 12.77 \text{ cm}$$

Fuerza de tracción en las barras de anclaje

$$T = q_{\max} * Y - P_u = 132717.76 \text{ kgf}$$

$$T_{\text{rod}} = T/n_r = 33179.44 \text{ kgf}$$

Diámetro requerido de las barras de anclaje

$$\phi R_n = \phi F_{nt} * A_b = \phi 0.75 * F_{ur} * A_b \geq T_{\text{rod}}, \phi = 0.75$$

$$d_r \geq \sqrt{\frac{4T_{\text{rod}}}{0.56 * \pi * F_{ur}}} = 2.93 \text{ cm, anclajes diametro} \rightarrow 1\frac{1}{8}$$

Espesor requerido de la plancha base

Flexión de la plancha en la interface de compresión

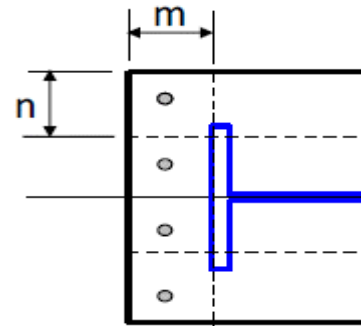
$$m = \frac{N - 0.95d}{2} = 11.91 \text{ cm}$$

$$n = \frac{B - 0.80b_f}{2} = 13.46 \text{ cm}$$

$$l = \max(m, n) = 13.46$$

Para $Y > l$, aplicar la siguiente ecuación

$$M_{pl} = f_{p_{\max}} * \frac{l^2}{2} = 21587.39 \text{ kg.m}$$



Flexión de la plancha en la interface de compresión

$$x = \frac{N - d + t_f}{2} - ED1 = 5.58 \text{ cm}$$

$$M_{pl} = \frac{T * x}{B} = 15343.94 \text{ kg.m}$$

Espesor requerido

$$t_{p_{req}} = \sqrt{\frac{4 * M_{pl}}{0.90 F_{yp}}} = 61.58, \text{ espesor seleccionado} \rightarrow t_p = 60 \text{ mm}$$

Diseño de la plancha base rigidizada

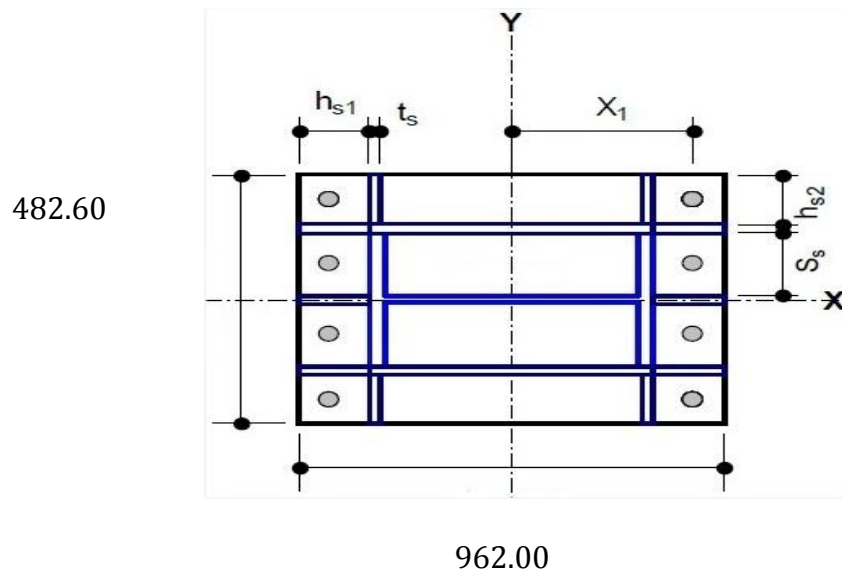
Detalle de los rigidizadores

Table 8-4. Entering and Tightening Clearances, in. Conventional ASTM A325 and A490 Bolts								
Aligned Bolts								
	Nominal Bolt Dia., in.	Socket Dia., in.	H ₁	H ₂	C ₁	C ₂	C ₃	
							Circular	Clipped
	5/8	1 3/4	25/64	1 1/4	1	11/16	11/16	9/16
	3/4	2 1/4	15/32	1 3/8	1 1/4	3/4	3/4	11/16
	7/8	2 1/2	35/64	1 1/2	1 3/8	7/8	7/8	13/16
	1	2 5/8	39/64	1 5/8	1 7/16	15/16	1	7/8
	1 1/8	2 7/8	11/16	1 7/8	1 9/16	1 1/16	1 1/8	1
	1 1/4	3 1/8	25/32	2	1 11/16	1 1/8	1 1/4	1 1/8
	1 3/8	3 1/4	27/32	2 1/8	1 3/4	1 1/4	1 3/8	1 1/4
	1 1/2	3 1/2	15/16	2 1/4	1 5/16	1 5/16	1 1/2	1 5/16

17.46

1 9/16 → 40mm

Geometría propuesta



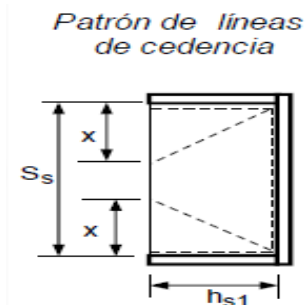
Separación max.	S _s =	150 mm
h _{s1} =(N-d)/2=	h _{s1} =	100 mm
h _{s2} =(B-bf-t _s)/2=	h _{s2} =	99.22 mm

Espesor requerido de la plancha base, método de líneas de cedencia
Flexión de la plancha en la interface de compresión.

Patrón de líneas de cedencia 1

$$x = \frac{-2h_{s1}^2 + h_{s1}\sqrt{4h_{s1}^2 + 6S_s^2}}{2S_s} = 73 \text{ mm}$$

$$M_p = \frac{f_p * h_{s1} * \left(\frac{S_s}{2} - \frac{x}{3}\right)}{\left[\frac{(S_s + 2x)}{h_{s1}} + \frac{4h_{s1}}{x}\right]} = 1430.28 \text{ kg. m}$$



Patrón de líneas de cedencia 2

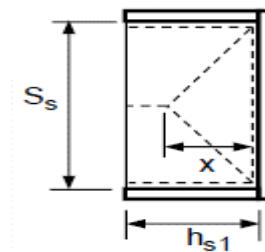
$$x = \frac{-S_s^2 + S_s\sqrt{S_s^2 + 12h_{s1}^2}}{4h_{s1}} = 85.31 \text{ mm}$$

$$M_p = f_p \frac{(3 * S_s * h_{s1} - S_s * x)}{12 \left(\frac{4h_{s1}}{S_s} + \frac{S_s}{x}\right)} = 1444.85 \text{ kg. m}$$

$$L_1 = \max(h_{s1}, sh_{s2}) = 100 \text{ mm}$$

$$L_2 = \min(h_{s1}, sh_{s2}) = 99 \text{ mm}$$

$$x = \frac{-L_2^2 + L_2\sqrt{L_2^2 + 3L_1^2}}{L_1} = 99.61 \text{ mm}$$



$$M_p = \frac{f_p * L_2 \left(\frac{L_1}{2} - \frac{x}{6} \right)}{\left(\frac{2L_2}{x} + \frac{x}{L_2} + \frac{L_1}{L_2} \right)} = 1971.71 \text{ kg. m}$$

Flexión de la plancha en la interface de tracción

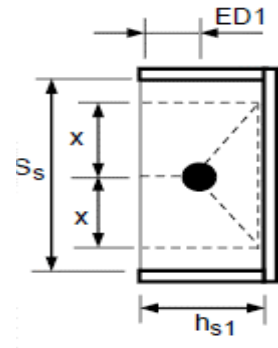
$$x = \min \left(\frac{S_s}{2}, \sqrt{h_{s1} * (h_{s1} - ED1)} \right) = 67 \text{ mm}$$

$$M_p = \frac{T_{rod}}{4 \left[\frac{h_{s1}}{x} + \frac{x}{(h_{s1} - ED1)} \right]} = 2782.18 \text{ kg. m}$$

$$x = \sqrt{h_{s1} * (h_{s1} - ED1)} = 67.08 \text{ mm}$$

$$M_p = \frac{T_{rod}}{2 \left[\frac{h_{s1}}{h_{s2} - ED2} + \frac{h_{s2}}{(h_{s1} - ED1)} \right]} = 3714.38 \text{ kg. m}$$

$$tp_{req} = \sqrt{\frac{4 * M_p}{0.90 F_{yp}}} = 25.54, \text{ espesor seleccionado } \rightarrow tp = 26 \text{ mm}$$



