UNIVERSIDAD PERUANA DE CIENCIAS APLICADAS

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL

Propuesta de diseño estructural de un edificio comercial de 4 pisos con
estructuras de concreto industrializado y placas de concreto in situ en la
ciudad de Lima Metropolitana – 2014

TESIS

Para optar el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR(ES)

Calsin Ascurra, Jhon Andy (0000-0001-6667-8744)

Veliz Francia, Gisel Noemí (0000-0001-5995-4122)

ASESOR

León Carrera, Henry (0000-0001-7072-1303)

Lima, 12 de diciembre de 2018

DEDICATORIA

A mis padres y hermanos por su amor, motivación y paciencia.

Gisel

A mi madre, hermano y abuelos por su amor e incondicional apoyo.

Jhon

AGRADECIMIENTOS

El presente trabajo de investigación ha contado con el valioso aporte del Ingeniero Henry León Carrera, por ello queremos expresar nuestro agradecimiento por su paciencia, motivación y anhelo por darle continuidad a este proceso de investigación, asimismo por su dedicación, entrega en la docencia y continua investigación en la disciplina de la Ingeniería Estructural.

RESUMEN

La industrialización de la construcción mediante la prefabricación de elementos de concreto surgió en los países desarrollados en la posguerra, debido a la necesidad de reducir costos y plazos de construcción y, ante el incremento del costo de materia prima, en particular del acero de construcción. La aplicación de tecnología en la construcción permitió el empleo del pretensado en concreto para reducir los volúmenes de materia a emplearse, ganando terreno con el paso de los años y expandiéndose hacia Latinoamérica, con características de sismicidad similares a las del Perú.

La presente investigación se enmarca en demostrar la aplicabilidad del sistema industrializado de concreto como alternativa de estructuración en un edificio comercial de cuatro niveles. Los primeros capítulos presentan la problemática a resolver en función a objetivos específicos desarrollados, y el estado del arte referente a los sistemas utilizados. Posteriormente, en el tercer capítulo se analiza un caso de estudio desarrollado bajo los lineamientos de la NTP E.060, criterios estructurales y sísmicos presentados en la NTP E.030 vigente.

La modelación numérica nos permitirá evidenciar que es posible aplicar la industrialización de concreto para las características y solicitaciones de un edificio comercial con las ventajas del prefabricado. El cuarto capítulo describe el diseño estructural de los elementos principales que conforman el sistema tradicional e industrializado; el quinto capítulo desarrolla el análisis comparativo referencial entre el sistema tradicional vs el sistema industrializado destacando las ventajas del sistema industrializado como son mayores luces, menores tiempos de ejecución y reducción de costos a mediano plazo.

Palabras clave: Industrialización; Prefabricación; Pretensado; Concreto.

Structural design proposal for a 4-story commercial building with industrialized concrete structures and concrete walls in situ in the city of Metropolitan Lima - 2014

ABSTRACT

The industrialization of construction through the prefabrication of concrete elements arose in developed countries in the postwar period, due to the need to reduce construction costs and deadlines and, given the increase in the cost of raw materials, particularly construction steel. The application of technology in construction allowed the use of concrete prestressing to reduce the volumes of material to be used, gaining ground over the years and expanding into Latin America, with seismic characteristics similar to those of Peru.

The present investigation is framed in demonstrating the applicability of the industrialized system of concrete as an alternative of structuring in a commercial building of four levels. The first chapters present the problem to be solved according to specific developed objectives, and the state of the art regarding the systems used. Later, in the third chapter, a case study developed under the guidelines of NTP E.060, structural and seismic criteria presented in current N.O E.030 is analyzed.

The numerical modeling will allow us to show that it is possible to apply the industrialization of concrete for the characteristics and demands of a commercial building with the advantages of prefabrication. The fourth chapter describes the structural design of the main elements that make up the traditional and industrialized system; The fifth chapter develops the benchmark comparative analysis between the traditional system and the industrialized system, highlighting the advantages of the industrialized system, such as greater lighting, shorter execution times and a reduction in medium-term costs.

Keywords: Industrialization; Prefabrication; Prestressing; Concrete.

TABLA DE CONTENIDOS

1	INTRODUCCION	1
1.1	GENERALIDADES	1
1.2	PROBLEMÁTICA	2
1.3	OBJETIVOS	3
1.3.1	Objetivo General.....	3
1.3.2	Objetivos Específicos	4
1.4	METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN	4
1.4.1	Recolección de Fuentes de Información.....	4
1.4.2	Análisis de un caso de estudio	5
2	ESTADO DEL ARTE.....	7
2.1	EDIFICIOS CON CONCRETO INDUSTRIALIZADO.....	7
2.2	CONCEPTOS FUNDAMENTALES.....	8
2.2.1	Concreto presforzado – pretensado	8
2.2.2	Materiales	10
2.2.3	Ventajas y desventajas del concreto pretensado	12
2.3	CONEXIONES ENTRE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	13
2.3.1	Conexión típica: Viga entrepiso - pilar - viga lateral	15
2.3.2	Conexión típica: Pilar – Fundación	16
2.4	CRITERIOS DE DISEÑO	17
2.4.1	Diseño sísmico	17
2.4.2	Diseño por capacidad.....	17
2.4.3	Acciones de diafragmas	18
2.4.4	Refuerzo sísmico de diafragmas	19
2.5	PROCESO CONSTRUCTIVO	20
2.5.1	Cimentación.....	20
2.5.2	Izaje de columnas	21
2.5.3	Construcción de muros estructurales	22
2.5.4	Sistema de piso en edificios pretensados de concreto	22
2.5.5	Tipo de sistema de entrepiso.....	23

2.5.6	Procedimientos de construcción de sistemas de piso	23
2.5.6.1	Montaje de vigas	24
2.5.6.2	Conexiones	24
2.5.6.3	Montaje de losas	25
2.5.6.4	Vaciado de capa de compresión	26
3	LEVANTAMIENTO Y ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN	27
3.1	CONSIDERACIONES DE DISEÑO ESTRUCTURAL	27
3.1.1	Características de los materiales	27
3.1.2	Normas y cargas de diseño	27
3.1.3	Estructuración del edificio	27
3.1.4	Criterios de predimensionamiento de elementos estructurales	30
3.1.4.1	Predimensionamiento de losas macizas	30
3.1.4.2	Predimensionamiento de vigas	30
3.1.4.3	Predimensionamiento de columnas	31
3.1.4.4	Predimensionamiento de muros de corte o placas	31
3.2	PREDIMENSIONAMIENTO DE SISTEMAS ESTRUCTURALES	32
3.2.1	Edificio con sistema tradicional.....	32
3.2.1.1	Losas macizas	32
3.2.1.2	Vigas	32
3.2.1.3	Columnas	32
3.2.1.4	Muros de corte o placas	33
3.2.2	Edificio con sistema pretensado	33
3.2.2.1	Losas Tipo TT pretensadas	33
3.2.2.2	Vigas pretensadas	34
3.2.2.3	Columnas prefabricadas.....	36
3.2.2.4	Muros de corte o placas in situ	37
3.3	ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD	37
3.3.1	Análisis del edificio con sistema tradicional	37
3.3.1.1	Metrado de losas	37
3.3.1.2	Metrado de vigas.....	37
3.3.1.3	Metrado de Columnas y Placas.....	38
3.3.2	Análisis del edificio con sistema pretensado	38

3.3.2.1	Metrado de losas Tipo TT.....	38
3.3.2.2	Metrado de vigas.....	39
3.3.2.3	Metrado de Columnas	39
3.4	DISEÑO SÍSMICO.....	40
3.4.1	Peligro sísmico.....	40
3.4.2	Caracterización del edificio	43
3.4.3	Análisis Estructural.....	45
3.4.3.1	Modelación del edificio con sistema tradicional	45
3.4.3.2	Modelación del edificio con sistema pretensado	46
4	DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	54
4.1	DISEÑO DE VIGAS.....	54
4.1.1	Diseño de vigas (Sistema Tradicional)	54
4.1.1.1	Diseño por corte.....	56
4.1.1.2	Diseño por deflexión.....	56
4.1.2	Diseño de vigas (Sistema prefabricado)	57
4.1.2.1	Características de vigas prefabricadas	58
4.1.2.2	Cálculo de esfuerzos	59
4.2	DISEÑO DE MUROS DE CORTE (PLACAS IN SITU)	60
4.2.1	Diseño por compresión	61
4.2.2	Diseño por fuerza cortante	63
4.3	DISEÑO DE LOSAS	67
4.3.1	Diseño de losas (Sistema tradicional)	67
4.3.1.1	Diseño por Flexión	67
4.3.1.2	Diseño por Cortante	70
4.3.2	Diseño de losas (Sistema prefabricado).....	71
4.3.2.1	Características de losas	71
4.3.2.2	Dimensionamiento	72
4.3.2.3	Capa de compresión “in situ”	73
4.4	DISEÑO DE COLUMNAS.....	73
4.4.1	Diseño de columnas (Sistema tradicional)	73
4.4.1.1	Diseño por flexión	73
4.4.1.2	Diseño por cortante	78

4.4.2	Diseño de pilares (columnas prefabricadas)	80
4.4.2.1	Cálculo de esfuerzos	80
4.4.2.2	Cálculo de secciones	80
4.4.2.3	Uniones pilar-cimentación mediante cáliz	80
4.5	DISEÑO DE CIMENTACIONES	81
4.5.1	Diseño de cimentación (Sistema Tradicional)	81
4.5.1.1	Determinación de la presión neta del suelo y dimensionamiento de la zapata	81
4.5.1.2	Diseño por Flexión	83
4.5.1.3	Verificación del corte	83
4.5.2	Diseño de cimentación (Sistema prefabricado)	84
4.5.2.1	Cimentación tipo cáliz	85
4.5.2.2	Geometría y esfuerzos	85
4.5.2.3	Verificaciones	86
4.6	DISEÑO DE CONEXIÓN: MÉNSULA Y PIN	87
5	ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE EL SISTEMA TRADICIONAL VS EL SISTEMA INDUSTRIALIZADO	92
5.1	CRITERIOS PARA EL SISTEMA INDUSTRIALIZADO.....	92
5.1.1	Criterios de fabricación.....	92
5.1.2	Criterios de transporte.....	93
5.1.3	Criterios de montaje.....	95
5.2	PRESUPUESTO PARA ELEMENTOS CON CONCRETO PREFABRICADO Y CONCRETO ARMADO	99
5.3	CRONOGRAMA DE OBRA CON CONCRETO PREFABRICADO Y CONCRETO ARMADO.....	100
5.4	COMPARATIVA ENTRE CONCRETO ARMADO Y CONCRETO PREFABRICADO	102
6	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	105
6.1	CONCLUSIONES.....	105
6.2	RECOMENDACIONES	109
7	REFERENCIAS.....	111

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Proyección de centros comerciales	2
Tabla 2 Propiedades de cables usados en elementos pretensados	12
Tabla 3 Peralte recomendado según la luz libre de losa maciza	30
Tabla 4 Peralte en función de la luz libre en vigas	32
Tabla 5 Dimensiones en columnas	32
Tabla 6 Uso de la losa TT60	33
Tabla 7 Luz mínima por cortante	34
Tabla 8 Momentos máximos en KN/ml.....	34
Tabla 9 Momentos máximos en KN-m	35
Tabla 10 Dimensiones de columnas prefabricadas	36
Tabla 11 Magnitud de las actuantes sobre las losas por piso	37
Tabla 12 Resumen del metrado en vigas por piso	37
Tabla 13 Resumen del metrado de columnas por piso	38
Tabla 14 Resumen del metrado en placas por piso	38
Tabla 15 Magnitud de las actuantes sobre la losa	38
Tabla 16 Cuadro resumen del metrado de Losa TT60	39
Tabla 17 Dimensionamiento de vigas pretensadas	39
Tabla 18 Determinación de la carga total en la columna	39
Tabla 19 Factores de Zona	40
Tabla 20 Parámetros de sitio	41
Tabla 21 Factor de amplificación sísmica C vs período T	42
Tabla 22 Categoría de la edificación y factor de uso	43
Tabla 23 Sistema estructural	43
Tabla 24 Elección de coeficiente de reducción	43
Tabla 25 Factores de Irregularidad	44
Tabla 26 Restricciones en la Irregularidad	44
Tabla 27 Coeficiente de Reducción de la Fuerza Sísmica (R)	44
Tabla 28 Estimación de peso	47
Tabla 29 Cortante estática	47
Tabla 30 Periodos para el espectro de diseño	48
Tabla 31 Fuerza sísmica por altura para Sistema Tradicional	49
Tabla 32 Fuerza sísmica por altura para sistema pretensado	50