4.6 Diseño de elementos de concreto postensado

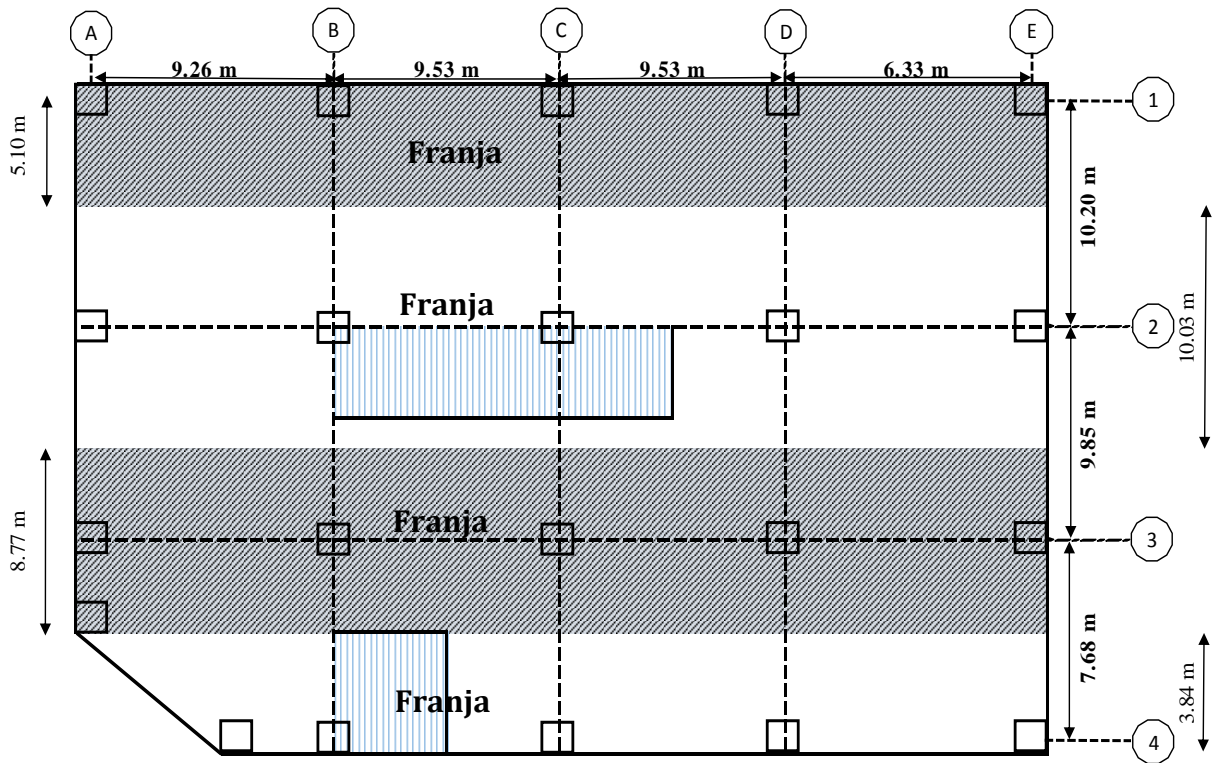
4.6.1 Diseño de losa plana postensada

Cargas

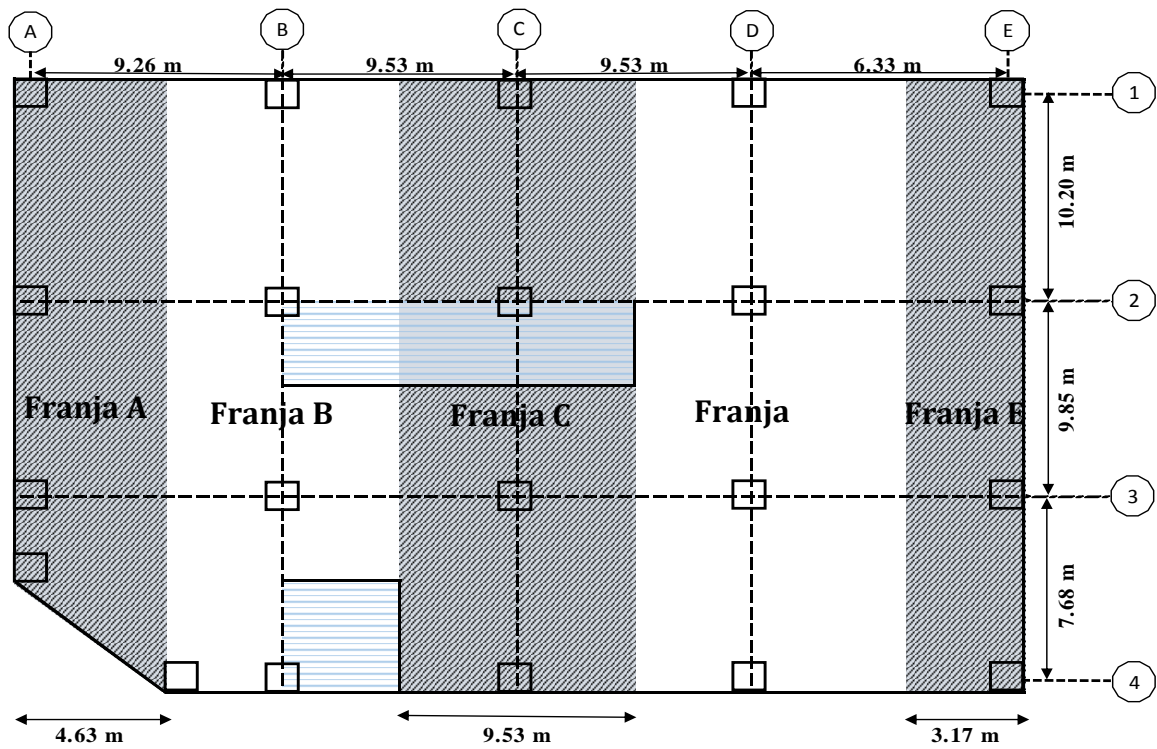
tabiquería	150 kg/m ²
acabados	100 kg/m ²
losa	480 kg/m ²
sobrecarga=	250 kg/m ²
total=	730 kg/m ²
85% total=	620.5 kg/m ²

De acuerdo con la última información, los esfuerzos para claros simples se concentrarán en las franjas de columnas entre el 55 y 60 por ciento del momento, mientras que para claros continuos dentro de las franjas de columnas se concentrarán entre el 65 y 75 por ciento, encontrándose el resto en las franjas centrales en cada caso.

Tomaremos el 85% de la carga muerta que resulta 620.50 kg/m².
Dirección de las franjas en sentido horizontal



Dirección de las franjas en sentido vertical



Comprobación por cortante en las columnas

Datos

$f'c=$	4000.00 Psi
$W_{super}=$	20.00 Psf
$W_{viva}=$	102.41 Psf
$W_{muerta}=$	149.50 Psf

Columna A1	
$W_u=$	411.40 Psf
$V_u=$	125.48 kips
$d=$	6.40 in
$b_0=$	205.29 in
$B_p=$	2.12
$V_c=$	274989.48 psi
$\Phi V_c=$	233.74 kips

Columna B1	
$W_u=$	411.40 Psf
$V_u=$	254.55 kips
$d=$	6.40 in
$b_0=$	205.52 in
$B_p=$	2.43
$V_c=$	301153.73 psi
$\Phi V_c=$	255.98 kips

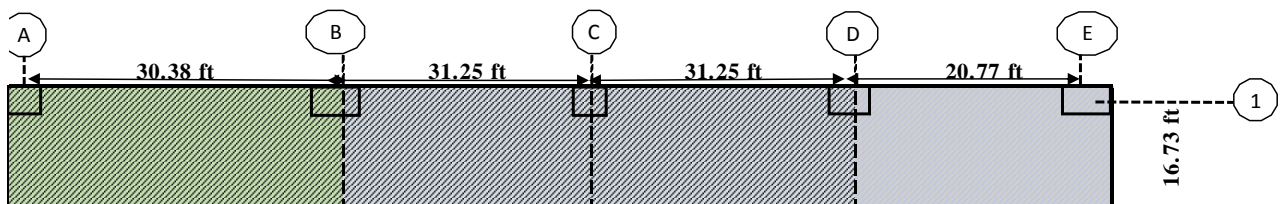
Columna A2	
$W_u=$	411.40 Psf
$V_u=$	246.65 kips
$d=$	6.40 in
$b_0=$	205.53 in
$B_p=$	2.43
$V_c=$	301162.57 psi
$\Phi V_c=$	255.99 kips

Columna B2	
$W_u=$	411.40 Psf
$V_u=$	373.51 kips
$d=$	6.40 in
$b_0=$	205.77 in
$B_p=$	2.43
$V_c=$	301421.45 psi
$\Phi V_c=$	256.21 kips

Columna A3	
$W_u=$	411.40 Psf
$V_u=$	215.65 kips
$d=$	6.40 in
$b_0=$	205.47 in
$B_p=$	2.43
$V_c=$	301094.08 psi
$\Phi V_c=$	255.93 kips

Columna B3	
$W_u=$	411.40 Psf
$V_u=$	437.47 kips
$d=$	6.40 in
$b_0=$	205.71 in
$B_p=$	2.74
$V_c=$	327258.33 psi
$\Phi V_c=$	278.17 kips

Se realizó el cálculo de la franja 1 del eje 1 entre el eje A y eje E



Datos	
Espe ^s or=	7.87 in
Ancho equivalente=	16.73 ft
largo1=	30.38 ft
largo2=	31.25 ft
largo3=	20.77 ft

Tendones	
As=	0.153
fpe=	160
Concreto	
f'c=	4000 Psi
Ec=	4030509

Cargas	149.50 Psf	W _{total} =	4.55 klf
Carga Muerta=	149.50 Psf	W _b =	2.41 klf
C. M. superpuesta=	20.00 Psf	W _{nb} =	2.14 klf
Carga viva=	102.41 Psf	W _{DL-nb} =	0.43 klf

Rigideces

losas	
b=	200.79 in
d=	7.87 in
l1=	364.57 in
l2=	375.00 in
l3=	249.21 in

I=	8168.532674
K1=	361232375.5
K2=	351182340.9
K3=	528437882.6

Columna exterior	
c1=	29.53 in
c2=	29.53 in
l1=	364.57 in
l2=	200.79 in
h=	187.01 in
I=	63347.42136
K=	5461210727
C=	3997.775991
Kt=	1163930793
kte=	1051842806

Columna esquina	
c1=	29.53 in
c2=	29.53 in
l1=	249.21 in
l2=	200.79 in
h=	187.01 in
I=	63347.421
K=	5.461E+09
C=	3997.776
Kt=	1.164E+09
kte=	1.052E+09

Columna externa arriba	
c1=	29.53 in
c2=	29.53 in
l1=	364.57 in
l2=	200.79 in
h=	145.67 in
I=	63347.42136
K=	7011013771
C=	3997.775991
Kt=	1163930793
kte=	1074721086

Columna externa arriba	
c1=	29.53 in
c2=	29.53 in
l1=	249.21 in
l2=	200.79 in
h=	145.67 in
I=	63347.42136
K=	7011013771
C=	3997.775991
Kt=	1163930793
kte=	1074721086

Factor de distribución para momentos continuos

Cálculo de rigideces A

losa=	361232375.5
columna=	1051842806
Σ =	1413075182

losa=	0.255635638
columna=	0.744364362

Cálculo de rigideces B, C y D

losa=	351182340.9
columna=	1051842806
Σ =	1403025147

losa=	0.250303668
columna=	0.749696332

Cálculo de rigideces E

losa=	528437882.6
columna=	1051842806
Σ =	1580280689

losa=	0.33439495
columna=	0.66560505

Cálculo de rigideces A

losa=	361232375.5
columna=	1074721086
Σ =	1435953462

losa=	0.251562732
columna=	0.748437268

Cálculo de rigideces B, C y D

losa=	351182340.9
columna=	1074721086
Σ =	1425903427

losa=	0.246287606
columna=	0.753712394

Cálculo de rigideces E

losa=	528437882.6
columna=	1074721086
Σ =	1603158969

losa=	0.329622884
columna=	0.670377116

Se realizó el análisis de la distribución de momentos por carga balanceada.

DISTRIBUCION DE MOMENTOS DE CARGA BALANCEADA																					
			2.46						2.46						2.46						
Distribucion de Momentos			30.38 ft				31.25 ft				31.25 ft				20.77 ft						
Cuadrículo 1, A-B		A			B				C				D				E				
Carga Balanceada		columna	columna	losa	losa	columna	columna	losa	losa	columna	columna	losa	losa	columna	columna	losa	losa	columna	columna		
w(klf)=	2.41 klf	arriba	abajo			arriba	abajo			arriba	abajo			arriba	abajo			arriba	abajo		
Factor de distribucion		0.74436	0.748437	0.25564	0.2503	0.75371	0.7497	0.2503	0.2503	0.75371	0.749696	0.2503	0.2503	0.75371	0.749696	0.2503	0.33439	0.67038	0.66561		
Momento final fijo		-	-	185.424	-185.42	-	-	196.188	-196.19	-	-	196.188	-196.19	-	-	86.6464	-86.646	-	-		
D		-138.02	-138.78	-47.40	-2.69	-8.11	-8.07	-2.69	0.00	0.00	0.00	0.00	27.42	82.56	82.12	27.42	28.97	58.09	57.67		
CO				-1.35	-23.70			0.00	-1.35			13.71	0.00			14.49	13.71				
D		1.00	1.01	0.34	6.61	17.86	17.77	5.93	-3.09	-9.32	-9.27	-3.09	-3.63	-10.92	-10.86	-3.63	-4.58	-9.19	-9.13		
CO				3.30	0.17			-1.55	2.97			-1.81	-1.55			-2.29	-1.81				
D		-2.46	-2.47	-0.84	-1.53	1.04	1.03	0.34	-0.29	-0.87	-0.86	-0.29	0.96	2.89	2.88	0.96	0.61	1.22	1.21		
CO				-0.76	-0.42			-0.14	0.17			0.48	-0.14			0.30	0.48				
D		0.57	0.57	0.20	0.02	0.43	0.42	0.14	-0.16	-0.49	-0.49	-0.16	-0.04	-0.12	-0.12	-0.04	-0.16	-0.32	-0.32		
CO				0.01	0.10			-0.08	0.07			-0.02	-0.08			-0.08	-0.02				
D		-0.01	-0.01	0.00	-0.06	-0.01	-0.01	0.00	-0.01	-0.04	-0.04	-0.01	0.04	0.12	0.12	0.04	0.01	0.01	0.01		
CO				-0.03	0.00			-0.01	0.00			0.02	-0.01			0.00	0.02				
D		0.02	0.02	0.01	0.00	0.01	0.01	0.00	0.00	-0.01	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.01	-0.01	-0.01		
CO				0.00	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00				
Momento Final		-138.90	-139.66	-138.90	-206.93	11.21	11.15	-198.13	-197.89	-10.73	-10.67	-205.00	-173.21	74.54	74.15	-123.82	-49.43	49.79	49.43		
En la seccion critica				-104.17	-155.2			-148.596	-148.42			-153.75	-129.91			-92.864	-37.075				
Transferencia de Momento positivo centro		138.896			8.800				7.111				49.396				49.434				
Cortante		34.381			38.860				37.676				38.685				28.615				
Seccion critica		28.449			32.928				31.744				31.729				32.753				
Reaccion		34.381			76.535				76.346				65.266				21.451				
Comprobar		Carga aplicada = 273.98			Suma de reacciones = 273.979																

DISTRIBUCION DE MOMENTOS DE CARGA NO BALANCEADA (ESCENARIO # 1)																											
			2.46						2.46						2.46												
Distribucion de Momentos			30.38 ft				31.25 ft				31.25 ft				20.77 ft												
Cuadricul 1, A-B		A			B				C				D				E										
Carga no Balanceada		columna	columna	losa	losa	columna	columna	losa	losa	columna	columna	losa	losa	columna	columna	losa	losa	columna	columna								
w(klf)=	2.14 klf	arriba	abajo			arriba	abajo			arriba	abajo			arriba	abajo			arriba	abajo								
Factor de distribucion		0.744364	0.748437	0.25564	0.2503	0.753712	0.749696	0.2503	0.2503	0.753712	0.749696	0.2503	0.2503	0.753712	0.749696	0.2503	0.33439	0.670377	0.665605								
Momento final fijo		-	-	164.52	-164.52	-	-	174.071	-174.07	-	-	174.071	-174.07	-	-	76.8782	-76.878	-	-								
D		-122.46	-123.13	-42.06	-2.39	-7.20	-7.16	-2.39	0.00	0.00	0.00	0.00	24.33	73.26	72.86	24.33	25.71	51.54	51.17								
CO				-1.20	-21.03			0.00	-1.20			12.16	0.00			12.85	12.16										
D		0.89	0.89	0.31	5.86	15.85	15.77	5.26	-2.75	-8.27	-8.22	-2.75	-3.22	-9.69	-9.64	-3.22	-4.07	-8.15	-8.10								
CO				2.93	0.15			-1.37	2.63			-1.61	-1.37			-2.03	-1.61										
D		-2.18	-2.19	-0.75	-1.36	0.92	0.91	0.31	-0.26	-0.77	-0.77	-0.26	0.85	2.57	2.55	0.85	0.54	1.08	1.07								
CO				-0.68	-0.37			-0.13	0.15			0.43	-0.13			0.27	0.43										
D		0.50	0.51	0.17	0.02	0.38	0.38	0.13	-0.14	-0.44	-0.43	-0.14	-0.04	-0.11	-0.11	-0.04	-0.14	-0.29	-0.28								
CO				0.01	0.09			-0.07	0.06			-0.02	-0.07			-0.07	-0.02										
D		-0.01	-0.01	0.00	-0.05	-0.01	-0.01	0.00	-0.01	-0.03	-0.03	-0.01	0.04	0.11	0.11	0.04	0.01	0.01	0.01								
CO				-0.03	0.00			-0.01	0.00			0.02	-0.01			0.00	0.02										
D		0.02	0.02	0.01	0.00	0.01	0.01	0.00	0.00	-0.01	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.01	-0.01	-0.01								
CO				0.00	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00										
Momento Final		-123.24	-123.91	-123.24	-183.60	9.94	9.89	-175.79	-175.58	-9.52	-9.47	-181.89	-153.69	66.14	65.79	-109.86	-43.86	44.18	43.86								
En la seccion critica				-92.428	-137.7			-131.844	-131.69			-136.42	-115.27			-82.395	-32.895										
Transferencia de Momento positivo centro		123.237			7.808				6.310				43.827				43.861										
Cortante		93.361			85.419				93.317				38.457														
Seccion critica		30.505			34.479				33.428				33.415			25.389			19.033								
Reaccion		25.242			29.215				28.165				28.152			29.061			27.256			20.126			13.770		
Comprobar		30.505			67.907				67.739				57.908			19.033											
		Carga aplicada = 243.09			Suma de reacciones = 243.092																						