Tabla 33 Modos y periodos	50
Tabla 34 Desplazamientos Laterales - Sistema Tradicional.....	51
Tabla 35 Desplazamientos Laterales – Sistema Pretensado	52
Tabla 36 Cuadro resumen de la envolvente del modelo estructural.....	54
Tabla 37 Características mecánicas de vigas prefabricadas	58
Tabla 38 Cálculo de Momento flectores en la sección JC4060	59
Tabla 39 Cálculo de Momento flectores en la sección JT75	59
Tabla 40 Cálculo de Momento flectores en la sección JL50	59
Tabla 41 Cálculo de cubicaciones totales para las vigas	60
Tabla 42 Cargas de Diseño para muros de corte	61
Tabla 43 Combinaciones de diseño para muros de corte	62
Tabla 44 Dirección X-X	62
Tabla 45 Combinaciones de diseño	65
Tabla 46 Características mecánicas de losas TT60	72
Tabla 47 Cálculo de Momento flectores en la sección TT60	72
Tabla 48 Cálculo de cubicaciones totales para las losas.....	72
Tabla 49 Mallas electrosoldadas según espesor de la capa de compresión.....	73
Tabla 50 Cargas para el diseño de columnas – Dirección X-X.....	74
Tabla 51 Combinaciones para el diseño de columnas – Dirección X-X.....	74
Tabla 52 Valores del diagrama de iteracción X-X	75
Tabla 53 Cargas para el diseño de columnas – Dirección Y-Y.....	76
Tabla 54 Combinaciones para el diseño de columnas – Dirección Y-Y	77
Tabla 55 Valores del diagrama de iteracción Y-Y	77
Tabla 56 Combinaciones para el diseño de columnas – Dirección Y-Y	78
Tabla 57 Cargas de servicio para el diseño de cimentaciones	81
Tabla 58 Presupuesto del sistema industrializado	99
Tabla 59 Presupuesto de elementos con concreto armado	100
Tabla 60 Rendimientos de fabricación en el sistema prefabricado	100
Tabla 61 Valor de venta.....	102
Tabla 62 Análisis de elementos en función a su rendimiento	103
Tabla 63 Comparación entre cortantes estáticas y dinámicas en el sist. tradicional	105
Tabla 64 Comparación entre cortantes estáticas y dinámicas en el sist. pretensado	106
Tabla 65 Sistema tradicional	106

Tabla 66 Sistema pretensado	107
Tabla 67 Comparativa de elementos estructurales	108

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Esquema del pretensado	9
Figura 2. Conexión rígida	14
Figura 3. Conexión Rotulada	14
Figura 4. Unión viga entrepiso - pilar - viga lateral	16
Figura 5. Unión de elementos estructurales mediante capa de compresión	16
Figura 6. Unión de elementos estructurales mediante capa de compresión	17
Figura 7. Armadura de acero para zapata y cáliz	20
Figura 8. Vaciado y desencofrado de cáliz	20
Figura 9. Izaje de columnas	21
Figura 10. Vaciado de grouting líquido	21
Figura 11. Conexión para cargas verticales	23
Figura 12. Sistema de piso a base de vigas TT y firme de concreto	23
Figura 13. Montaje de vigas – Obras en Perú.....	24
Figura 14. Conexión de viga y columna	25
Figura 15. Montaje de losas (vigas TT)	25
Figura 16. Armado de capa de compresión	26
Figura 17. Estructuración del edificio para el sistema tradicional.....	28
Figura 18. Estructuración del edificio para el sistema pretensado	29
Figura 19. Sección de pieza prefabricada Losa TT60	33
Figura 20. Detalle Típico de la Losa TT60 y capa de compresión	34
Figura 21. Sección de pieza prefabricada Viga JC 4060	35
Figura 22. Sección de pieza prefabricada Viga JT55	36
Figura 23. Modelación del edificio con sistema tradicional.....	45
Figura 24. Modelación del edificio para el sistema pretensado	46
Figura 25. Espectro de diseño C vs T	49
Figura 26. Diagrama de momentos y cortante de diseño (envolvente)	54
Figura 27. Tipos de vigas en planta del sistema pretensado	58
Figura 28. Combinaciones de carga ubicadas dentro del diagrama de interacción, dirección X-X	63
Figura 29. Diagrama de Momentos flectores - Dirección X-X	67

Figura 30. Diagrama de momentos de diseño – Dirección Y-Y	67
Figura 31. Diagrama de Cortantes - Dirección X-X	70
Figura 32. Diagrama de Cortantes - Dirección Y-Y	70
Figura 33. Sección de la columna para diagrama interacción – Dirección X-X	74
Figura 34. Combinaciones de carga ubicadas dentro del diagrama interacción	75
Figura 35. Sección de la columna para diagrama interacción – Dirección Y-Y	77
Figura 36. Combinaciones de carga ubicadas dentro del diagrama interacción	78
Figura 37. Isometría y elevación de la zapata tipo cáliz	85
Figura 38. Diseño de ménsula	88
Figura 39. Diseño de ménsula y pin para el sistema pretensado	91
Figura 40. Fabricación de columnas prefabricadas	92
Figura 41. Fabricación de vigas prefabricadas	92
Figura 42. Transporte de columnas	93
Figura 43. Transporte de losas TT40	94
Figura 44. Montaje de la zapata y cáliz en la cimentación	95
Figura 45. Montaje de la columna a la cimentación	96
Figura 46. Vista de la cimentación (zapata aislada tipo cáliz)	97
Figura 47. Montaje de vigas a columnas prefabricadas	98
Figura 48. Montaje de losas TT40 sobre vigas pretensadas	98
Figura 49. Estimación de cronograma de obra con concreto prefabricado	101
Figura 50. Estimación de cronograma de obra con concreto armado	101
Figura 51. Evolución de ventas por m ²	102

1 INTRODUCCION

1.1 Generalidades

La competitividad en el mercado de la construcción y la búsqueda de soluciones y metodologías más eficientes, ubican a la prefabricación en concreto en un sitio privilegiado y, aunque existen desarrollos importantes empleando esta tecnología en Sudamérica, se espera que esta tendencia se refleje en el Perú. Los sistemas constructivos en base a elementos prefabricados de concreto han sido utilizados escasamente en proyectos de edificación debido al poco conocimiento de la respuesta sísmica en países como el nuestro, aun cuando existen numerosas experiencias positivas al respecto en países como Chile y México. En el caso del Perú, las edificaciones realizadas con concreto prefabricado incorporan a su sistema sismo resistente placas o muros de corte in situ, logrando con ello no sólo un comportamiento sísmico similar al de edificios in situ de placas, sino también una reducción importante en los plazos de construcción.

Otra de las ventajas de la industrialización del concreto consiste en facilitar los controles de calidad y los procesos constructivos que son llevados a cabo en una planta industrial, además de homogeneizar las propiedades de los materiales empleados, al producirse en serie. A nivel normativo se reconoce esta característica al diferenciarse a los elementos prefabricados en condiciones de planta de los elementos ejecutados in situ.

Al tratarse de una tecnología principalmente originada en Europa que se ha extrapolado a Latinoamérica, existen experiencias poco exitosas en el detallado y ejecución de conexiones entre elementos prefabricados de concreto, empleadas en países no sísmicos que erróneamente se adoptaron en países sísmicos. Es a raíz de estas prácticas que las conexiones y el sistema industrializado en particular, han sido puestas en duda.

El mercado peruano enfrenta necesidades tales como la mejora de la productividad en el sector de la construcción, responder a los mayores requerimientos de calidad y plazos de construcción, enfrentar la presión en costos y disponibilidad de mano de obra en un contexto de auge económico, por lo que requiere implementar mecanismos que simplifiquen los diseños y aseguren la protección estructural, garantizando la continuidad operacional en caso de terremotos y a la vez, brindando alternativas de eficiencia en costo global y plazos de ejecución.

1.2 Problemática

Nuestro país presenta un crecimiento demográfico y económico en auge, mientras que el PBI de la economía peruana creció 4,1% el primer semestre del 2016, el sector comercio lo hizo en 2,5% con una dinámica decreciente de 2,8% y 2,3% para el primer y segundo trimestre, respectivamente según datos estadísticos de la Cámara de Comercio de Lima, lo que ha generado el incremento de construcciones para centros y plazas comerciales o malls, por lo general de gran tamaño, cuyo fin es aglutinar centros y locales comerciales en un espacio determinado, para así atender a una mayor cantidad de clientes.

Al respecto, el Instituto de Economía y Desarrollo Empresarial (IEDEP) de la Cámara de Comercio de Lima precisa que las inversiones en infraestructura comercial van retomando el nivel activo de crecimiento de años anteriores, así lo muestra la cartera de proyectos de Centros Comerciales 2016 - 2017 en donde se espera un movimiento económico de US\$ 388 millones. En el primer semestre del año 2016 se han inaugurado dos centros comerciales (CC), uno de la Corporación Wong llamado Mall del Sur por un monto de US\$200 millones y el segundo de Parque Arauco por US\$16 millones. En lo que resta de ese mismo año entraron en operaciones cinco CC por un monto estimado de US\$190 millones. Para el 2017 entrarían en operación cinco CC por un monto de inversión de US\$198 millones, de los cuales tres se ubicarían en Lima, uno en Tacna y el otro en Trujillo. Con todo lo dicho el flujo de aperturas alcanzaría seis nuevos CC para el presente año, lo que significaría incrementar los 87 CC activos durante el 2015 hacia un nuevo stock de 93 CC al cierre del 2016 y 98 CC para el 2017, de cumplirse con los plazos establecidos.¹

Tabla 1
Proyección de centros comerciales

Grupo	Proyecto	Ubicación	Inversión (Millones US\$)	Inicio de operaciones
2016				
Falabella	Open Plaza	Huancayo	81	Set. 2016
	Mall Aventura Plaza	Cayma - Arequipa	70	Nov. 2016
Intercorp	Real Plaza la Curva	Lima - VMT	15	Dic. 2016
	Powe Center Lurín	Lima - Lurín	17	Dic. 2016
Parqueo Arauco	Vía Mix Colonial	Lima	7	2016

¹ IEDEP CCL (Instituto de Economía y Desarrollo Empresarial de la Cámara de Comercio de Lima). Informe Económico, Setiembre 2016.

2017				
Corporación Wong	Mall Santa Maria	Lima	18	Nov. 2017
Falabella	Mall Aventura Plaza	Tacna	19	2017
Cencosud	CC La Molina	Lima	140	2017
Parque arauco	Mega Plaza Express	Trujillo	16	Mar. 2017
Fondo de Inversión Fibra	Strip Center Magdalena	Lima	5	-

Fuente: IEDEP CCL

En base a las perspectivas del sector comercio, considerando la recuperación del sector construcción según el BCR, se proyecta un crecimiento de 3,5% para el 2017, por ende, la continuidad de inversiones en centros comerciales. En este contexto, debido a los plazos de construcción y a los plazos administrativos para la realización de estos proyectos comerciales, una reducción en el tiempo de ejecución de una obra no sólo permitiría poner en funcionamiento un centro comercial en menor tiempo sino también, en muchos casos llegar a la apertura antes de los meses de mayor demanda.

Los centros comerciales actuales requieren aprovechar el mayor espacio posible, es decir utilizar las mayores luces entre columnas y con ello, el incremento de las luces y los peraltes de las vigas. Esto produce un incremento del volumen de concreto armado y de las alturas de entepiso, al tratar de conseguir espacios de mayor amplitud para el uso comercial que se requiere.

Es en este punto que el empleo de tecnologías como la del concreto pretensado permiten, a diferencia del concreto armado, la reducción de peraltes y volúmenes de vigas y losas a mayores luces, además de emplearse concretos de resistencias ($f'c$) mayores a las del concreto in situ, lo que le otorga mayor durabilidad a la construcción empleando concreto industrializado.

En el presente trabajo se plantea una metodología de estudio para un edificio comercial con los requerimientos arquitectónicos mencionados, en el que se utilizará losas, vigas y columnas de concreto industrializado y placas de concreto in situ, en estricto cumplimiento de las normas y reglamentos peruanos. Este edificio será comparado con uno de similares características, pero conformado completamente por concreto in situ.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo General

La presente investigación realiza una revisión de los criterios técnicos del diseño estructural para edificios con concreto industrializado y placas de concreto in situ. Asimismo, se aplica un caso de estudio donde se realiza una propuesta de diseño estructural de un edificio comercial de 4 pisos con estructuras de concreto industrializado y placas de concreto in situ en la ciudad de Lima Metropolitana.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Describir los edificios de concreto industrializado, tipos de conexiones típicas y procedimiento constructivo empleado en la presente investigación.
- Describir el criterio de diseño sísmico estructural para edificios con concreto industrializado y placas de concreto in situ.
- Desarrollar un caso de estudio, realizando un análisis sísmico – estructural para un edificio comercial utilizando concreto industrializado y placas de concreto in situ con soporte de software estructural ETABS vs 2015, con el fin de comprobar que el sistema industrializado presentará un comportamiento igual o mejor que un sistema tradicional.
- Diseñar los elementos principales de la estructura con sistema industrializado: columnas prefabricadas, losas y vigas pretensadas, placas in situ y diafragmas rígidos de techo, capa de compresión y zapatas.
- Describir las ventajas del sistema industrializado frente a un sistema tradicional a partir del caso de estudio realizado.

1.4 Metodología de la Investigación

La presente investigación se desarrollará según las siguientes etapas:

1.4.1 Recolección de Fuentes de Información

Se recopilaron planos arquitectónicos y estructurales de edificios comerciales construidos de manera tradicional, en nuestro país:

- Metro Santa Elena – Chiclayo: Losas 4.125 x 5.200 m
- Supermercado Tottus – Sullana: Losas 8.250 x 10.000 m
- Hipermercado Tottus – Los Olivos: Losas 1.610 x 3.280 m

El uso del concreto en nuestra sociedad es de tal importancia que los modelos de comportamiento del concreto y del acero, las hipótesis de cálculo y su rango de aplicación están normalizados.