DISTRIBUCION DE MOMENTOS DE CARGA NO BALANCEADA (ESCENARIO # 2)																						
			2.46			2.46			2.46			2.46										
Distribucion de Momentos		30.38 ft						31.25 ft						31.25 ft						0.00 ft		
Cuadrícula 1, A-B	A			B				C				D				E						
Carga no Balanceada	columna	columna	losa	losa	columna	columna	losa	losa	columna	columna	losa	losa	columna	columna	losa	losa	columna	columna				
w(klf)=	2.14 klf	arriba	abajo		arriba	abajo			arriba	abajo			arriba	abajo			arriba	abajo				
Factor de distribucion	0.74436	0.74844	0.255636	0.2503	0.753712	0.7497	0.2503	0.2503	0.75371	0.7497	0.2503	0.2503	0.753712	0.749696	0.2503	0.33439	0.67038	0.665605				
Momento final fijo	-	-	164.5197	-164.52	-	-	174.071	-174.07	-	-	174.071	-174.07	-	-	0	0	-	-				
D	-122.46	-123.13	-42.06	-2.39	-7.20	-7.16	-2.39	0.00	0.00	0.00	0.00	43.57	131.20	130.50	43.57	0.00	0.00	0.00				
CO			-1.20	-21.03			0.00	-1.20			21.79	0.00			0.00	21.79						
D	0.89	0.89	0.31	5.86	15.85	15.77	5.26	-5.15	-15.52	-15.44	-5.15	0.00	0.00	0.00	0.00	-7.28	-14.60	-14.50				
CO			2.93	0.15			-2.58	2.63			0.00	-2.58			-3.64	0.00						
D	-2.18	-2.19	-0.75	-1.36	1.83	1.82	0.61	-0.66	-1.98	-1.97	-0.66	1.56	4.69	4.66	1.56	0.00	0.00	0.00				
CO			-0.68	-0.37			-0.33	0.30			0.78	-0.33			0.00	0.78						
D	0.50	0.51	0.17	-0.06	0.53	0.53	0.18	-0.27	-0.82	-0.81	-0.27	0.08	0.25	0.25	0.08	-0.26	-0.52	-0.52				
CO			-0.03	0.09			-0.14	0.09			0.04	-0.14			-0.13	0.04						
D	0.02	0.02	0.01	-0.07	0.04	0.04	0.01	-0.03	-0.10	-0.10	-0.03	0.07	0.20	0.20	0.07	-0.01	-0.03	-0.03				
CO			-0.03	0.00			-0.02	0.01			0.03	-0.02			-0.01	0.03						
D	0.02	0.02	0.01	0.00	0.01	0.01	0.00	-0.01	-0.03	-0.03	-0.01	0.01	0.02	0.02	0.01	-0.01	-0.02	-0.02				
CO			0.00	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00			-0.01	0.00						
Momento Final	-123.20	-123.88	-123.20	-183.69	11.05	11.00	-174.68	-178.36	-18.44	-18.35	-190.59	-131.85	136.35	135.63	-41.50	15.07	-15.18	-15.07				
En la seccion critica			-92.4014	-137.77			-131.009	-133.77			-142.94	-98.889			-31.123	11.3032						
Transferencia de Momento positivo centro	123.202			9.009				12.226				90.355				-15.071						
	93.335			84.586				99.887				-13.213										
Cortante	30.501			34.483				33.304				33.539			35.301							
Seccion critica	25.238			29.219				28.041				28.276			30.038							
Reaccion	30.501			67.786				68.840				31.542			0.000							
Comprobar	Carga aplicada = 198.670			Suma de reacciones = 198.670																		

DISTRIBUCION DE MOMENTOS DE CARGA NO BALANCEADA (ESCENARIO # 3)																				
				2.46				2.46				2.46				2.46				
Distribucion de Momentos				30.38 ft				31.25 ft				0.00 ft				20.77 ft				
Cuadricul 1, A-B		A			B				C				D				E			
Carga no Balanceada		columna	columna	losa	losa	columna	columna	losa	losa	columna	columna	losa	losa	columna	columna	losa	losa	columna	columna	
w(klf)=	2.14 klf	arriba	abajo			arriba	abajo			arriba	abajo			arriba	abajo			arriba	abajo	
Factor de distribucion		0.744364	0.74844	0.25564	0.2503	0.75371	0.7497	0.2503	0.2503	0.753712	0.749696	0.2503	0.2503	0.75371	0.749696	0.2503	0.33439	0.67038	0.66561	
Momento final fijo		-	-	164.52	-164.52	-	-	174.071	-174.07	-	-	0	0	-	-	76.8782	-76.878	-	-	
D		-122.46	-123.13	-42.06	-2.39	-7.20	-7.16	-2.39	43.57	131.20	130.50	43.57	-19.24	-57.94	-57.64	-19.24	25.71	51.54	51.17	
CO				-1.20	-21.03			21.79	-1.20			-9.62	21.79			12.85	-9.62			
D		0.89	0.89	0.31	5.86	-0.57	-0.57	-0.19	2.71	8.15	8.11	2.71	-8.67	-26.11	-25.97	-8.67	3.22	6.45	6.40	
CO				2.93	0.15			1.35	-0.09			-4.34	1.35			1.61	-4.34			
D		-2.18	-2.19	-0.75	0.01	-1.14	-1.13	-0.38	1.11	3.34	3.32	1.11	-0.74	-2.23	-2.22	-0.74	1.45	2.91	2.89	
CO				0.00	-0.37			0.55	-0.19			-0.37	0.55			0.72	-0.37			
D		0.00	0.00	0.00	0.19	-0.14	-0.13	-0.04	0.14	0.42	0.42	0.14	-0.32	-0.96	-0.96	-0.32	0.12	0.25	0.25	
CO				0.09	0.00			0.07	-0.02			-0.16	0.07			0.06	-0.16			
D		-0.07	-0.07	-0.02	0.01	-0.05	-0.05	-0.02	0.05	0.14	0.14	0.05	-0.03	-0.10	-0.10	-0.03	0.05	0.11	0.11	
CO				0.01	-0.01			0.02	-0.01			-0.02	0.02			0.03	-0.02			
D		0.00	0.00	0.00	0.01	-0.01	-0.01	0.00	0.01	0.02	0.02	0.01	-0.01	-0.04	-0.04	-0.01	0.01	0.01	0.01	
CO				0.00	0.00			0.00	0.00			-0.01	0.00			0.00	-0.01			
Momento Final		-123.83	-124.51	-123.84	-182.10	-9.10	-9.05	-194.84	-128.00	143.27	142.51	-33.07	-5.23	-87.39	-86.92	-63.14	-60.83	61.26	60.82	
En la seccion critica				-92.877	-136.57			-146.128	-96.002			-24.802	-3.9232			-47.353	-45.623			
Transferencia de Momento positivo centro		123.836			12.742				94.934				57.906				60.831			
		93.814			99.686				-19.150				53.334							
Cortante		30.574			34.409		35.560			31.283		0.000		0.000		22.322		22.100		
Seccion critica		25.311			29.146		30.297			26.020		-5.263		-5.263		17.059		16.837		
Reaccion		30.574			69.970				31.283				22.322				22.100			
Comprobar		Carga aplicada = 176.25			Suma de reacciones = 176.248															

DISTRIBUCION DE MOMENTOS DE CARGA NO BALANCEADA (ESCENARIO # 4)																						
			2.46						2.46						2.46							
Distribucion de Momentos			30.38 ft				0.00 ft				31.25 ft				20.77 ft							
Cuadricul 1, A-B		A			B				C				D				E					
Carga no Balanceada		columna	columna	losa	losa	columna	columna	losa	losa	columna	columna	losa	losa	columna	columna	losa	losa	columna	columna			
w(klf)=	2.14 klf	arriba	abajo			arriba	abajo			arriba	abajo			arriba	abajo			arriba	abajo			
Factor de distribucion		0.74436	0.74844	0.25564	0.2503	0.75371	0.7497	0.2503	0.2503	0.75371	0.7497	0.2503	0.2503	0.753712	0.749696	0.2503	0.33439	0.67038	0.66561			
Momento final fijo		-	-	164.52	-164.52	-	-	0	0	-	-	174.071	-174.07	-	-	76.8782	-76.878	-	-			
D		-122.46	-123.13	-42.06	41.18	124.00	123.34	41.18	-43.57	-131.20	-130.50	-43.57	24.33	73.26	72.86	24.33	25.71	51.54	51.17			
CO				20.59	-21.03			-21.79	20.59			12.16	-21.79			12.85	12.16					
D		-15.33	-15.41	-5.26	-5.04	32.27	32.10	10.72	-8.20	-24.69	-24.56	-8.20	2.24	6.73	6.70	2.24	-4.07	-8.15	-8.10			
CO				-2.52	-2.63			-4.10	5.36			1.12	-4.10			-2.03	1.12					
D		1.88	1.89	0.64	-2.02	5.07	5.05	1.68	-1.62	-4.88	-4.86	-1.62	1.54	4.62	4.60	1.54	-0.37	-0.75	-0.74			
CO				-1.01	0.32			-0.81	0.84			0.77	-0.81			-0.19	0.77					
D		0.75	0.76	0.26	-0.50	0.37	0.37	0.12	-0.40	-1.21	-1.21	-0.40	0.25	0.75	0.75	0.25	-0.26	-0.51	-0.51			
CO				-0.25	0.13			-0.20	0.06			0.12	-0.20			-0.13	0.12					
D		0.19	0.19	0.06	-0.06	0.05	0.05	0.02	-0.05	-0.14	-0.14	-0.05	0.08	0.25	0.25	0.08	-0.04	-0.08	-0.08			
CO				-0.03	0.03			-0.02	0.01			0.04	-0.02			-0.02	0.04					
D		0.02	0.02	0.01	-0.01	-0.01	-0.01	0.00	-0.01	-0.04	-0.04	-0.01	0.01	0.03	0.03	0.01	-0.01	-0.03	-0.03			
CO				-0.01	0.00			-0.01	0.00			0.01	-0.01			-0.01	0.01					
Momento Final		-134.95	-135.69	-134.94	-154.16	161.76	160.90	-26.79	-26.99	-162.16	-161.29	-134.44	-172.56	85.64	85.19	-115.80	-41.70	42.01	41.71			
En la seccion critica				-101.21	-115.62			-20.0949	-20.244			-100.83	-129.42			-86.848	-31.277					
Transferencia de Momento		134.942			127.365				107.447				56.758				41.703					
Momento positivo centro		102.230			-26.893				107.609				36.567									
Cortante		31.859			33.124			0.000			32.202			34.641			25.779			18.643		
Seccion critica		26.596			27.861			-5.263			26.939			29.378			20.515			13.380		
Reaccion		31.859			33.124				32.202				60.420				18.643					
Comprobar		Carga aplicada = 176.25			Suma de reacciones = 176.248																	

DISTRIBUCION DE MOMENTOS DE CARGA NO BALANCEADA (ESCENARIO # 5)																						
			2.46						2.46						2.46							
Distribucion de Momentos			30.38 ft				0.00 ft				31.25 ft				0.00 ft							
Cuadrícula 1, A-B		A			B				C				D				E					
Carga no Balanceada		columna	columna	losa	losa	columna	columna	losa	losa	columna	columna	losa	losa	columna	columna	losa	losa	columna	columna			
w(klf)=	2.14 klf	arriba	abajo			arriba	abajo			arriba	abajo			arriba	abajo			arriba	abajo			
Factor de distribucion		0.744364	0.74844	0.25564	0.2503	0.75371	0.7497	0.2503	0.2503	0.75371	0.7497	0.2503	0.2503	0.75371	0.7497	0.2503	0.33439	0.67038	0.66561			
Momento final fijo		-	-	164.52	-164.52	-	-	0	0	-	-	174.071	-174.07	-	-	0	0	-	-			
D		-122.46	-123.13	-42.06	41.18	124.00	123.34	41.18	-43.57	-131.20	-130.50	-43.57	43.57	131.20	130.50	43.57	0.00	0.00	0.00			
CO				20.59	-21.03			-21.79	20.59			21.79	-21.79			0.00	21.79					
D		-15.33	-15.41	-5.26	-5.04	32.27	32.10	10.72	-10.61	-31.94	-31.77	-10.61	5.45	16.42	16.33	5.45	-7.28	-14.60	-14.50			
CO				-2.52	-2.63			-5.30	5.36			2.73	-5.30			-3.64	2.73					
D		1.88	1.89	0.64	-2.02	5.98	5.95	1.99	-2.02	-6.09	-6.06	-2.02	2.24	6.74	6.71	2.24	-0.91	-1.83	-1.81			
CO				-1.01	0.32			-1.01	0.99			1.12	-1.01			-0.46	1.12					
D		0.75	0.76	0.26	-0.58	0.52	0.52	0.17	-0.53	-1.59	-1.58	-0.53	0.37	1.11	1.10	0.37	-0.37	-0.75	-0.75			
CO				-0.29	0.13			-0.26	0.09			0.18	-0.26			-0.19	0.18					
D		0.22	0.22	0.07	-0.08	0.10	0.10	0.03	-0.07	-0.20	-0.20	-0.07	0.11	0.34	0.34	0.11	-0.06	-0.12	-0.12			
CO				-0.04	0.04			-0.03	0.02			0.06	-0.03			-0.03	0.06					
D		0.03	0.03	0.01	-0.02	0.00	0.00	0.00	-0.02	-0.06	-0.06	-0.02	0.02	0.05	0.05	0.02	-0.02	-0.04	-0.04			
CO				-0.01	0.00			-0.01	0.00			0.01	-0.01			-0.01	0.01					
Momento Final		-134.92	-135.65	-134.91	-154.25	162.87	162.00	-25.68	-29.77	-171.08	-170.17	-143.13	-150.72	155.86	155.03	-47.43	17.23	-17.34	-17.22			
En la seccion critica				-101.18	-115.68			-19.2602	-22.329			-107.35	-113.04			-35.575	12.9212					
Transferencia de Momento		134.907			128.565				113.363				103.286				-17.228					
Momento positivo centro		102.204			-27.726				114.179				-15.103									
Cortante		31.855			33.128				0.000				33.179			33.664						
Seccion critica		26.592			27.865				-5.263				27.916			28.401						
Reaccion		31.855			33.128				33.179				33.664			0.000						
Comprobar		Carga aplicada = 131.83			Suma de reacciones = 131.827																	

DISTRIBUCION DE MOMENTOS DE CARGA NO BALANCEADA (ESCENARIO # 6)

DISTRIBUCION DE MOMENTOS DE CARGA NO BALANCEADA (ESCENARIO # 6)																									
			2.46						2.46						2.46										
Distribucion de Momentos			0.00 ft			31.25 ft			0.00 ft			20.77 ft													
Cuadricul 1, A-B		A			B				C				D				E								
Carga no Balanceada	columna	columna	losa	losa	columna	columna	losa	losa	columna	columna	losa	losa	columna	columna	losa	losa	columna	columna							
	w(klf)=	arriba	abajo		arriba	abajo			arriba	abajo			arriba	abajo			arriba	abajo							
Factor de distribucion	2.14 klf	0.74436	0.74844	0.25564	0.2503	0.753712	0.749696	0.2503	0.2503	0.75371	0.7497	0.2503	0.2503	0.75371	0.7497	0.2503	0.33439	0.67038	0.66561						
Momento final fijo		-	-	0	0	-	-	174.071	-174.07	-	-	0	0	-	-	76.8782	-76.878	-	-						
D		0.00	0.00	0.00	-43.57	-131.20	-130.50	-43.57	43.57	131.20	130.50	43.57	-19.24	-57.94	-57.64	-19.24	25.71	51.54	51.17						
CO				-21.79	0.00			21.79	-21.79			-9.62	21.79			12.85	-9.62								
D		16.22	16.30	5.57	10.91	-16.42	-16.33	-5.45	7.86	23.67	23.55	7.86	-8.67	-26.11	-25.97	-8.67	3.22	6.45	6.40						
CO				5.45	2.78			3.93	-2.73			-4.34	3.93			1.61	-4.34								
D		-4.06	-4.08	-1.39	0.67	-5.06	-5.03	-1.68	1.77	5.32	5.29	1.77	-1.39	-4.18	-4.15	-1.39	1.45	2.91	2.89						
CO				0.33	-0.70			0.88	-0.84			-0.69	0.88			0.72	-0.69								
D		-0.25	-0.25	-0.09	0.60	-0.14	-0.14	-0.05	0.38	1.16	1.15	0.38	-0.40	-1.21	-1.21	-0.40	0.23	0.46	0.46						
CO				0.30	-0.04			0.19	-0.02			-0.20	0.19			0.12	-0.20								
D		-0.22	-0.22	-0.08	0.02	-0.11	-0.11	-0.04	0.06	0.17	0.17	0.06	-0.08	-0.23	-0.23	-0.08	0.07	0.13	0.13						
CO				0.01	-0.04			0.03	-0.02			-0.04	0.03			0.03	-0.04								
D		-0.01	-0.01	0.00	0.02	0.01	0.01	0.00	0.01	0.04	0.04	0.01	-0.02	-0.05	-0.05	-0.02	0.01	0.03	0.03						
CO				0.01	0.00			0.01	0.00			-0.01	0.01			0.01	-0.01								
Momento Final		11.68	11.74	11.67	-29.35	-152.93	-152.11	-150.11	-145.81	161.56	160.70	-38.76	-2.97	-89.72	-89.24	-62.43	-61.09	61.52	61.08						
En la seccion critica				8.75201	-22.016			-112.584	-109.36			-29.067	-2.226			-46.82	-45.817								
Transferencia de Momento positivo centro		-11.669			120.757				107.054				59.459				61.089								
Cortante		0.000			0.000			33.559			33.284			0.000			22.275			22.146					
Seccion critica		-5.263			-5.263			28.296			28.021			-5.263			-5.263			17.012			16.883		
Reaccion		0.000			33.559				33.284				22.275				22.146								
Comprobar	Carga aplicada =	111.26			Suma de reacciones =				111.265																

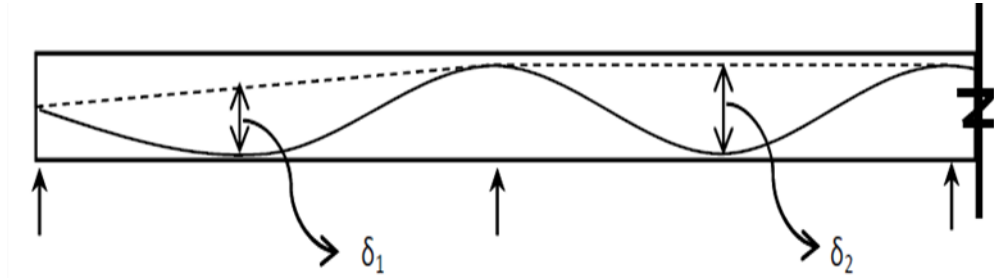
DISTRIBUCION DE MOMENTOS DE CARGA NO BALANCEADA (ESCENARIO #7)																				
			2.46						2.46						2.46					
Distribucion de Momentos		30.38 ft				0.00 ft				0.00 ft				20.77 ft						
Cuadricul 1, A-B		A			B				C				D				E			
Carga no Balanceada		columna	columna	losa	losa	columna	columna	losa	losa	columna	columna	losa	losa	columna	columna	losa	losa	columna	columna	
w(klf)=	2.14 klf	arriba	abajo			arriba	abajo			arriba	abajo			arriba	abajo			arriba	abajo	
Factor de distribucion		0.74436	0.74844	0.25564	0.2503	0.75371	0.7497	0.250304	0.2503	0.75371	0.7497	0.2503	0.2503	0.75371	0.7497	0.2503	0.33439	0.67038	0.66561	
Momento final fijo		-	-	164.52	-164.52	-	-	0	0	-	-	0	0	-	-	76.8782	-76.878	-	-	
D		-122.46	-123.13	-42.06	41.18	124.00	123.34	41.18	0.00	0.00	0.00	0.00	-19.24	-57.94	-57.64	-19.24	25.71	51.54	51.17	
CO				20.59	-21.03			0.00	20.59			-9.62	0.00			12.85	-9.62			
D		-15.33	-15.41	-5.26	-5.04	15.85	15.77	5.26	-2.75	-8.27	-8.22	-2.75	-3.22	-9.69	-9.64	-3.22	3.22	6.45	6.40	
CO				-2.52	-2.63			-1.37	2.63			-1.61	-1.37			1.61	-1.61			
D		1.88	1.89	0.64	-0.66	3.02	3.00	1.00	-0.26	-0.77	-0.77	-0.26	-0.06	-0.18	-0.18	-0.06	0.54	1.08	1.07	
CO				-0.33	0.32			-0.13	0.50			-0.03	-0.13			0.27	-0.03			
D		0.25	0.25	0.08	-0.33	-0.15	-0.15	-0.05	-0.12	-0.36	-0.35	-0.12	-0.04	-0.11	-0.11	-0.04	0.01	0.02	0.02	
CO				-0.17	0.04			-0.06	-0.02			-0.02	-0.06			0.00	-0.02			
D		0.12	0.12	0.04	0.00	0.01	0.01	0.00	0.01	0.03	0.03	0.01	0.01	0.04	0.04	0.01	0.01	0.01	0.01	
CO				0.00	0.02			0.01	0.00			0.01	0.01			0.00	0.01			
D		0.00	0.00	0.00	-0.01	-0.02	-0.02	-0.01	0.00	-0.01	-0.01	0.00	0.00	-0.01	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	
CO				0.00	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00			
Momento Final		-135.54	-136.29	-135.54	-152.65	142.71	141.95	-45.84	20.59	-9.37	-9.32	14.38	-24.10	-67.88	-67.52	-69.07	-58.67	59.09	58.67	
En la seccion critica				-101.66	-114.49			-34.3793	15.4395			10.7871	-18.074			-51.805	-44.005			
Transferencia de Momento positivo centro		135.541			106.814				6.203				44.975				58.673			
		102.682							-12.627				-4.858				51.444			
Cortante		31.928			33.055		0.000		0.000		0.000		0.000		22.712		21.710			
Seccion critica		26.665			27.792		-5.263		-5.263		-5.263		-5.263		17.448		16.447			
Reaccion		31.928			33.055				0.000				22.712				21.710			
Comprobar		Carga aplicada = 109.41			Suma de reacciones = 109.405															