El marco normativo incluyó:

- ACI-318 Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural,
- NTE.E-020 Cargas,
- NTE.E-030 Diseño Sismo Resistente,

- NTE.E-060 Concreto Armado,
- EHE Instrucción de Hormigón Estructural
- CEB-FIP Comité Euro-Internacional del Hormigón – Federación Internacional del Pretensado.

1.4.2 Análisis de un caso de estudio

La presente investigación se enmarca en un caso de estudio: edificio comercial de 4 pisos. Como primer paso, se analizó la estructura de forma tradicional, es decir, con la arquitectura original y la estructuración en concreto in situ. En segundo lugar, se realizó el análisis de una estructura industrializada (elementos prefabricados) con muros de corte de concreto in situ. Para ambas modelaciones, se realizó un análisis comparativo, en el que se comprobó que es posible aplicar la industrialización de concreto para las características y solicitaciones de un edificio comercial, con las ventajas del prefabricado tales como mayores luces, menores tiempos de ejecución y reducción de costos a mediano plazo. La metodología de análisis y evaluación siguió el siguiente esquema:

a) Cargas consideradas sobre la estructura

Las cargas consideradas para el análisis y diseño del edificio son cargas de gravedad y cargas de sismo, las cuales deben cumplir lo especificado en las normas del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) indicadas a continuación:

- Metrado de Cargas: Norma NTE.E-020
- Análisis Sísmico: Norma NTE.E-030
- Diseño de elementos de Concreto Armado: Norma NTE.E-060

b) Estructuración y predimensionamiento

Preliminarmente se realizó la estructuración y el predimensionamiento de un edificio comercial, tanto para el sistema tradicional, como para el sistema industrializado. La estructuración de un edificio consiste en disponer y distribuir los elementos estructurales de forma adecuada, es decir, ubicarlos de tal manera que el edificio presente un buen comportamiento frente a cargas de gravedad y/o sismo.

Se utilizó pórticos mixtos en ambas direcciones, los cuales combinan muros de corte o placas con columnas, siendo estos conectados entre sí por medio de vigas peraltadas. El objetivo

de los muros de corte es el de controlar los desplazamientos laterales del edificio producidos durante la acción de un sismo.

El predimensionamiento consistió en suponer una dimensión aproximada o definitiva a los distintos elementos estructurales para ambos sistemas (tradicional e industrializado), en base a criterios y recomendaciones de diversos ingenieros especialistas y en lo estipulado en la NTE.E-060 de Concreto Armado. Posterior al predimensionamiento, se verificará si las dimensiones asumidas para los elementos son adecuadas o si se deben cambiar para luego continuar con el diseño de los mismos.

Como punto de partida, se trabajó con la arquitectura de un edificio comercial tradicional, a partir del cual, se predimensionaron los elementos estructurales tales como losas, vigas, columnas, capa de compresión o firme de concreto, cimentación y otros; tomando como referencia los planos de estructuras tradicionales ya construidas en nuestro país. Por otro lado, se utilizaron catálogos preestablecidos de la empresa PREANSA, de los cuales se extrajo la información para el predimensionamiento de los elementos prefabricados. Dicha información servirá como datos de entrada para el modelamiento de la estructura.

c) Análisis de cargas por gravedad

El análisis de cargas por gravedad consideró el metrado de la estructura por niveles de piso y a nivel global el peso de todo el edificio. Al momento de realizar el metrado de cargas de gravedad se consideró un área tributaria correspondiente a cada placa o columna. En esta área tributaria las columnas y/o placas soportaron las siguientes cargas: las cargas transmitidas por las vigas, las losas, los tabiques, el piso terminado, el peso propio y la sobrecarga. Esta información servirá como datos de entrada para la modelación de la estructura.

d) Análisis sísmico estático y dinámico

Dado que nuestro país se encuentra en una zona sísmica, es necesario que nuestras estructuras sean capaces de resistir las fuerzas producidas por estos fenómenos, asegurándose de que no ocurra el colapso de la misma y de esta manera evitar la pérdida de vidas.

Este tipo de análisis permite asegurar un comportamiento satisfactorio de una estructura ante un sismo; sin embargo, no significa que la estructura permanecerá intacta después de un

evento extraordinario. Esto se debe a que, diseñar una estructura para soportar un sismo de gran magnitud, el cual es improbable que se presente durante la vida útil de la misma, representa una elevada inversión económica.

El programa utilizado para realizar este análisis fue el ETABS vs. 2015, el cual nos permitió realizar un modelo tridimensional de la estructura, analizando así los pórticos del edificio de manera conjunta gracias a la presencia de un diafragma rígido en cada nivel que nos permite compatibilizar los desplazamientos. Se tomó como base las disposiciones vigentes de la Norma Peruana Sismorresistente E.030.

e) Diseño de elementos estructurales

El diseño estructural se realizó con la finalidad de que los esfuerzos a los que están sometidos los diferentes elementos estructurales del edificio, cumplan con lo especificado en la Norma Peruana de Concreto Armado E.060. Es necesario, para cumplir con lo antes mencionado, combinar pórticos con muros de corte para lograr disminuir los desplazamientos que pudiera desarrollar la estructura. Para el diseño de las vigas de entrepiso pretensadas, se adoptó los criterios de la norma ACI y se utilizó el Handbook de la PCI, (Instituto encargado de regular y certificar los Prefabricados Pretensados de Hormigón en los Estados Unidos). El cálculo manual fue detallado para todos los elementos estructurales tradicionales y el cálculo de elementos estructurales pretensados, los cuales se realizaron en una planilla de Excel para el caso en que se necesitaran diseñar plantas con diferentes luces.

f) Descripción de las ventajas del prefabricado mediante un análisis comparativo

Este análisis nos permitió estimar numéricamente un presupuesto referencial de la estructura, considerando que el sistema industrializado con placas in situ, es viable gracias a las ventajas del elemento prefabricado.

2 ESTADO DEL ARTE

2.1 Edificios con concreto industrializado

La industrialización de la construcción se refiere a la implementación de estándares de mejora relacionados con los procesos de planificación, diseño, fabricación, y ejecución de determinado proyecto, teniendo en cuenta las especificaciones de calidad y control de

tiempos en cada fase, con los cuales se consigue la optimización de recursos económicos, ambientales y de tiempo obteniendo una mayor productividad.

En las últimas dos décadas en países con construcción industrializada como son Estados Unidos, Japón, Australia, Nueva Zelanda y Europa occidental, los sistemas prefabricados de concreto (presforzado y no presforzados) han ganado un gran terreno principalmente debido a su alta calidad, dado que generalmente son fabricados en ambientes controlados e industrializados, su eficiencia estructural y las grandes ventajas que presentan en rapidez, facilidad de construcción y uso reducido de mano de obra, minimizando por consiguiente los costos de construcción. Aunque de forma lenta, la misma tendencia se está observando en algunos países latinoamericanos como México y Colombia. Dadas las grandes ventajas que ofrecen los sistemas prefabricados de concreto resulta curioso el hecho de que los edificios totalmente prefabricados de concreto son relativamente poco utilizados, observándose en algunos sectores del mercado de la construcción cierta renuencia a su aplicación.

Algunas razones por las cuales los sistemas prefabricados de concreto para uso estructural no se han posicionado en el mercado son las siguientes:

- Resistencia al cambio e innovación de algunos sectores de la construcción
- Escasez de empresas con tecnología, instalaciones y logística para su fabricación
- Necesidad de tener procesos constructivos industrializados y estandarizados
- Desconocimiento generalizado de los métodos de diseño y construcción

En países con alta actividad sísmica como es Colombia, Chile, Perú y México uno de argumentos principales para no utilizar sistemas prefabricados de concreto es que se dice que su comportamiento ante los efectos sísmicos no es satisfactorio. Es por ello, que la presente investigación es una propuesta que demuestra la aplicabilidad de este tipo de sistema industrializado.

2.2 Conceptos fundamentales

2.2.1 Concreto presforzado – pretensado

El concepto del concreto pretensado consiste en aplicar a vigas suficiente pre-compresión axial para que se eliminen todos los esfuerzos de tensión que actuarán en el concreto. Con la práctica y el avance en conocimiento, se ha visto que esta idea es innecesariamente

restrictiva, pues pueden permitirse esfuerzos de tensión en el concreto y un cierto ancho de grietas.

El ACI propone la siguiente definición:

“Concreto presforzado: Concreto en el cual han sido introducidos esfuerzos internos de tal magnitud y distribución que los esfuerzos resultantes debido a cargas externas son contrarrestados a un grado deseado”²

En elementos de concreto reforzado el presfuerzo es introducido comúnmente tensando el acero de refuerzo. Según Diego Arroyo en su libro Hormigón Pretensado³, dos conceptos o características diferentes pueden ser aplicados para explicar y analizar el comportamiento básico del concreto presforzado:

“Presforzar para mejorar el comportamiento elástico del concreto. El concreto es comprimido (generalmente por medio de acero con tensión elevada) de tal forma que sea capaz de resistir los esfuerzos de tensión. Desde este punto de vista el concreto está sujeto a dos sistemas de fuerzas: presfuerzo interno y carga externa, con los esfuerzos de tensión debido a la carga externa contrarrestados por los esfuerzos de compresión debido al presfuerzo. Similarmente, el agrietamiento del concreto debido a la carga es contrarrestado por la precompresión producida por los tendones. Mientras que no haya grietas, los esfuerzos, deformaciones y deflexiones del concreto debido a los dos sistemas de fuerzas pueden ser considerados por separado y superpuestos si es necesario”.

Figura 1. Esquema del pretensado

² ACI Committee 318, Building Code Requirements for Reinforced Concrete, ACI Estándar 318-95. Cfr. ACI 2005

³ Cfr. Arroyo 2012: 9-10

Fuente: Anippac. Manual de Diseño de Estructuras Prefabricadas y Presforzadas.

La Figura N° 1 muestra las características para la elaboración de un elemento pretensado. En primer lugar, se tensan los torones antes del vaciado; para ello, se requiere de muertos de anclaje o moldes autotensables. Asimismo, puede ser aplicado a producción en serie en plantas pretensadoras, siendo ventajosa la reutilización de moldes e instalaciones. El anclaje en el elemento se da por adherencia, requiriéndose enductar torones para controlar los esfuerzos durante la transferencia.⁴

2.2.2 Materiales

Concreto de alta resistencia

El concreto que se usa para presforzar se caracteriza por tener mayor calidad y resistencia con respecto al utilizado en construcciones ordinarias. Los valores comunes de f'_c oscilan entre 350 y 500 kg/cm², siendo el valor estándar 350 kg/cm². Se requiere esta resistencia para poder hacer la transferencia del presfuerzo cuando el concreto haya alcanzado una resistencia de 280 kg/cm². La gran calidad y resistencia generalmente conduce a costos totales menores ya que permite la reducción de las dimensiones de la sección de los miembros utilizados.⁵

⁴ Cfr. Anippac 2010: 5

⁵ Cfr. Anippac 2010: 8

La calidad del concreto no debe ser menor de $f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$, en el concreto la mayor resistencia a la compresión contribuye a menores pérdidas por deformación del mismo. Las deformaciones que sufre un concreto que es precomprimido son las siguientes: deformación instantánea o elástica. La debida a la retracción del concreto, se produce a través del tiempo por estar sometida la estructura a una compresión permanente. El uso de concreto de alta resistencia permite la reducción de las dimensiones de la sección de los miembros a un mínimo, lográndose ahorros significativos en carga muerta siendo posible que grandes luces resulten técnica y económicamente posibles.⁶

Cabe mencionar que en el concreto presforzándose requiere de altas resistencias debido principalmente a que:

Minimizar el costo. Los anclajes comerciales para el acero de pretensado son siempre diseñados con base de concreto de alta resistencia. Es por ello que el concreto de menor resistencia requiere anclajes especiales o puede fallar mediante la aplicación del pretensado. Tales fallas pueden tomar lugar en los apoyos o en la adherencia entre el acero y el concreto, o en la tensión cerca de los anclajes.

El concreto de alta resistencia a la compresión ofrece una mayor resistencia a la tensión y la cortante, así como a la adherencia y al empuje, y es deseable para las estructuras de concreto pretensado ordinario.

El concreto de alta resistencia está menos expuesto a las grietas por contracción que aparecen frecuentemente en el concreto de baja resistencia antes de la aplicación del presfuerzo.