DISTRIBUCION DE MOMENTOS DE CARGA NO BALANCEADA (ESCENARIO # 8)

		2.46			2.46				2.46				2.46															
Distribucion de Momentos		0.00 ft			31.25 ft				31.25 ft				0.00 ft															
Cuadricul 1, A-B		A			B				C				D			E												
Carga no Balanceada		columna	columna	losa	losa	columna	columna	losa	losa	columna	columna	losa	losa	columna	columna	losa	losa	columna	columna									
w(klf)=	2.14 klf	arriba	abajo			arriba	abajo			arriba	abajo			arriba	abajo			arriba	abajo									
Factor de distribucion		0.74436	0.74844	0.25564	0.2503	0.753712	0.749696	0.2503	0.2503	0.75371	0.7497	0.2503	0.2503	0.75371	0.749696	0.2503	0.33439	0.67038	0.66561									
Momento final fijo		-	-	0	0	-	-	174.071	-174.07	-	-	174.071	-174.07	-	-	0	0	-	-									
D		0.00	0.00	0.00	-43.57	-131.20	-130.50	-43.57	0.00	0.00	0.00	0.00	43.57	131.20	130.50	43.57	0.00	0.00	0.00									
CO				-21.79	0.00			0.00	-21.79			21.79	0.00			0.00	21.79											
D		16.22	16.30	5.57	10.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-7.28	-14.60	-14.50									
CO				5.45	2.78			0.00	0.00			0.00	0.00			-3.64	0.00											
D		-4.06	-4.08	-1.39	-0.70	-2.10	-2.09	-0.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.91	2.75	2.73	0.91	0.00	0.00	0.00									
CO				-0.35	-0.70			0.00	-0.35			0.46	0.00			0.00	0.46											
D		0.26	0.26	0.09	0.35	0.53	0.52	0.17	-0.03	-0.08	-0.08	-0.03	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.15	-0.31	-0.30									
CO				0.17	0.04			-0.01	0.09			0.00	-0.01			-0.08	0.00											
D		-0.13	-0.13	-0.04	-0.05	-0.02	-0.02	-0.01	-0.02	-0.07	-0.07	-0.02	0.02	0.07	0.07	0.02	0.00	0.00	0.00									
CO				-0.03	-0.02			-0.01	0.00			0.01	-0.01			0.00	0.01											
D		0.02	0.02	0.01	0.01	0.03	0.02	0.01	0.00	-0.01	-0.01	0.00	0.00	0.01	0.01	0.00	0.00	-0.01	-0.01									
CO				0.00	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00											
Momento Final		12.31	12.37	12.30	-30.95	-132.77	-132.06	-129.95	-196.17	-0.15	-0.15	-196.27	-129.59	134.02	133.31	-40.79	14.81	-14.92	-14.81									
En la seccion critica				9.22755	-23.21			-97.4647	-147.13			-147.21	-97.191			-30.59	11.1095											
Transferencia de Momento positivo centro		-12.303			99.006				0.106				88.802			-14.813												
Cortante		0.000			0.000				31.303				35.540			35.556			31.288			0.000			0.000			
Seccion critica		-5.263			-5.263				26.039				30.277				30.292			26.024			-5.263			-5.263		
Reaccion		0.000			31.303				71.096				31.288			0.000			0.000									
Comprobar	Carga aplicada =	133.69			Suma de reacciones =				133.686																			

TABLA DE RESUMEN DE DISTRIBUCION DE MOMENTOS																	
A	Losa			B	Losa			C	Losa			D	Losa			E	
	izquierdo en la cara del apoyo	cerca del centro del claro	derecha en la cara del apoyo		izquierdo en la cara del apoyo	cerca del centro del claro	derecha en la cara del apoyo		izquierdo en la cara del apoyo	cerca del centro del claro	derecha en la cara del apoyo		izquierdo en la cara del apoyo	cerca del centro del claro	derecha en la cara del apoyo		
Carga Balanceada																	
Momento (k-ft)	138.90	-104.17	105.22	-155.20	8.80	-148.60	96.27	-148.42	7.11	-153.75	105.17	-129.91	49.40	-92.86	43.34	-37.08	49.43
Reaccion y cortante (k)	34.38	28.45	0.00	32.93	76.54	31.74	0.00	31.73	76.35	32.75	0.00	30.72	65.27	22.68	0.00	15.52	21.45
Momento No Balanceado (k-ft)																	
Escenario # 1	123.24	-92.43	93.36	-137.70	7.81	-131.84	85.42	-131.69	6.31	-136.42	93.32	-115.27	43.83	-82.40	38.46	-32.90	43.86
Escenario # 2	123.20	-92.40	93.33	-137.77	9.01	-131.01	84.59	-133.77	12.23	-142.94	99.89	-98.89	90.35	-31.12	-13.21	11.30	-15.07
Escenario # 3	123.84	-92.88	93.81	-136.57	12.74	-146.13	99.69	-96.00	94.93	-24.80	-19.15	-3.92	57.91	-47.35	53.33	-45.62	60.83
Escenario # 4	134.94	-101.21	102.23	-115.62	127.36	-20.09	-26.89	-20.24	107.45	-100.83	107.61	-129.42	56.76	-86.85	36.57	-31.28	41.70
Escenario # 5	134.91	-101.18	102.20	-115.68	128.57	-19.26	-27.73	-22.33	113.36	-107.35	114.18	-113.04	103.29	-35.58	-15.10	12.92	-17.23
Escenario # 6	-11.67	8.75	-8.84	-22.02	120.76	-112.58	113.15	-109.36	107.05	-29.07	-20.86	-2.23	59.46	-46.82	53.56	-45.82	61.09
Escenario # 7	135.54	-101.66	102.68	-114.49	106.81	-34.38	-12.63	15.44	6.20	10.79	-4.86	-18.07	44.97	-51.81	51.44	-44.00	58.67
Escenario # 8	-12.30	9.23	-9.32	-23.21	99.01	-97.46	98.05	-147.13	0.11	-147.21	98.17	-97.19	88.80	-30.59	-12.99	11.11	-14.81
Maximos	135.54	-101.66	102.68	-137.77	128.57	-146.13	113.15	-147.13	113.36	-147.21	114.18	-129.42	103.29	-86.85	53.56	-45.82	61.09
Momentos Amplificados 1.4D+ 1.7L(k-ft)																	
Escenario # 1	403.96	-302.97	306.03	-451.37	25.59	-432.17	279.99	-431.65	20.68	-447.16	305.88	-377.83	143.66	-270.08	126.06	-107.83	143.77
Escenario # 2	403.90	-302.92	305.98	-451.48	27.64	-430.75	278.58	-435.20	30.74	-458.25	317.05	-349.99	222.76	-182.92	38.22	-32.69	43.59
Escenario # 3	404.97	-303.73	306.80	-449.45	33.98	-456.45	304.25	-370.99	171.34	-257.41	114.69	-188.55	167.59	-210.51	151.35	-129.46	172.62
Escenario # 4	423.86	-317.89	321.10	-413.83	228.84	-242.20	89.06	-242.20	192.62	-386.66	330.18	-401.88	165.64	-277.65	122.84	-105.08	140.10
Escenario # 5	423.80	-317.85	321.06	-413.94	230.88	-240.78	87.65	-245.74	202.67	-397.75	341.35	-374.04	244.74	-190.49	35.01	-29.94	39.92
Escenario # 6	174.62	-130.96	132.28	-254.70	217.61	-399.43	327.13	-393.69	191.95	-264.67	111.78	-185.66	170.23	-209.60	151.73	-129.79	173.06
Escenario # 7	424.87	-318.65	321.87	-411.91	193.91	-266.48	113.32	-181.54	20.50	-196.91	138.98	-212.60	145.61	-218.08	148.14	-126.71	168.95
Escenario # 8	173.54	-130.15	131.47	-256.73	180.63	-373.72	301.46	-457.90	10.14	-465.50	314.14	-347.10	220.12	-182.01	38.60	-33.02	44.03
Maximos	424.87	-318.65	321.87	-451.48	230.88	-456.45	327.13	-457.90	202.67	-465.50	341.35	-401.88	244.74	-277.65	151.73	-129.79	173.06
Cortante No Balanceado (k-ft)																	
Escenario # 1	30.50	25.24	0.00	29.22	67.91	28.17	0.00	28.15	67.74	29.06	0.00	27.26	57.91	20.13	0.00	13.77	19.03
Escenario # 2	30.50	25.24	0.00	29.22	67.79	28.04	0.00	28.28	68.84	30.04	0.00	26.28	31.54	-5.26	0.00	-5.26	0.00
Escenario # 3	30.57	25.31	0.00	29.15	69.97	30.30	0.00	26.02	31.28	-5.26	0.00	-5.26	22.32	17.06	0.00	16.84	22.10
Escenario # 4	31.86	26.60	0.00	27.86	33.12	-5.26	0.00	-5.26	32.20	26.94	0.00	29.38	60.42	20.52	0.00	13.38	18.64
Escenario # 5	31.86	26.59	0.00	27.87	33.13	-5.26	0.00	-5.26	33.18	27.92	0.00	28.40	33.66	-5.26	0.00	-5.26	0.00
Escenario # 6	0.00	-5.26	0.00	-5.26	33.56	28.30	0.00	28.02	33.28	-5.26	0.00	-5.26	22.28	17.01	0.00	16.88	22.15
Escenario # 7	31.93	26.67	0.00	27.79	33.06	-5.26	0.00	-5.26	0.00	-5.26	0.00	-5.26	22.71	17.45	0.00	16.45	21.71
Escenario # 8	0.00	-5.26	0.00	-5.26	31.30	26.04	0.00	30.28	71.10	30.29	0.00	26.02	31.29	-5.26	0.00	-5.26	0.00
Maximos	31.93	-26.67	0.00	-29.22	69.97	-30.30	0.00	-30.28	71.10	-30.29	0.00	-29.38	60.42	-20.52	0.00	-16.88	22.15
Momentos Amplificados 1.4D + 1.7D (k-ft)																	
Escenario # 1	99.99	82.74	0.00	95.76	222.59	92.32	0.00	92.28	222.04	95.26	0.00	89.34	189.82	65.97	0.00	45.14	62.39
Escenario # 2	99.98	82.73	0.00	95.77	222.39	92.11	0.00	92.49	223.91	96.92	0.00	87.68	144.99	22.81	0.00	12.78	30.03
Escenario # 3	100.11	82.86	0.00	95.65	226.10	95.95	0.00	88.65	160.07	36.91	0.00	34.06	129.32	60.76	0.00	50.35	67.60
Escenario # 4	102.29	85.04	0.00	93.46	163.46	35.49	0.00	35.47	161.63	91.65	0.00	92.95	194.09	66.63	0.00	44.47	61.73
Escenario # 5	102.29	85.03	0.00	93.47	163.47	35.49	0.00	35.47	163.29	93.31	0.00	91.29	148.60	22.81	0.00	12.78	30.03
Escenario # 6	48.13	30.88	0.00	37.15	164.20	92.54	0.00	92.06	163.47	36.91	0.00	34.06	129.24	60.68	0.00	50.43	67.68
Escenario # 7	102.41	85.16	0.00	93.34	163.34	35.49	0.00	35.47	106.88	36.91	0.00	34.06	129.98	61.42	0.00	49.69	66.94
Escenario # 8	48.13	30.88	0.00	37.15	160.36	88.71	0.00	95.89	227.75	97.35	0.00	87.25	144.56	22.81	0.00	12.78	30.03
Maximos	102.41	85.16	0.00	95.77	226.10	95.95	0.00	95.89	227.75	97.35	0.00	92.95	194.09	66.63	0.00	50.43	67.68

Diseño postensado de la losa plana



Datos

$f'c=$	4000.00 psi
$d=$	8.00 in
$l1=$	30.38 ft
$l2=$	31.25 ft
$f_y=$	60 KSI

$\delta1=$	3.93 in
$\delta2=$	5.50 in
$A_{ps}=$	0.15 in ²
$f_{ps}=$	160 KSI

1. Fuerza requerida

La carga balanceada tomada del resumen de momentos es 2.41klp

$$F_1 = \frac{w_b l^2}{8\delta_1} = 850.199$$

$$F_2 = \frac{w_b l^2}{8\delta_2} = 642.012$$

2. Numero de cables requeridos

$$N = \frac{F}{A_{ps} * f_{ps}} = 34.73 \approx 35$$

Treinta y cinco cables equivalen a una fuerza de 856.8 psi, se calculó las distancias del cable con respecto a la línea de foco de la parábola.

$$\delta_1 = \frac{w_b * L_1^2}{8 * F_{35}} = 3.895$$

$$\delta_1 = \frac{w_b * L_2^2}{8 * F_{35}} = 4.122$$

3. Postensado promedio

$$\delta_g = \frac{N * A_{ps} * f_{ps}}{w d} = 299.773$$

4. Comprobación de tensiones

Tensiones iniciales

$$Z = \frac{l * d^2}{6} = 3888.714$$

$$\sigma_g = 294 \text{ psi}$$

Comprobación momento positivo

$$\sigma < 0.45f'c = 1800$$

Comprobación momento negativo

$$\sigma < -6\sqrt{f'c} = -379$$

Comprobación de refuerzo necesario si,

$$\sigma > 2\sqrt{f'c} = 126.49$$

Tensiones en el apoyo exterior

$$\sigma_t = \sigma_g + \frac{M}{z_t} = -19.90, \text{ cumple}$$

$$\sigma_b = \sigma_g - \frac{M}{z_t} = 607.50, \text{ cumple}$$

Tensiones en la zona intermedia fuera del margen

$$\sigma_t = \sigma_g + \frac{M}{z_t} = 610.60, \text{ cumple}$$

$$\sigma_b = \sigma_g - \frac{M}{z_t} = 23.10, \text{ cumple}$$

Tensiones en la zona crítica interior

$$\sigma_t = \sigma_g + \frac{M}{z_t} = -131.40 \text{ cumple}$$

$$\sigma_b = \sigma_g - \frac{M}{z_t} = 718.90, \text{ cumple}$$

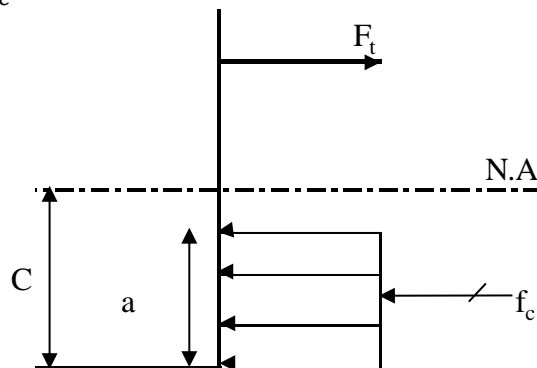
Tensiones en la zona intermedia dentro del margen

$$\sigma_t = \sigma_g + \frac{M}{z_t} = 624.90, \text{ cumple}$$

$$\sigma_b = \sigma_g - \frac{M}{z_t} = -55.40, \text{ cumple}$$

5. Resistencia última a flexión

$$f_{ps} = f_{pe} + 7.5 = 167.50 \text{ ksi}$$



$$\Phi M_n = \Phi (A_{ps} * f_{ps} + A_s * f_y) * \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_{ps} * f_{ps} + A_s * f_y}{0.85 * f_c * 'b}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

Verifica en los apoyos interiores

A_{ps}=	5.355 in ²
A_s=	0.000 in ²
F_y=	60 KSI
β₁=	0.85
a=	0.84555288
c=	0.9947681
Φ=	0.9

$$\Phi M_n = 6116.84 \text{ k. in}$$

$$\Phi M_n = 509.74 \text{ k. ft}$$

$$M_u = 465.50 \text{ k. ft, cumple}$$

Verifica en el centro del claro

A_{ps}=	5.355 in ²
A_s=	0.000 in ²
F_y=	60 KSI
β₁=	0.85
a=	0.84555288
c=	0.9947681
Φ=	0.9

$$\Phi M_n = 6116.84 \text{ k. in}$$

$$\Phi M_n = 509.74 \text{ k. ft}$$

$$M_u = 342.35 \text{ k. ft, cumple}$$

V. DISCUSIÓN

Los detalles comparativos entre los sistemas estructurales empleados en la edificación del nuevo mercado Antenor Orrego del distrito de La Victoria son como sigue.

Al tener la arquitectura ya definida en cuanto a dimensiones en distribución en la planta y la elevación se procedió a estructurar la edificación con los tres sistemas estructurales.

En la edificación con concreto armado se optó por tomar algunas medidas como colocar losas macizas en 2 direcciones porque formaban paños relativamente cuadrados, entre el eje 1-3 y el eje A-F, después se puso una viga sobre viga para tener paños relativamente cuadrados y poder trabajar con losas en dos direcciones. Por la distancia entre las columnas resultaron vigas peraltadas en los dos sentidos, además se consideró que dichas las columnas sean de sección cuadra para tener una planta uniforme.

Al diseñar la edificación con estructura metálica, las vigas, columnas y viguetas, se eligió la de sección W por su mejor inercia que las de sección cuadrada. Las viguetas se trazaron a una distancia no mayor que la plancha de acero de la losa colaborante.

En la edificación con concreto postensado, se utilizó losas postensadas macizas en dos direcciones porque se ajustaban mejor a nuestra planta de edificación y a las distancias entre apoyos dimensionándose así las columnas de sección cuadrada.

Las tres estructuras se modelaron en el programa Sap2000 v14, y al no cumplir con las derivas de entrepiso se insertó muros de corte en los dos sentidos en el sistema de concreto armado y concreto postensado, en cambio en la estructura metálica se colocaron arriostres para disminuir los desplazamientos.

Luego, se realizó el diseño de cada elemento mediante hojas de cálculo Excel apoyado en el análisis de software Sap2000 v14. Para el modelamiento, análisis y diseño de la cimentación se utilizó el programa Safe v12. Se presentó un inconveniente al exportar las cargas de la edificación del programa Sap2000 v14 al software de diseño de cimentación, por lo que se optó modelarlo en Etabs v15 para luego transferirlo a Safe v12.

Los planos se dibujaron en AutoCAD 2015, desarrollándose cortes de secciones, vigas, losas de entrepiso, detalles de uniones de estructuras metálicas ayudándose en el programa sketchup para poder visualizar mejor la unión entre columna y base.