Acero de alta resistencia

En lo que se refiere al acero que se emplea en el concreto pretensado, existen diferentes tipos de tendones, alambres redondos estirados en frío, cables trenzados y varillas de acero de aleación. La alta resistencia del acero se debe a las fuertes fuerzas de pretensado.⁷ A continuación se presenta una tabla de las propiedades de cables más usados en elementos pretensados:

⁶ Cfr. Arroyo 2012: 13

⁷ Cfr. Arroyo 2012: 14

Tabla 2

Propiedades de cables usados en elementos pretensados

Grado 250							
Diámetro Nominal (in) (mm)		Resistencia a la Ruptura (lb) (kg)		Area Nominal del Cable (in ²) (mm ²)		Carga Mínima-Elongación del 1% (lb) (kg)	
0.250	6.350	9,000	4,082	0.036	23.22	7,650	3,469
0.313	7.940	14,500	6,577	0.058	37.42	12,300	5,579
0.375	9.530	20,000	9,071	0.080	51.61	17,000	7,711
0.438	11.110	27,000	12,246	0.108	69.68	23,000	10,432
0.500	12.700	36,000	16,329	0.144	92.90	30,600	13,879
0.600	15.240	54,000	24,493	0.216	139.35	45,900	20,819
Grado 270							
Diámetro Nominal (in) (mm)		Resistencia a la Ruptura (lb) (kg)		Area Nominal del Cable (in ²) (mm ²)		Carga Mínima-Elongación del 1% (lb) (kg)	
0.375	9.53	23,000	10,432	0.085	54.84	19,550	8,867
0.438	11.11	31,000	14,061	0.115	74.19	26,350	11,952
0.500	12.70	41,300	18,733	0.153	98.71	35,100	15,921
0.600	15.24	58,600	26,580	0.217	140.00	49,800	22,588

FUENTE: H. Nilson, 1990

2.2.3 Ventajas y desventajas del concreto pretensado

El sector de la construcción, actualmente, es la actividad productiva menos eficiente que existe. El modo tradicional de producción origina graves consecuencias negativas: siniestralidad elevada, baja especialización, precariedad de las condiciones de trabajo, dilatados plazos de obra, altos costes por el elevado impacto de la mano de obra y defectos reiterados en la ejecución. La alternativa a la construcción tradicional es la externalización de los elementos constructivos en centros de producción, es decir, la prefabricación. A continuación, se describen las principales ventajas y desventajas del sistema de pretensado.⁸

Ventajas

- Se tiene una mejoría del comportamiento bajo la carga de servicio por el control del agrietamiento y la deflexión.
- Permite la utilización de materiales de alta resistencia.
- Elementos más eficientes y esbeltos, menos material.

⁸ Cfr. Arroyo 2012: 15

- Mayor control de calidad en elementos pretensados (producción en serie). Siempre se tendrá un control de calidad mayor en una planta ya que se trabaja con más orden y los trabajadores están más controlados.
- Mayor rapidez en elementos pretensados. El fabricar muchos elementos con las mismas dimensiones permite tener mayor rapidez.

Desventajas

- Se requiere transporte y montaje para elementos pretensados. Esto puede ser desfavorable según la distancia a la que se encuentre la obra de la planta.
- Mayor inversión inicial.
- Diseño más complejo y especializado (juntas, conexiones, etc).
- Planeación cuidadosa del proceso constructivo, sobre todo en etapas de montaje.
- Detalles en conexiones, uniones y apoyos.

2.3 Conexiones entre elementos estructurales

Las conexiones entre elementos estructurales son lo más importante en este tipo de edificios con concreto industrializado, los cuales deben garantizar un comportamiento monolítico de la estructura. Según el avance de las investigaciones en este campo estructural existen diferentes tipos de conexiones; sin embargo, para un país sísmico se distinguen básicamente dos tipos de uniones para estos sistemas: Conexión rígida y conexión rotulada.

La estructuración de un marco prefabricado de concreto armado requerirá de un buen diseño y construcción de las conexiones, debido a que soportará en gran medida las solicitaciones sísmicas; empleando un tipo de conexión rígida. La figura N° 2 muestra una conexión rígida, también denominada húmeda; para su ejecución se dejan barras de acero pasadas desde la viga y columna hasta el nudo de conexión, el cual posteriormente es vaciado con concreto en obra.

Figura 2. Conexión rígida

Fuente: Preansa

Una conexión rotulada (también llamada seca o articulada) se muestra en la figura N° 3; en el ítem 2.3.1 se explica su aplicación.

Figura 3. Conexión Rotulada

Fuente: Preansa

Los edificios industrializados de tipo comercial requieren de mayores luces para el desarrollo de sus actividades. La presente investigación presenta una estructuración basada en un sistema de muros estructurales con elementos pretensados y prefabricados.

En este tipo de sistema las fuerzas laterales son resistidas por los muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 80% del cortante en la base (NTP E.060 21.1), dejando reducida la fuerza que actuará sobre las conexiones entre elementos estructurales. Es por ello que la unión o conexión entre distintos elementos debe ser capaz de integrar en forma efectiva los componentes estructurales individuales de manera que se dé continuidad entre ellos y la estructura se comporte monolíticamente.

2.3.1 Conexión típica: Viga entrepiso - pilar - viga lateral

Este tipo de conexiones se han usado desde mucho tiempo atrás en muchos países. Esta conexión sólo transmite fuerza cortante y momento, por lo que ante cargas laterales carece de un buen comportamiento. Para el uso de este tipo de conexiones en edificaciones que son sometidas a efectos sísmicos, se deberá acompañar con sistemas de rigidez lateral que tomen en su totalidad las cargas laterales, tales sistemas suelen ser placas de concreto.⁹

La figura N° 4 muestra en detalle un pilar que sostiene a través de la ménsula a la viga de entrepiso. Para realizar esta unión, la ménsula es diseñada con el fin de transmitir la descarga de la viga de entrepiso al pilar; esta queda anclada y sin posibilidad de desplazarse, gracias a que su diseño considera un espacio o cavidad, donde la barra de anclaje de la ménsula conecta a la viga de entrepiso al pilar; éstos a su vez son fijado mediante un grouting de resistencia igual a la viga pretensada.

Sobre este montaje de vigas se apoyan las losas de tipo TT60, sobre la cual se monta la capa de compresión, permitiendo la unión de los elementos estructurales. Ver figura N° 5.

⁹ Cfr. Gallegos 2007

Figura 4. Unión viga entrepiso - pilar - viga lateral

Fuente: Elaboración propia

Figura 5. Unión de elementos estructurales mediante capa de compresión

Fuente: Elaboración propia

2.3.2 Conexión típica: Pilar – Fundación

El pilar va empotrado en la zapata de fundación. Como se describe en la Figura N°5, la fundación debe estar interiormente preparada para recibir a este pilar, con un concreto expansivo, como grouting y mortero de nivelación. Esto permite la continuidad entre pilar y la fundación.

Figura 6. Unión de elementos estructurales mediante capa de compresión

Fuente: Elaboración propia

2.4 Criterios de diseño

2.4.1 Diseño sísmico

Para realizar el diseño sísmico de las estructuras de concreto industrializado se emplean los mismos criterios usados para estructuras de concreto fabricadas in situ; es decir, se usarán las mismas fuerzas de diseño y cumplirán los mismos requisitos por ductilidad. Para marcos resistentes a momentos contruidos con estructuras de concreto industrializados, se busca encontrar una manera práctica y económica de conectar los elementos de concreto pretensados entre ellos, buscando asegurar una adecuada rigidez, resistencia, ductilidad y estabilidad del edificio. En la mayoría de las situaciones, esto se logra cuando el comportamiento de las conexiones entre elementos pretensados se aproxima al de una estructura monolítica.¹⁰ Para conseguir lo antes descrito se utilizará una capa de compresión, vaciada in situ sobre las losas pretensada (TT60), la cual hará que las losas y vigas pretensadas actuen como un diafragma rígido. Las conexiones entre vigas y columnas serán articuladas, estando ambos elementos estructurales conectados entre sí sin momentos.

2.4.2 Diseño por capacidad

El diseño por capacidad en edificios de concreto industrializado permite que los elementos del sistema lateral resistente de fuerza sísmica sean detallados adecuadamente, para que, ante sismos severos, tengan la resistencia y ductilidad necesarias para la formación del

¹⁰ Cfr. León 2006:16

mecanismo de colapso deseado. Así el mecanismo de columna fuerte - viga débil (rótulas plásticas en los extremos de las vigas de todos los niveles y en las bases de las columnas del primer nivel), proporciona un adecuado comportamiento dúctil del edificio, cuando éste se encuentra en su intervalo inelástico de deformación. En las placas de concreto se busca que estas absorban la mayor fuerza cortante, se diseña tomando en cuenta núcleos reforzados adicionales en zonas que reciben las vigas de concreto armado, teniendo en cuenta los efectos de cargas axiales y momentos locales.

En cuanto a diafragmas, son los elementos horizontales de la edificación (pisos y techos) que trasladan las fuerzas laterales a los sistemas resistentes verticales (muros resistentes al cortante, pórticos o pórticos con arriostramiento). Los diafragmas, en edificaciones regulares horizontalmente, deben ser infinitamente rígidos para cumplir con la función de trasladar las fuerzas laterales a los sistemas resistentes; en el caso de la presente investigación, estos sistemas son las placas. Por otro lado, aquellos elementos con una posible falla frágil, son diseñados con suficiente resistencia para que permitan el desarrollo de la capacidad de ductilidad del edificio.

2.4.3 Acciones de diafragmas

El sistema de piso de la edificación debe transmitir las fuerzas sísmicas actuantes en el piso a los elementos o sistemas sismorresistentes. Cuando se logra este objetivo, se dice que existe la “acción de diafragma” o “diafragma rígido”. La hipótesis de diafragma rígido es importante en el análisis y diseño sísmico de edificios, y su empleo permite simplificar de manera considerable el proceso del análisis y de diseño sísmico de edificaciones.¹¹

Para la presente investigación se considera como un problema de especial relevancia el sistema combinado con muros de corte y marcos, donde los primeros resistan la mayor parte de las acciones sísmicas y los marcos se diseñen principalmente para resistir las acciones gravitacionales. En este caso, el diafragma no puede considerarse rígido, bajo acciones sísmicas el sistema para resistir las acciones gravitacionales (marcos) podría tener demandas de deformaciones relativas de entrepiso bastante mayores que las correspondientes a los muros estructurales, lo que puede llevar a daños severos o colapsos en los marcos si el comportamiento de diafragma flexible no fue considerado en el diseño.

¹¹ Cfr. Anippac 2010: 57

A pesar de la importancia de lograr el diafragma rígido, el enfoque de reglamentos de construcción para verificar que se logre el referido comportamiento en general es bastante simplista. Esto se debe a que a diferencia de la amplia experiencia en laboratorio y en sismos intensos que se tiene en el comportamiento de diversos elementos estructurales tales como vigas, columnas o muros estructurales, la experiencia referente al problema del diafragma rígido es bastante menor. En el terremoto de Northridge, California, en 1994, se observaron evidencias de comportamientos de diafragmas diferentes al de diafragma rígido (Fleischman et al., 1998). En este terremoto, varios edificios para estacionamiento de elementos prefabricados, contruidos a base de combinación de muros estructurales y marcos, con un firme colado sobre el sistema de piso prefabricado, tuvieron daños severos o colapsos. Análisis estáticos no lineales (Fleischman et al., 1998), indican que los diafragmas de algunos de estos edificios alcanzaron deformaciones por flexión importantes, debido principalmente a la forma alargada en planta del sistema de piso. Estas deformaciones llevaron a distorsiones de entrepiso bastante mayores que las consideradas en el diseño original.¹²

2.4.4 Refuerzo sísmico de diafragmas

La presencia de juntas en el sistema de piso pretensado reduce la capacidad en el plano del diafragma asociada a su espesor nominal total. Por tanto, los detalles críticos generalmente ocurren en las juntas entre unidades pretensadas. De esta manera, el refuerzo que cruza dichas secciones es típicamente una combinación de barras de refuerzo, conectores mecánicos o malla electrosoldada.

Conectores mecánicos entre elementos pretensados

Estudios experimentales han mostrado que los conectores mecánicos pueden experimentar una reducción considerable de su capacidad al corte si son sometidos simultáneamente a corte y tensión. Esta información es importante en el diseño de diafragmas debido a que las fuerzas de tensión son ignoradas en el diseño del refuerzo distribuido (malla). Sin embargo, para que el diafragma desarrolle su capacidad a momento flexionante, tienen que aparecer fuerzas de tensión en el refuerzo distribuido. Por otro lado, los conectores mecánicos son menos deformables que los aceros de refuerzo para el concreto. Es así que pueden llegar a su deformación de fluencia, para deformaciones medianas en el diafragma. Por este motivo,

¹² Cfr. Anippac 2010: 58

los conectores mecánicos típicos limitan severamente el rango elástico del diafragma y también su capacidad resistente a momento.

Malla de acero electrosoldada

Esta malla es usada a menudo como refuerzo del diafragma. Sin embargo, su aplicación principal es la del control del agrietamiento, debido a que no posee una ductilidad suficiente para resistir las demandas sísmicas que envuelven deformaciones plásticas. Las demandas de ductilidad en los diafragmas se producen generalmente en las zonas cercanas a las articulaciones plásticas de las vigas que forman parte del sistema lateral resistente a fuerza sísmica, y en las zonas cercanas a las columnas, en donde existe incompatibilidad de desplazamientos.

2.5 Proceso constructivo

Para la presente investigación se tomará en cuenta el proceso constructivo para este tipo de sistema de estructuración, el cual se describe a continuación.

2.5.1 Cimentación

Para la cimentación de las columnas se usarán zapatas tipo cáliz, las cuales se deben vaciar in situ y previas al izaje de las columnas.

Figura 7. Armadura de acero para zapata y cáliz

FUENTE: Preansa.

Figura 8. Vaciado y desencofrado de cáliz

FUENTE: Preansa.

2.5.2 Izaje de columnas

Luego del desencofrado del cáliz se procede al izaje de las columnas, previo a ello se debe verificar la nivelación y alineamiento de los cálices. El izaje se realiza con ayuda de grúas telescópicas. Luego de izada la columna se procederá a vaciar grout líquido para asegurar la unión.

Figura 9. Izaje de columnas

Fuente: Preansa

Figura 10. Vaciado de grouting líquido

Fuente: Preansa

2.5.3 Construcción de muros estructurales

La construcción de estos muros es previa al izaje de columnas, a la construcción del sistema de entrepiso y montaje de vigas. Al ser construidos in situ se realizarán de forma tradicional.

Para el montaje de vigas y losas se procederá primero a explicar el sistema de piso que se consideró en el proyecto.

2.5.4 Sistema de piso en edificios pretensados de concreto

Una parte esencial en el comportamiento sísmico de los edificios pretensados es su sistema de piso. Al igual que los edificios de concreto vaciados en sitio, el sistema de piso en edificios pretensados tiene que cumplir la función de diafragma rígido; es decir, debe proporcionar continuidad entre todos los elementos del piso y distribuir las fuerzas horizontales generadas por el sismo, a los elementos laterales resistentes de fuerza sísmica. Una práctica común para conseguir este objetivo, y que ha dado buenos resultados, es el empleo de un firme de concreto vaciado en sitio sobre las unidades de losa pretensadas (Ver Figura N° 11). En este sentido, muchos reglamentos de diseño incluyen el empleo de este firme para lograr la mencionada acción de diafragma rígido.

La acción de diafragma rígido se produce en virtud de la rigidez en el plano inherente en los sistemas de piso. Por esta razón, se desarrollan fuerzas importantes en los diafragmas durante un evento sísmico. Para edificios de planta irregular, es posible que el diafragma sea flexible. Las características de los sistemas de piso pretensados dependen del método de construcción y del tipo de unidad prefabricada usada, los cuales se detallan a continuación.

Figura 11. Conexión para cargas verticales

Fuente: Anippac. Manual de Diseño de Estructuras Prefabricadas y Presforzadas.

2.5.5 Tipo de sistema de entrepiso

Vigas T y TT

Las vigas pretensadas TT (Ver Figura N° 7) son usualmente usadas para pisos de grandes tramos. Estas pueden ser diseñadas para que actúen en conjunto con un firme de concreto vaciado en sitio o pueden tener el peralte necesario para ser usadas sin él.

Figura 12. Sistema de piso a base de vigas TT y firme de concreto

Fuente: Manual de Diseño de Estructuras Pretensadas y Presforzadas

2.5.6 Procedimientos de construcción de sistemas de piso

Construcción compuesta

En este procedimiento se emplea un firme de concreto vaciado en sitio, para proveer continuidad al sistema de piso. Es requerido por varios reglamentos de diseño para

diafragmas pretensados en zonas sísmicas. El firme de concreto debe quedar adherido al elemento pretensado el cual debe de tener la superficie rugosa, limpia y húmeda, antes de que el concreto sea colado.

Actualmente, es recomendado el uso de una malla de refuerzo continuo dentro del firme para proveer una trayectoria sin interrupciones para las fuerzas en el plano del diafragma. Usualmente este refuerzo consiste en una malla electrosoldada diseñada para el control del agrietamiento, que, si bien ayuda a resistir el cortante en el diafragma, no garantiza un buen comportamiento ante las fuerzas sísmicas que puedan actuar. El firme debe de tener un espesor mínimo para garantizar el adecuado traslape de la malla electrosoldada y/o de cualquier otro refuerzo adicional. El Reglamento de Nueva Zelanda recomienda un espesor mínimo de 65 mm, mientras que el código mexicano (2004) especifica un espesor mínimo de 60 mm, por último, el RNE especifica un espesor mínimo de 65 mm.

2.5.6.1 Montaje de vigas

Luego de la construcción de los muros estructurales y el izaje de columnas se procederá al montaje de las vigas, la cual se realiza con la ayuda de grúas telescópicas y plataformas de elevación para el personal que guiará la colocación de las vigas.

Figura 13. Montaje de vigas – Obras en Perú

Fuente: Preansa.

2.5.6.2 Conexiones

Es importante detallar que el tipo de conexión será articulada, para la cual se diseñará el pedestal con un pin el cual es una barra de corte diseñada para resistir las cargas de corte

producidas por las cargas gravitacionales y sísmicas que se produzcan en la unión de la columna y vigas.

Figura 14. Conexión de viga y columna

Fuente: Preansa.

2.5.6.3 Montaje de losas

Posteriormente se procederá al montaje de las losas (vigas TT), la cual se realiza con la ayuda de grúas telescópicas y plataformas de elevación para el personal que guiará la colocación de las vigas.

Figura 15. Montaje de losas (vigas TT)

Fuente: Preansa.

2.5.6.4 Vaciado de capa de compresión

Finalmente, luego del montaje de vigas y losas pretensadas, se procederá al armado y vaciado y curado de la capa de compresión.

Figura 16. Armado de capa de compresión

Fuente: Preansa

3 LEVANTAMIENTO Y ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN

3.1 Consideraciones de diseño estructural

3.1.1 Características de los materiales

Elementos de concreto armado

En el caso de la estructura tradicional se empleará un concreto de resistencia $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$; en el cual se asume un suelo sin agresividad química, empleando cemento Tipo I para su fabricación, se empleará para la construcción de placas in situ y capa de compresión in situ. Se utiliza acero pasivo de grado 60 en barras corrugadas.

Elementos de concreto pretensado producidos en molde

En el caso de la estructura industrializada se empleará un concreto con dos tipos de resistencia: $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ (para columnas prefabricadas) y una resistencia de $f'_c = 500 \text{ kg/cm}^2$ (para vigas y losas pretensadas). Se utiliza armadura activa (cordones) y armadura pasiva (barras corrugadas).

3.1.2 Normas y cargas de diseño

Se emplea el Reglamento Nacional de Edificaciones, en sus normas de Cargas (E.020), Diseño Sismorresistente (E.030), Suelos y Cimentaciones (E.050) y Concreto Armado (E.060), como parte elemental de la metodología de diseño estructural de la presente investigación.

Las cargas de gravedad cumplen con la norma E.020. Para el caso de la carga viva, está conformada por el peso de los usuarios del edificio y del mobiliario. Su magnitud está en función del uso de la edificación y del tipo de ambiente. La carga muerta corresponde básicamente al peso propio del concreto, piso terminado y tabiquería (para la estructura tradicional); no obstante, para la estructura pretensada se considera adicionalmente como carga muerta el peso del firme de concreto.

Las cargas dinámicas son producto de la aceleración que le imprime el movimiento sísmico a la masa del edificio. A diferencia de las cargas de gravedad, este tipo de solicitaciones se representan como horizontales y se rigen por la norma E.030.

3.1.3 Estructuración del edificio

Como primera etapa para abordar el proyecto se realiza la estructuración del edificio. Esta etapa implica definir la ubicación de todos los elementos estructurales, llámense vigas,

columnas, placas, losas, muros, etc. Se realiza en base a los planos de arquitectura y siguiendo las especificaciones especiales del arquitecto. Estos elementos antes mencionados deben de ser diseñados en una etapa posterior ante solicitaciones de cargas de gravedad y sísmicas.

Los criterios básicos por seguir son la funcionalidad, seguridad, simpleza, regularidad, estética, y por supuesto la economía del proyecto. Sin embargo, adicional a esto, debe pensarse en la continuidad y uniformidad de los elementos estructurales como placas y columnas para garantizar una buena rigidez lateral, hiperestaticidad, monolitismo, etc.

Para estructurar el edificio se han definido muros de corte en los ejes 1, 2 y 6 (eje transversal) y en los ejes A, C y N (eje longitudinal), a fin de tener una adecuada rigidez lateral en ambas direcciones de la estructura. En el capítulo de predimensionamiento se verificará si hay deficiencias de rigidez lateral, tanto en el eje X-X como en el eje Y-Y.

En el sistema tradicional, las losas han sido consideradas como macizas y de un espesor típico para uniformizar la construcción. Las viguetas de estas losas fueron orientadas paralelas a la menor dirección del paño procurando continuidad. Asimismo, las vigas son peraltadas de 60 cm de peralte.

En el sistema pretensado, las losas tipo TT han sido consideradas como macizas en una sola dirección y de un espesor de 40 cm para uniformizar la construcción. Las vigas consideradas son las JC4060, JT55 y JL50. Adicionalmente se considera un firme de concreto de espesor igual a 0.065 m.

Figura 17. Estructuración del edificio para el sistema tradicional

Fuente: Elaboración propia

Figura 18. Estructuración del edificio para el sistema pretensado

Fuente: Elaboración propia

3.1.4 Criterios de predimensionamiento de elementos estructurales

Una vez definida la estructuración se procede a predimensionar todos los elementos estructurales. Este proceso consiste en dar de forma tentativa o definitiva las dimensiones de las vigas, columnas, placas, muros, etc. Posteriormente, luego del análisis por gravedad y análisis sísmico, se definirá las dimensiones de todos los elementos debido a su requerimiento.

3.1.4.1 Predimensionamiento de losas macizas

Las losas son los elementos encargados de recibir las cargas de gravedad y transmitir las a las vigas; además, conforman el diafragma rígido que compatibiliza el desplazamiento del resto de elementos estructurales. Según el numeral 10.4.1.2 de la norma E.060 del RNE, es posible dejar de verificar las deflexiones en las losas macizas si se toma como mínimo un peralte $h = L/30$ para determinar el espesor de la losa; donde L es la mayor longitud de luz libre.

Tabla 3

Peralte recomendado según la luz libre de losa maciza

Tipo de losa	Luz (m)	Peralte (cm)
Losa Maciza (apoyada en sus 4 lados)	Entre 4.0 y 5.5 m	15
	Entre 5.0 y 6.5 m	20
	Entre 6.0 y 7.5 m	25
	Entre 7.0 y 8.5 m	30

Fuente: Norma E.060 del RNE

El paño con las mayores dimensiones es el que se encuentra entre los ejes H, I, 1 y 2, donde la mayor de las luces libres tiene una longitud de 15.80 m. Aplicando el criterio la losa tendría un espesor de 30 cm.

3.1.4.2 Predimensionamiento de vigas

Las vigas son los elementos que reciben la carga de las losas macizas y tabiques del edificio para transmitir las a las columnas y muros; además, conforman los pórticos que aportan rigidez al edificio. Por recomendaciones prácticas, el peralte debe estar en el orden de 1/10 a 1/12 de la luz libre. La norma E.060 indica que, para aquellas vigas que formen pórticos con responsabilidad sísmica, no debemos considerar dimensiones menores a 25 cm. Esta

limitación no impide tener vigas de menor espesor cuando el pórtico en el que se encuentran existe grandes placas que absorben gran cantidad de esfuerzos.

3.1.4.3 Predimensionamiento de columnas

Son elementos verticales que transmiten las cargas de gravedad a la cimentación y que, junto con las vigas, conforman los pórticos que aportan rigidez al edificio. Es necesario tener en cuenta las siguientes recomendaciones para el predimensionamiento de la sección transversal:

- La relación ancho/peralte debe ser mayor o igual a 0.4, para mantener el elemento lejos de la condición de esbeltez y los momentos de segundo orden.
- No tendrá lados menores a 0.25 m.
- Para columnas con cargas axiales en servicio menores a 200 T, buscar un área entre 1500 a 2000 cm².

3.1.4.4 Predimensionamiento de muros de corte o placas

Estos muros de concreto armado proporcionarán gran rigidez lateral a la edificación. Estos elementos absorben casi toda la fuerza cortante basal generada por los sismos.

La norma E.030 indica que un edificio estructurado con muros de corte, como en este proyecto, debe contar con placas que sean capaces de absorber el 80% de la fuerza cortante basal. Por ello, para predimensionarlas se considera usar un área total tal que el esfuerzo cortante resistente sea del orden de $0.53 \cdot \phi \cdot f_c$. El procedimiento usado es el del método estático sugerido por la norma de diseño sismo resistente E.030, obteniendo a partir de este, la cortante basal al cual se someterá la estructura.

Para el predimensionamiento se aplica un método aproximado que consiste en igualar la fuerza cortante basal a la suma de la resistencia del concreto de las placas.

$$V_{\text{Estático}} = \phi V_c$$

3.2 Predimensionamiento de sistemas estructurales

3.2.1 Edificio con sistema tradicional

3.2.1.1 Losas macizas

La luz máxima entre apoyos de la losa maciza central es mayor a 8,00 m; por tanto, se elige un peralte de 30 cm, acorde con la Tabla N°4.

3.2.1.2 Vigas

Los peraltes están en función de la luz libre entre apoyos, y debe estar en el rango de ($L/12$, $L/10$), con anchos no menores a 25 cm.

Tabla 4

Peralte en función de la luz libre en vigas

VIGA	Luz Libre	L/12	L/10	Sección elegida
V1	8.80 m	0.73	0.88	0.80x0.40 m
V2	7.80 m	0.65	0.78	0.70x0.40 m
V3	15.8 m	1.32	1.58	1.50x0.80 m

Fuente: Elaboración propia.