Los metrados se realizaron en Excel con plantillas de metrados estandarizadas y análisis de costos unitarios. El presupuesto total de cada una de las estructuras se realizó en el programa S10 ya que con el Excel llevaría un poco más de tiempo. Después de describir la elaboración de los tres diseños considero importante explicar los resultados mediante algunos factores como:

Análisis y diseño: las estructuras de concreto armado son más comunes en el medio local, que las de losas postensadas y de conexiones de perfiles metálicos que son un poco más complicado.

Durabilidad y mantenimiento: las edificaciones con concreto armado y con concreto postensado tienen mayor durabilidad en el tiempo y no necesitan de mucho mantenimiento a diferencia de las estructuras metálicas que necesitan una pintura de protección para mejorar su durabilidad.

Peso: normalmente en la mayoría de edificaciones de concreto armado el peso por metro cuadrado es aproximadamente $1\text{tn}/\text{m}^2$; el de estructuras metálicas, $0.8\text{tn}/\text{m}^2$ a $0.9\text{tn}/\text{m}^2$. Respecto a nuestra edificación el peso de la estructura de concreto armado es de 3368tn lo que conlleva aproximadamente a $1.51\text{tn}/\text{m}^2$; el peso de la estructura de concreto postensado es de 3178.19tn lo que al dividirlo por el por área por piso resulta a $1.09\text{tn}/\text{m}^2$; el peso de la estructura con perfiles metálicos es de 2627.60tn y al aplicar la fórmula anterior arroja a $0.90\text{tn}/\text{m}^2$.

De esto se deduce que las estructuras de concreto están por encima del promedio porque presentan losas macizas lo que hace que la estructura más pesada.

Estructuración: comparando las dimensiones de columnas, vigas de entrepiso, vigas de cimentación y losas las diferencias existentes entre los tres sistemas estructurales se muestran en la siguiente tabla.

	Concreto Armado (cm)	Concreto Postensado (cm)	Estructuras metálicas (cm)
Vigas de conexión	VC-40x150 VC-40x100	Zapatas corridas	VC-40x120 VC-40x90
Cimentación corrida	h=50	h=80	h=50
Vigas de entrepiso	VP-35x80 VP-35x60	No tiene	W-33x118 W-24x62
Columnas	C-50x50	W33x116	C-70x70
Losas	h=17.5	h=20	h=15

Se puede observar la variación de las secciones según el sistema estructural, en la cimentación se reduce las rigideces en las estructuras metálicas en comparación a la de concreto armado, se pudo visualizar que la edificación con concreto postensado no presenta vigas de cimentación sino solo una cimentación de zapatas aisladas de 80 cm y tampoco presenta vigas de entrepiso por lo que, existe una losa postensada de 20 cm.

VI. CONCLUSIONES

El análisis y estudio comparativo de nueva edificación del mercado Antenor Orrego, nos llevó a obtener la información técnica y económica, permitiendo su comparación con los sistemas de concreto postensado, concreto armado y estructuras metálicas en distrito de La Victoria-Chiclayo.

1. Al realizar el estudio de mecánica de suelos se observa que el área del mercado se encuentra ubicada dentro de la zona de sismicidad N° 3, la capacidad admisible del suelo es de 0.85kg/cm²a 1.80 de nivel natural, se ha encontrado nivel freático a 2.50 metros de altura a nivel de la vereda y se recomienda antes del vaciado de la cimentación compactar el suelo de apoyo que generalmente se altera por el proceso de excavación.
2. Al realizar el análisis dinámico de las tres estructuras, se desplazaban más de lo permitido en la norma sísmica por lo que optó en colocar elementos estructurales que puedan absorber el cortante por efectos del sismo.
3. Analizando los costos de cada sistema estructural, el de concreto armado tiene un costo directo de 1,512205.11 soles, el de concreto postensado tiene un costo directo de 2,281658.2 soles, el de estructuras metálicas tiene un costo directo de 2,733477.45 soles.
4. Con los costos anteriormente mencionados podemos concluir que la estructura de concreto armado es la de menor costo, pero con una estructuración muy rígida en comparación de la de concreto postensado que solo presenta 21 columnas de 70 x 70 cm en comparación a las 41 columnas de 50 x 50 cm de concreto armado y estructuras metálicas, lo cual en el proceso constructivo podemos concluir el de concreto postensado se puede terminar en menos tiempo.
5. De la evaluación ambiental, se concluye que el proyecto ocasionara impactos ambientales mínimos de carácter insignificante, que pudieran atentar con el normal desenvolvimiento de la actividad comercial de la zona ni de la biodiversidad de flora y fauna del entorno en que se encuentra ubicado.

VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alfonso Cobo Escamilla. 2006. EL POSTESADO EN EDIFICACIÓN. El postesado en edificación Aspectos a considerar en el proyecto Dimensionamiento Aspectos tecnológicos y constructivos. Escuela de edificación.
- Comisión Europea y Comunidad Andina. 2008. Perdidas por desastres en Perú entre 1970 y 2006. Perú: Biblioteca Ambiental.
- CRITERIOS DE SISMOLOGÍA. Ver_ Universidad San Pedro, Criterios de Sismología, Interacción de suelos – Estructuras, Scribd.<https://es.scribd.com/document/270978146/Capitulo-II-Criterios-de-Sismologia>
- “Edificios que se construyen en Lima incumplen drásticamente el diseño sismorresistente” <http://gestion.pe/empresas/edificios-que-hoy-se-construyen-lima-incumplen-drasticamente-diseno-sismorresistente-2068918>
- FEMA. Ver_ Agencia Federal para la Gestión de Emergencias FEMA, Cómo afectan los terremotos a las empresas, Agencia Federal para la Gestión de Emergencias FEMA, <http://flash.org/quakesmart/pdf/Quakesmart-Toolkit-Spanish.pdf>
- Instituto del Concreto, 2005. Concreto Preesforzado: Diseño y Construcción. Colombia: Asociación Colombiana de Productores de Concreto
- López de Lacaille, Lorena. 2011. “Terremotos: Una oportunidad, el despertar de una nueva consciencia”, Gran Hermandad Blanca, 17 de enero, sección Sabiduría y conocimiento.
- MAGNITUD E INTENSIDAD. Instituto Universitario de Investigación Andaluz de Geofísica y Prevención de Desastres Sísmicos, Magnitud e intensidad, Universidad de Granada y http://iagpds.ugr.es/pages/informacion_divulgacion/magnitud_intensidad
- MEDICIÓN DE SISMOS. Ver_ Tello Malpartida Omar. Medición de los Sismos, Slide Share, <https://es.slideshare.net/jjrc1/sismologia-y-medicion-de-sismos>
- Monyano, Marta. Et all. 2006. Programación de un sismo, Sismógrafo, Buenos Aires: Ministerio de Educación, Ciencia y Tecnología de la Nación. Instituto Nacional de Educación Tecnológica.
- Morales, Roberto. 2006. Diseño En Concreto Armado. Lima: 3era. Edición. ICG.
- McCormac, Jack. 2002. Strcutural Steel design. LRFD, México, segunda edición.
- Naaman 2004,, Antoine E. Prestressed Concrete Analysis and Design. Second Edition. Ann Arbor, Michigan: Techno Press 3000
- Perozo, Carla y Rivera, Andrés. 2008. Movimientos Sísmicos, Estimación de fuerza de empuje sísmico dinámico de tierra sobre muros de contención, considerando el Teorema de MONONOBE – OKAKE. Trabajo especial de grado, Ingeniería Civil,
- RIESGOS GEOLÓGICOS. Ver_ Servicio Geológico Mexicano, Riesgos Geológicos, Portal Único del Gobierno Mexicano, <https://www.sgm.gob.mx/Web/MuseoVirtual/Riesgos-geologicos/Causas-caracteristicas-e-impactos.html>

- RNE. Ver_ Reglamento Nacional de las Edificaciones: Norma E.060 Concreto Armado. Perú: Ministerio de Vivienda y Construcción y SENCICO 2009. Capítulo 8.
- RNE. Ver_ Reglamento Nacional de las Edificaciones: Norma E.020 Cargas. Perú: Ministerio de Vivienda y Construcción y SENCICO 2009. Capítulo 5.
- RNE. Ver_ Reglamento Nacional de las Edificaciones: Norma E.030 diseño sísmico resistente. Perú: Ministerio de Vivienda y Construcción y SENCICO 2006. Capítulo 3.
- RNE. Ver_ Reglamento Nacional de las Edificaciones: Norma E.090 Estructuras Metálicas. Perú: Ministerio de Vivienda y Construcción y SENCICO 2009.
- RNE. Ver_ Reglamento Nacional de las Edificaciones: Norma E.050 Suelos y Cimentaciones. Perú: Ministerio de Vivienda y Construcción y SENCICO 2006.
- Santacruz, Andrés. 2005. Concreto preesforzado, diseño y construcción, Bogotá, primera edición.
- Tovar Santana, Alonso. 1994. Concreto Precomprimido. México: Instituto Politécnico Nacional
- Universidad de Chile. s.f. La tierra fuerzas de la naturaleza y el hombre (curso presentado "formación general" en la Universidad de Chile, Departamento de Pregrado.
- Villalba, Ana. 2011. Ciencias Naturales. Ecuador: Grupo Editorial Norma
- Zapata, Luis. S.f. Diseño Estructural de Acero. Slide Share https://es.slideshare.net/Guido_Arce/libro-aceroluis-zapata-baglietto

VIII. ANEXOS

Se detallan el estudio de mecánica de suelos, Evaluación de impacto ambiental, realizados en el distrito de La Victoria, ubicada en el Mercado Antenor Orrego entre la Av. Antenor Orrego y Av. Unión. Se adjunta los planos, metrados y presupuestos de cada uno de los sistemas estructurales.