3.2.1.3 Columnas

Las columnas deben predimensionarse tomando en cuenta el efecto simultáneo debido a la carga axial y al momento flector al cual estarán sometidas. Para el caso de edificios configurados con un sistema mixto de columnas y placas, el momento flector debido al sismo logra reducirse significativamente, ya que gran parte de éste lo toman las placas orientadas en el sentido de análisis del sismo.

La columna más cargada es la C1 (columna central), con 282 Ton de axial.

Tabla 5

Dimensiones en columnas

Tipo	Sección (cm)	Área (cm ²)
C1	55 x 60	2975.50
C2	55 x 60	2971.10
C3	49 x 50	2386.30

Fuente: Elaboración propia

3.2.1.4 Muros de corte o placas

Las placas de concreto deberán absorber esfuerzos cortantes debidos al sismo. Al incluir placas en la estructura se estará mejorando la rigidez del edificio en el sentido en el que la placa esté orientada, aliviando así a los pórticos tradicionales formados por columnas y vigas. Para el presente edificio se considerará un espesor: $e = 30 \text{ cm}$.

3.2.2 Edificio con sistema pretensado

Para el predimensionamiento de elementos estructurales tales como losas, vigas, y columnas, se emplearán catálogos (Tablas de uso) de la empresa PREANSA.

3.2.2.1 Losas Tipo TT pretensadas

La luz máxima entre apoyos de la losa es de 15.50 m cuya capa de compresión (firme de concreto) no deberá exceder de 65 mm de espesor; por tanto, se elige de acuerdo a la Tabla N° 6 una losa de tipo TT60 cuyo peso será de 250 kg/m². Para este tipo de losas el apoyo se dará en los dos bordes apoyados en una dirección, por lo tanto, se tendrá un trabajo como losa pretensada en esa dirección (unidireccional).

Tabla 6
Uso de la losa TT60

MODELO Peso (Kg/m ²)	Tipo Armado	Longitudes admisible en metros según tipo y carga (La)							
		Carga Viva + Carga Muerta Kg/m ² (kN/m ²) Excluido peso propio y capa de compresión							
		Sin c.c.		e = 6.5cm			e = 10cm		
		150 (1.5)	200 (2)	400 (4)	800 (8)	1250 (12.5)	1500 (15)	2000 (20)	3000 (30)
TT 30 180	02	9.30	8.60	6.80	5.35	4.50	4.40	-	-
	04	11.25	10.40	8.20	6.55	5.45	5.30	4.70	4.00
	06	12.55	11.60	8.95	7.35	6.15	6.00	5.30	4.50
TT 40 205	04	12.60	11.70	9.20	7.30	6.30	5.90	5.30	4.35
	06	14.35	13.30	10.45	8.30	7.10	6.80	6.00	5.00
	08	15.45	14.35	11.20	9.00	7.70	7.40	6.50	5.50
TT 50* 230	06	16.00	14.80	11.60	9.40	7.80	7.50	6.60	5.60
	08	17.30	16.20	12.75	10.20	8.60	8.20	7.30	6.10
	10	18.10	16.80	13.20	10.70	9.00	8.60	7.60	6.23
TT 60 250	08	18.80	17.50	13.80	11.10	9.40	8.80	7.80	6.60
	10	20.10	18.80	14.70	11.80	10.00	9.50	8.40	7.10
	12	21.40	20.00	15.70	12.60	10.70	10.10	9.00	7.50

Fuente: Especificaciones Técnicas PREANSA, 2014

Figura 19. Sección de pieza prefabricada Losa TT60

Fuente: Elaboración propia

Figura 20. Detalle Típico de la Losa TT60 y capa de compresión

Fuente: Elaboración propia

3.2.2.2 Vigas pretensadas

Se predimensionaron dos tipos de vigas de acuerdo a las especificaciones técnicas del catálogo de uso:

- Vigas secundarias: Se selecciona el tipo JC4060, en función a la luz mínima (Ver Tabla N° 7), cuyo peso es de 320 kg/m y de acuerdo al momento de este elemento se selecciona el número de cables de 0.6" de diámetro (Ver Tabla N° 8).

Tabla 7

Luz mínima por cortante

SUBFAMILIA	4060	4080	4100	4120
	14.04	16.05	18.49	20.20

Fuente: Especificaciones Técnicas PREANSA, 2014

Tabla 8

Momentos máximos en KN/ml

SUBFAMILIA		4060	4080	4100	4120
PESO PROPIO		3,2 kN/ml (0,320 T/ml)	3,7 kN/ml (0,370 T/ml)	5,1 kN/ml (0,510 T/ml)	5,6 kN/ml (0,560 T/ml)
TIPO DE ARMADO	T2	173.30 (17.33)	--	--	--
	T3	247.42 (24.74)	314.64 (31.46)	--	--
	T4	304.14 (30.41)	392.13 (39.21)	506.01 (50.60)	--
	T5	359.19 (35.92)	468.43 (46.84)	610.28 (61.03)	--
	T6	411.76 (41.18)	549.97 (55.00)	712.50 (71.25)	798.17 (79.82)
	T7	460.63 (46.06)	618.74 (61.87)	795.62 (79.56)	943.22 (94.32)
	T8	499.19 (49.92)	689.86 (68.99)	888.58 (88.86)	1094.73 (109.48)
	T9	--	774.06 (77.41)	1001.86 (100.19)	1236.68 (123.67)
	T10	--	--	1113.15 (111.31)	--
	T11	--	--	--	1374.48 (137.45)
	T12	--	--	1219.35 (121.94)	1512.15 (151.22)
	T13	--	--	1301.28 (130.13)	1646.68 (164.67)
	T14	--	--	--	1747.97 (174.80)

Fuente: Especificaciones Técnicas PREANSA, 2014

Figura 21. Sección de pieza prefabricada Viga JC 4060

Fuente: Elaboración propia

Vigas principales: Según la Tabla N° 9 se selecciona el tipo JT55, en función a la luz de la viga (8.80 m), en el cual se calcula un momento de 734 KN-m, estimando 12 cordones (cables) que conformaran dicho elemento estructural. Asimismo, el elemento tendrá un peso de 600 kg/m.

Tabla 9
Momentos máximos en KN-m

Fam. y Subfam. pp (kN/m)	TIPO ARMADO	CAPA DE COMPRESIÓN 6.5 cm					
		Longitud de la viga (m)					
		5	6	8	10	12	14
JT 40 4,88 kN/m	204	242	243	244	244	244	-
	206	317	321	326	327	327	327
	211	444	451	461	464	464	464
	214	-	502	515	518	518	518
JT 45 5,25 kN/m	204	276	277	279	279	279	-
	206	363	365	368	369	369	369
	212	535	543	555	558	558	558
	215	-	606	620	623	624	624
JT 50 5,63 kN/m	204	311	312	313	314	314	-
	208	492	497	505	507	507	507
	212	623	632	643	646	646	647
	216	-	721	736	740	740	741
JT 55 6,00 kN/m	209	580	585	594	596	596	596
	212	713	721	734	736	736	736
	215	-	802	817	820	821	821
	217	-	-	872	876	876	877
JT 60 6,38 kN/m	208	479	633	638	639	639	640
	212	754	808	821	823	823	823
	218	-	-	1001	1006	1006	1006
	220	-	-	1016	1020	1021	1021
JT 65 6,75 kN/m	210	764	771	782	784	784	784
	212	880	888	901	903	904	904
	214	-	943	958	960	961	961
	218	-	-	1123	1127	1127	1128
	220	-	-	-	1147	1147	1147

Fuente: Especificaciones Técnicas PREANSA, 2014

Figura 22. Sección de pieza prefabricada Viga JT55

Fuente: Elaboración propia

3.2.2.3 Columnas prefabricadas

La columna más cargada es la C1 (columna central), con 304 Ton de carga axial.

Tabla 10

Dimensiones de columnas prefabricadas

Sección (cm)	Área (cm ²)
60 x 60	3009.50

Fuente: Elaboración propia

3.2.2.4 Muros de corte o placas in situ

En este sistema se considerarán las placas in situ, manteniéndose el mismo espesor que en el sistema tradicional.

3.3 Análisis por cargas de gravedad

Se determinaron para losas macizas, vigas, columnas y placas, la magnitud de las cargas últimas actuantes de gravedad; además se determinan los esfuerzos internos que se generan.

3.3.1 Análisis del edificio con sistema tradicional

3.3.1.1 Metrado de losas

Las cargas por considerar para las losas del edificio son: su peso propio y las cargas actuantes sobre ellas: tabiquería, piso terminado y carga viva. En el siguiente cuadro se muestra la magnitud de cargas sobre las losas.

Tabla 11

Magnitud de las actuantes sobre las losas por piso

Carga Muerta (CM)	Peso propio losa maciza	5110,506 Ton
	Piso terminado	709,792 Ton
	Peso tabiquería	709,792 Ton
Sobrecarga (CV)	S/C Centro comercial	3548,963 kg/m ²

Fuente: Elaboración propia

3.3.1.2 Metrado de vigas

Para el metrado de vigas se determinó la porción de losa que va a cargar cada elemento, esto se realiza siguiendo el método de áreas tributarias, y las cargas obtenidas anteriormente del metrado.

Tabla 12

Resumen del metrado en vigas por piso

Dirección	L (m)	B (m)	H (m)	γ_{concreto} (Tn/m ³)	TOTAL (Ton)
X	488,3	0,4	0,8	2,4	375,0144
Y	851,84	0,8	1,5	2,4	2453,2992

Fuente: Elaboración propia

3.3.1.3 Metrado de Columnas y Placas

Las columnas son las encargadas de recibir a las vigas en ambos sentidos, por tanto, la carga a la que estén sometidas proviene del peso de la losa y del peso propio de la viga. El procedimiento al igual que en vigas consiste en determinar área tributaria de la columna. A continuación, se muestra en la Tabla N° 13 el metrado realizado para la columna más crítica.

Tabla 13

Resumen del metrado de columnas por piso

Piso	Tipo	Area (m ²)	γ_{concreto} (Tn/m ³)	H (m)	# elementos	Total (Ton)
Piso 4	C1(0.55X0.6)	0,33	2,4	3,0	42	99,792
	C2(0.5X0.5)	0,25	2,4	3,0	9	16,200
Piso 3	C1(0.55X0.6)	0,33	2,4	6,0	42	199,584
	C2(0.5X0.5)	0,25	2,4	6,0	9	32,400
Piso 2	C1(0.55X0.6)	0,33	2,4	6,0	42	199,584
	C2(0.5X0.5)	0,25	2,4	6,0	9	32,400
Piso 1	C1(0.55X0.6)	0,33	2,4	6,6	42	219,542
	C2(0.5X0.5)	0,25	2,4	6,6	9	35,640

Fuente: Elaboración propia

La carga total hallada anteriormente corresponde a aquella aplicada en la base de la columna; para la columna tipo C1 se tiene una carga total de 718,502 Ton, mientras que para la columna tipo C2 se tiene una carga total de 116.64 Ton.

Tabla 14

Resumen del metrado en placas por piso

Dirección	L (m)	t (m)	H (m)	γ_{concreto} (Tn/m ³)	Total (Ton)
X	91,66	0,3	3,0	2,4	197,985
Y	102,48	0,3	3,0	2,4	221,356

Fuente: Elaboración propia

3.3.2 Análisis del edificio con sistema pretensado

3.3.2.1 Metrado de losas Tipo TT

Tabla 15

Magnitud de las actantes sobre la losa

Carga Muerta (CM)	Peso propio losa maciza	5110,506 Ton
	Piso terminado	709,792 Ton
	Peso tabiquería	709,792 Ton
	Peso de la capa de compresión	1303.932 Ton
Sobrecarga (CV)	S/C Centro comercial	3548,963 kg/m ²

Fuente: Elaboración propia

Tabla 16
Cuadro resumen del metrado de Losa TT60

Peso (kg/m2)	Área (m2)	Peso Total	
250	136,40	102 300.00	Kg
		102.30	Ton

Fuente: Elaboración propia

3.3.2.2 Metrado de vigas

Para el metrado de vigas pretensadas se consideraron de dos tipos:

- Vigas secundarias: tipo JC4060
- Vigas principales: tipo JT55

Tabla 17
Dimensionamiento de vigas pretensadas

Vigas pretensadas	Peso (kg/m)	Longitud (m)	Peso Total	
Viga JC4060	320	15.5	14880.00	Kg
Viga JT55	734	8.8	21780.00	Kg

Fuente: Elaboración propia

3.3.2.3 Metrado de Columnas

Las columnas son las encargadas de recibir a las vigas en ambos sentidos, por tanto, la carga a la que estén sometidas proviene del peso de la losa y del peso propio de la viga. El procedimiento al igual que en vigas consiste en determinar área tributaria de la columna.

Tabla 18
Determinación de la carga total en la columna

Carga Muerta	Dimensiones		Peso	
Peso Propio	900	6	16 200.00	Kg

Peso de Viga JC4060	320	15.5	14 880.00	Kg
Peso de Viga JT55	825	8.8	21 780.00	Kg
Peso de Losa TT60	250	136.40	102 300.00	Kg
Peso cc	162.5	136.40	66 495.00	Kg
Piso Terminado	100	136.40	40 920.00	Kg
Tabiquería móvil	100	136.40	40 920.00	Kg
		Peso Total	303 495.00	Kg
		Peso Total	303.50	Ton
Carga Viva	Dimensiones		Peso	
S/C	500	272.80	136 400.00	Kg
S/C	250	136.40	34 100.00	Kg
		Peso Total	473 995.00	Kg
		Peso Total	473.995	Ton

Fuente: Elaboración propia

La carga total hallada anteriormente corresponde a aquella aplicada en la base de la columna.

3.4 Diseño sísmico

Las acciones sísmicas para el diseño estructural dependen de la zona sísmica (Z), del perfil de suelo (S, TP, TL), del uso de la edificación (U), del sistema sismorresistente (R) y las características dinámicas de la edificación (T, C) y de su peso.

3.4.1 Peligro sísmico

En esta etapa se determinará las características del terreno de fundación del proyecto, las cuales están especificadas en la norma E.030 del RNE.

Factor de Zona (Z)

El edificio se ubica en la ciudad de Lima. De acuerdo a la Tabla N°1 de la norma E.030, se asume el valor: $Z = 0.45$

Tabla 19
Factores de Zona

Tabla N° 1	
ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25

1	0,10
---	------

Fuente: Norma E.030 – RNE

Perfil de Suelo

El perfil del suelo es homogéneo y está formado por un depósito fluvio-aluvial de origen cuaternario, compuesto por suelos finos sobre suelos granulares gruesos con una capa de Relleno No Controlado superficial.

En la superficie se encuentra una capa de Relleno No Controlado (artificial) compuesto de restos de construcción: ladrillos, concreto y bolsas. Este relleno no controlado llega hasta profundidades variables entre 0,10 m y 1,80 m.

El primer estrato está formado por bolsones erráticos de los siguientes tipos de suelos:

- Arcilla ligeramente limosa de plasticidad media, ligeramente húmeda, compacta de color marrón oscuro (CL).
- Arcilla limosa de plasticidad baja, ligeramente húmeda, compacta, color marrón oscuro (CL), con gravillas.
- Grava limosa, medianamente densa, ligeramente húmeda, color gris claro, con partícula subredondeadas y bolones de TM 16 cm.

Estos suelos se presentan sin orden ni arreglo alguno desde la superficie o el Relleno No Controlado y llegan hasta profundidades variables entre 1.20 m y 3,00 m.

Finalmente se encontró grava arenosa, mal a bien graduada, medianamente densa, ligeramente húmeda, color gris claro (GP o GW), con partículas subredondeadas y bolones de Tamaño Máximo 32 cm. Este estrato se encuentra desde profundidades variable entre 1,20 y 3,00 y llega más allá de la máxima profundidad investigada 22,00 m. Este depósito típico del material del Río Rímac continúa en forma similar por debajo de los 280 m (Kuroiwa, 1977; Repetto, 1980).

Parámetros de Sitio S, TP y TL

De acuerdo al Reglamento Nacional de Construcciones, Norma Técnica de Edificación E.030 (2016), la zona de estudio presenta las siguientes características:

Tabla 20

Parámetros de sitio

Parámetro	Valor
Zona Sísmica	4
Tipo de perfil del suelo	S2
Factor del Suelo (S)	1.05
Período T_p (s)	0.6
Período T_L (s)	2.0

Fuente: Norma E.030 – RNE

Función Factor de amplificación sísmica C versus Período T

Depende de los parámetros de sitio T_p y T_L . Se definen tres tramos, períodos cortos, intermedios y largos:

Tabla 21

Factor de amplificación sísmica C vs período T

T (seg)	C
0	2.500
0.6	2.500
0.8	1.875
1.0	1.500
1.2	1.250
1.4	1.071
1.6	0.938
1.8	0.833
2.0	0.750
2.2	0.620
2.4	0.521
2.6	0.444
2.8	0.383
3.0	0.333
3.5	0.245
4.0	0.188
4.5	0.148
5.0	0.120
5.5	0.099
6.0	0.083
6.5	0.071
7.0	0.061
7.5	0.053
8.0	0.047
8.5	0.042
9.0	0.037
9.5	0.033

T (seg)	C
10	0.030

Fuente: Elaboración propia

3.4.2 Caracterización del edificio

Categoría de la Edificación y Factor de uso (U)

De acuerdo a la Tabla N°5 de la norma E.030, la categoría de la edificación y el factor de uso (U) son los siguientes:

Tabla 22

Categoría de la edificación y factor de uso

CATEGORÍA	FACTOR DE USO (U)
Edificación importante (Centros comerciales) – B	1.3

Fuente: Norma E.030 – RNE

Sistema Estructural

Se determina el sistema estructural de acuerdo a lo especificado en la Tabla N° 19:

Tabla 23

Sistema estructural

CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN	ZONA	SISTEMA ESTRUCTURAL
Edificación importante (Centros comerciales) – B	4	Estructuras de concreto: Muros estructurales en ambas direcciones

Fuente: Elaboración propia

Muros Estructurales. - Sistema en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 70% de la fuerza cortante en la base.

Coeficiente básico de reducción de Fuerzas Sísmicas (R0)

Los sistemas estructurales se clasificarán según los materiales usado y el sistema de estructuración sismorresistente en cada dirección de análisis, tal como se indica en la Tabla N° 7 de la Norma E.030:

Tabla 24

Elección de coeficiente de reducción

SISTEMA ESTRUCTURAL	COEFICIENTE BÁSICO DE REDUCCIÓN R_0
Concreto Armado – De muros estructurales	6

Fuente: Norma E.030 – RNE

Factores de Irregularidad I_a , I_p

El factor I_a se determinará como el menor de los valores de la Tabla N° 8 correspondiente a las irregularidades existentes en altura. El factor I_p se determinará como el menor de los valores de la Tabla N° 9 correspondiente a las irregularidades en planta.

Tabla 25

Factores de Irregularidad

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES	FACTOR DE IRREGULARIDAD I_p
Esquinas Entrantes La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta.	0.90

Fuente: Norma E.030 – RNE

Restricciones en la Irregularidad

Se verificaron las restricciones a la irregularidad de acuerdo a la categoría y zona de la edificación según la Tabla N° 10 de la Norma E.030.

Tabla 26

Restricciones en la Irregularidad

CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN	ZONA	RESTRICCIONES
Edificación importante (Centros comerciales) – B	4	No se permiten irregularidades extremas

Fuente: Norma E.030 – RNE

Tabla 27

Coficiente de Reducción de la Fuerza Sísmica (R)

DESCRIPCION	SIMBOLO	VALOR	
		X	Y

Coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas.	R_o	6	6
Factor de irregularidad en altura.	I_a	1	1
Factor de irregularidad en planta.	I_p	0.9	0.9
Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas.	R	5.4	5.4

Fuente: Norma E.030 – RNE

3.4.3 Análisis Estructural

Modelos de Análisis

En esta etapa se desarrolla el modelo matemático de la estructura. Para las estructuras de concreto armado en el sistema tradicional y sistema pretensado se consideró las propiedades de las secciones brutas ignorando la fisuración y el refuerzo.

3.4.3.1 Modelación del edificio con sistema tradicional

El modelo matemático se realizó con soporte del software CSI.ETABS.2015.v15.2.2.13 del cual se obtuvo la estructura tridimensionalmente, diafragmas rígidos y se considera el proceso constructivo. Las cargas asignadas al modelo corresponden a la tabiquería y piso terminado, peso de los elementos estructurales y la sobrecarga. Con los objetos de línea se modelan las columnas y las vigas, a los que se asigna una sección transversal determinada de acuerdo al predimensionamiento obtenido en el Item 2.2. Para el modelo, se tiene en cuenta anular la rigidez a la torsión de las vigas. Con los objetos de área, ya sea como una malla de elementos finitos o como un elemento de repartición de cargas, se modelan las losas y placas, a los que se asigna una sección transversal determinada.

Las losas, al ser elementos mucho más rígidos en relación a otros, se les puede considerar indeformables ante cargas coplanares. Con los diafragmas rígidos se compatibilizan los desplazamientos horizontales de los elementos empotrados en él y se distribuyen las fuerzas horizontales a los elementos verticales según su rigidez.

Finalmente, el modelo del edificio se puede observar en la Figura N°23:

Figura 23. Modelación del edificio con sistema tradicional

Fuente: Elaboración propia

Se realizó un modelo sísmico que consistió en tener un solo diafragma rígido por piso. Este diafragma se ha idealizado como una losa maciza.

3.4.3.2 Modelación del edificio con sistema pretensado

El modelo matemático se realizó con soporte del software CSI.ETABS.2015.v15.2.2.13, del cual se obtuvo la estructura tridimensionalmente, diafragmas rígidos y se considera el proceso constructivo. Las cargas asignadas al modelo corresponden a la tabiquería y piso terminado, peso de los elementos estructurales, peso del firme de concreto (capa de compresión) y la sobrecarga. A diferencia del sistema anterior, la modelación del edificio es como se muestra en la Figura N° 24.

Figura 24. Modelación del edificio para el sistema pretensado

Fuente: Elaboración propia

Estimación del Peso (P)

Se determina el peso (P) para el cálculo de la fuerza sísmica adicionando a la carga permanente total un porcentaje de la carga viva que depende del uso y la categoría de la edificación. Para este caso, se tomará el 50% de la carga viva.

Tabla 28

Estimación de peso

Piso	UX	UY
	tonf	tonf
PESO TOTAL (Tn)	48136.28	48136.28

Fuente: Elaboración propia

Análisis Sísmico

Para la presente investigación se considera el análisis estático y el análisis dinámico modal espectral.

a) Análisis Estático

Se calculó la fuerza cortante en la base para cada dirección de análisis.

Tabla 29

Cortante estática

PARÁMETRO	VALOR		OBSERVACIÓN	Cx/Rx >0.125	Cy/Ry >0.125
	X	Y			

Z	0.45	0.45			
U	1.3	1.3			
C	2.5	2.5	$T_x=0.40\text{seg} < T_p=0.6,$ $T_y=0.40\text{seg} < T_p=0.6$	0.463	0.463
S	1.05	1.05			
R	5.4	5.4			
CORTANTE ESTÁTICA	$V_x=13688.75$	$V_y=13688.75$		OK	OK

Fuente: Elaboración propia

b) Análisis Dinámico Modal Espectral

Para el análisis dinámico del edificio se ha considerado un espectro de pseudoaceleraciones en cada dirección horizontal, el cual está definido en el artículo 18 de la Norma Diseño Sismorresistente E.030.

Este espectro fue aplicado en el software CSI.ETABS.2015.v15.2.2.13 para incluir el efecto del sismo en la dirección X e Y sobre la edificación.

Según la norma se deberá considerar como fuerza cortante mínima en la base para cada dirección el 90% si es irregular. De ser necesario se aumentará el valor de la fuerza cortante para cumplir con lo establecido. Como la edificación es irregular se trabajará con 90%.

La fuerza sísmica por altura será:

P_i = Peso sísmico de cada piso

h_i = Altura para cada piso

$k = 1$

Tabla 30

Periodos para el espectro de diseño

T (seg)	C
0	2.500
0.6	2.500
0.8	1.875
1.0	1.500
1.2	1.250
1.4	1.071
1.6	0.938
1.8	0.833
2.0	0.750
2.2	0.620
2.4	0.521
2.6	0.444

T (seg)	C
2.8	0.383
3.0	0.333
3.5	0.245
4.0	0.188
4.5	0.148
5.0	0.120
5.5	0.099
6.0	0.083
6.5	0.071
7.0	0.061
7.5	0.053
8.0	0.047
8.5	0.042
9.0	0.037
9.5	0.033
10.0	0.030

Fuente: Elaboración propia

Figura 25. Espectro de diseño C vs T

Fuente: Elaboración propia

Del análisis dinámico se obtuvo para ambas direcciones X-X, Y-Y:

Tabla 31

Fuerza sísmica por altura para Sistema Tradicional

	Pi(Ton)	hi(m)	Fi(ton)
Piso 4	25.2	25.2	5152.4864
Piso 3	19.2	19.2	4131.3177
Piso 2	13.2	13.2	2840.2809

Piso 1	7.2	7.2	1564.6652
Total			13688.75

Fuente: Elaboración propia

Tabla 32

Fuerza sísmica por altura para sistema pretensado

	Pi(Ton)	hi(m)	Fi(ton)
Piso 4	25.2	25.2	2517.0482
Piso 3	19.2	19.2	2082.9654
Piso 2	13.2	13.2	1432.0387
Piso 1	7.2	7.2	793.5031
Total			6825.56

Fuente: Elaboración propia

Modos y periodos resultantes

Usando el programa CSI.ETABS.2015.v15.2.2.13 se efectuó el análisis de modos y periodos utilizando la combinación cuadrática completa (CQC) de los efectos individuales de todos los modos. Se muestran los resultados:

Tabla 33

Modos y periodos

Modo	Periodos (s)	
	Sistema Tradicional	Sistema Pretensado
1	0.538	0.416
2	0.473	0.409
3	0.274	0.341
4	0.268	0.341
5	0.262	0.34
6	0.259	0.34
7	0.258	0.338
8	0.253	0.416
9	0.251	0.409

Fuente: Elaboración propia

Desplazamientos laterales

El cálculo de los desplazamientos se realizó con el programa CSI.ETABS.2015.v15.2.2.13. ; del cual se obtuvo (análisis dinámico modal) la distorsión (deriva) del sistema por cada piso, el mismo que debe multiplicarse por el coeficiente de reducción (R), para conocer el desplazamiento real.

Máximo desplazamiento relativo de entrepiso

Según la norma E.030 debe controlarse la deriva de entrepiso, siendo la distorsión menor a 0.007 (artículo 15). Los resultados se muestran en las tablas N° 34 y N° 35.

Tabla 34

Desplazamientos Laterales - Sistema Tradicional

SISMO X						
----------------	--	--	--	--	--	--

Piso	H (m)	Distorsión	R	Drift (X)	Control Deriva de entrepiso (Deriva <0,007)	Irregularidad Torsional (Deriva >0.0035)
Nivel 4	25.2	0.001161	5.4	0.0062694	OK	SI
Nivel 3	19.2	0.001259	5.4	0.0067986	OK	SI
Nivel 2	13.2	0.001198	5.4	0.0064692	OK	SI
Nivel 1	7.2	0.00806	5.4	0.0043524	OK	SI

Piso	H (m)	Distorsión	R	Drift (Y)	Control Deriva de entrepiso (Deriva <0,007)	Irregularidad Torsional (Deriva >0.0035)
Nivel 4	25.2	0.00018	5.4	0.000972	OK	NO
Nivel 3	19.2	0.000192	5.4	0.0010368	OK	NO
Nivel 2	13.2	0.000176	5.4	0.0009504	OK	NO
Nivel 1	7.2	0.000118	5.4	0.0006372	OK	NO

SISMO Y

Piso	H (m)	Distorsión	R	Drift (X)	Control Deriva de entrepiso (Deriva <0,007)	Irregularidad Torsional (Deriva >0.0035)
Nivel 4	25.2	0.000253	5.4	0.0013662	OK	NO
Nivel 3	19.2	0.000269	5.4	0.0014526	OK	NO
Nivel 2	13.2	0.000262	5.4	0.0014148	OK	NO
Nivel 1	7.2	0.000182	5.4	0.0009828	OK	NO

Piso	H (m)	Distorsión	R	Drift (Y)	Control Deriva de entrepiso (Deriva <0,007)	Irregularidad Torsional (Deriva >0.0035)
Nivel 4	25.2	0.001058	5.4	0.0057132	OK	SI
Nivel 3	19.2	0.001161	5.4	0.0062694	OK	SI
Nivel 2	13.2	0.001107	5.4	0.0059778	OK	SI
Nivel 1	7.2	0.000766	5.4	0.0041364	OK	SI

Fuente: Elaboración propia

Tabla 35

Desplazamientos Laterales – Sistema Pretensado

SISMO X

Piso	H (m)	Distorsión	R	Drift (X)	Control Deriva de entrepiso (Deriva <0,007)	Irregularidad Torsional (Deriva >0.0035)
Nivel 4	25.2	0.000742	5.4	0.004007	OK	SI
Nivel 3	19.2	0.000772	5.4	0.004169	OK	SI
Nivel 2	13.2	0.000706	5.4	0.003812	OK	SI
Nivel 1	7.2	0.000374	5.4	0.00202	OK	NO

Piso	H (m)	Distorsión	R	Drift (Y)	Control Deriva de entrepiso (Deriva <0,007)	Irregularidad Torsional (Deriva >0.0035)
Nivel 4	25.2	0.000023	5.4	0.000124	OK	NO
Nivel 3	19.2	0.000023	5.4	0.000124	OK	NO
Nivel 2	13.2	0.00002	5.4	0.000108	OK	NO
Nivel 1	7.2	0.000012	5.4	0.000065	OK	NO

SISMO Y

Piso	H (m)	Distorsión	R	Drift (X)	Control Deriva de entrepiso (Deriva <0,007)	Irregularidad Torsional (Deriva >0.0035)
Nivel 4	25.2	0.000034	5.4	0.0001836	OK	NO
Nivel 3	19.2	0.000033	5.4	0.0001782	OK	NO
Nivel 2	13.2	0.000027	5.4	0.0001458	OK	NO
Nivel 1	7.2	0.000013	5.4	0.0000702	OK	NO

Piso	H (m)	Distorsión	R	Drift (Y)	Control Deriva de entrepiso (Deriva <0,007)	Irregularidad Torsional (Deriva >0.0035)
Nivel 4	25.2	0.000855	5.4	0.004617	OK	SI
Nivel 3	19.2	0.000844	5.4	0.0045576	OK	SI
Nivel 2	13.2	0.000723	5.4	0.0039042	OK	SI
Nivel 1	7.2	0.000363	5.4	0.0019602	OK	NO

Fuente: Elaboración propia

4 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

4.1 Diseño de vigas

4.1.1 Diseño de vigas (Sistema Tradicional)

En este capítulo se presenta el procedimiento de diseño para las vigas peraltadas de los pórticos más importantes del edificio. Las vigas serán diseñadas para resistir los esfuerzos de flexión y corte, considerando para ello el efecto de las cargas de gravedad y de sismo.

Para ello, se necesitará conocer los esfuerzos producidos por las cargas de gravedad y sismo que actúan sobre la viga. Se extrajeron los resultados para la fuerza cortante y los momentos flectores de las vigas principales y secundarias, y de la cual se realizará su diseño a modo de ejemplo.

Figura 26. Diagrama de momentos y cortante de diseño (envolvente)

Fuente: Elaboración propia

Tabla 36

Cuadro resumen de la envolvente del modelo estructural

Carga	Lateral 1	Centro	Lateral 2
Vu (ton)	97.05	7.98	158.05
Mu (ton-m)	58.70	333.58	478.50
Ms (ton-m)	30.86	227.20	315.31

Fuente: Elaboración propia

Cálculo en extremo, centro y extremo, considerando viga Tee y rectangular:

$A_b \text{ (cm}^2\text{)} = 5.05 \quad (1\phi 1")$...Área de varilla usada

	Negativo	Positivo	Negativo	
$A_s \text{ (cm}^2\text{)} =$	10.91	65.69	97.64	...Área de acero obtenido
$a \text{ (cm)} =$	0.19			

Para el diseño :

$M_u = 333.58 \text{ ton-m}$ $A_{s2} = 65.69 \text{ cm}^2$

	Negativo	Positivo	Negativo	
$A_s \text{ (cm}^2\text{)} =$	10.91	65.69	97.64	...Acero total
# barras =	2.16	13.01	19.34	
	$3\phi 1"$	$14\phi 1"$	$20 \phi 1"$	...Cantidad de varillas requeridas

$A_s \text{ mín.} =$	27.82	$A_s \text{ máx.} =$	114.75	...Requerimientos de diseño
# barras =	5.51	# barras =	22.72	

Considerando una posible redistribución de momentos:

$B1 = 0.85$ $\rho_b = 0.0213$

	Negativo	Positivo	Negativo	
$\rho =$	0.0010	0.0061	0.0090	
	Redistribuir	Redistribuir	Redistribuir	

% reducc =	0.19	0.14	0.11	...Acero requerido
$A_s \text{ final} =$	8.83	75.07	86.42	...Por redistribución

barras = 1.75 14.87 1 7.11
 10 ϕ 1" 16 ϕ 1" 20 ϕ 1" ...Diseño final de acero

4.1.1.1 Diseño por corte

Cálculo del área de estribo y numero de ramas:

A_b (cm²) = 1.27 # ramas = 2.00

A_v (cm²) = 2.54

Cálculo por resistencia, considerando el corte obtenido del análisis:

ϕV_c (ton) = 75.21 ϕV_s (ton) = 62.95

S_{max} = 0.60 V_s max = 300.83

x = 1.84 S = 0.207

Cálculo por fluencia considerando el corte asociado a la capacidad por flexión:

M_{pa} = 66.78 M_{pb} = 597.94 ...Momentos plásticos

ϕV_c (ton) = 75.21 ϕV_s (ton) = 22.37

S_{max} = 0.30

V_u = 97.57 S = 0.58 ...En zona confinada

Estribos colocados: 1 ϕ 1/2": 1@0.05; 15@0.20; RTO@0.40 C/E

4.1.1.2 Diseño por deflexión

El cálculo por deflexión considerando un aumento o disminución de la flecha calculada escalando de acuerdo al momento de inercia real o agrietado de la inercia total.

f_r = 28.98 I_g = 2.25E+07 ...NTE060-9.6.2.3

M_{cr} = 86.95 ...Momento de fisuración

K = 480.00

	Lateral 1	Centro	Lateral 2	
	no agrietado	agrietado	agrietado	...Estado de sección
c =	23.69	28.45	23.69	
As =	50.50	80.80	50.50	...Acero colocado en la sección
A's=	50.50	50.50	101.00	...Acero colocado en la sección
Ie =	2.25E+07	1.06E+07	7.11E+06	
Ie prom =	1.27E+07		Ig/Ie prom = 1.77	...Inercia corregida
Deflexión del analisis=	0.83			
tiempo =	60.00		$\xi = 2.00$	3, 6, 12 o ≥ 60
D final =	3.89	>	Dmax = 3.18	meses
Dfinal/Dmax= 1.22	...	NO CUMPLE		
Contraflecha=	2.54			
D final =	1.35	<	Dmax = 3.18	meses
Dfinal/Dmax= 0.42	CUMPLE			

4.1.2 Diseño de vigas (Sistema prefabricado)

La figura N° 27 muestra los tipos de viga a analizar en el sistema pretensado. La viga tipo A representa a la viga principal, la viga tipo B representa un tipo de viga longitudinal, mientras que la viga del tipo C representa un tipo de viga transversal.

Figura 27. Tipos de vigas en planta del sistema pretensado

Fuente: Elaboración propia

4.1.2.1 Características de vigas prefabricadas

Son vigas de concreto pretensado, producidas en molde, con sección transversal en forma de “I”, “T” y “L” preparadas para trabajar como sección simple. El ancho del alma varía según el tipo de sección. El ancho total de la viga es 31 cm mayor que el ancho del alma aproximadamente.

Tabla 37

Características mecánicas de vigas prefabricadas

Viga	C : JC4060	A : JT75	B : JL50
Área (m ²)	0.128400	0.300000	0.200000
Y _{inf} (m)	0.300000	0.312500	0.287500
Inercia (m ⁴)	0.005935	0.014453	0.007135

Fuente: Elaboración propia

4.1.2.2 Cálculo de esfuerzos

Los esfuerzos se calculan como viga biapoyada a partir de las solicitaciones de cálculo. Los cálculos han sido realizados mediante software de apoyo.

Tabla 38

Cálculo de Momento flectores en la sección JC4060

	Peso Propio	Placas + c.c.	Permanente	Variable	Accidental	Total
Momento (kN·m)	94.39	0.00	57.76	144.40	0.00	296.55
Coef. may. (ELU)	1.40	1.40	1.40	1.70	0.00	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 39

Cálculo de Momento flectores en la sección JT75

	Peso Propio	Placas + c.c.	Permanente	Variable	Accidental	Total
Momento (kN·m)	60.00	511.52	248.00	620.00	0.00	1439.52
Coef. may. (ELU)	1.40	1.40	1.40	1.70	0.00	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 40

Cálculo de Momento flectores en la sección JL50

	Peso Propio	Placas + c.c.	Permanente	Variable	Accidental	Total
Momento (kN·m)	40.00	255.60	124.00	310.00	0.00	729.60
Coef. may. (ELU)	1.40	1.40	1.40	1.70	0.00	

Fuente: Elaboración propia

El dimensionamiento del pretensado se efectúa en el E.L.S. de Fisuración, admitiendo para la combinación frecuente una abertura máxima de fisuras $w_{\max}$ de 0.2 mm, conforme a lo expuesto en la Instrucción Española EHE, y se comprueba el E.L.U. de Agotamiento frente a solicitaciones normales. Asimismo, se refuerzan las secciones necesarias con armadura pasiva en la comprobación a rotura; se comprueban tensiones en vacío y en fase de manipulación y transporte.

Tabla 41

Cálculo de cubicaciones totales para las vigas

Vigas prefabricadas	JC 4060	JL 65	JT 50
Volumen total de hormigón prefabricado (m³)	2.2332	1.6600	2.4900
Peso total de armadura activa (kg)	72.27	127.70	200.68
Peso de armadura pasiva por zona:			
 Zona central y estribos (kg)	82.87	131905.36	287780.44
 Apoyo total (kg)	15.13	410.60	451.30
 Apoyo media madera (kg)	26.14	-	-
Peso de armadura pasiva total:			
 Apoyo total + Apoyo total (kg)	113.13	132726.55	288683.03
 Apoyo M.M. + Apoyo M.M. (kg)	135.16	-	-
 Apoyo M.M. + Apoyo Total (kg)	124.14	-	-
 · Peso de mallas (kg)	28.02	-	-

Fuente: Elaboración propia

4.2 Diseño de muros de corte (Placas in situ)

Generalmente en los muros de corte los esfuerzos de compresión son bajos dado la gran sección de estos, lo cual conlleva a que en el diagrama de interacción se ubique el punto que indica el par (P_u , M_u) actuante, por debajo del punto que denota la falla balanceada ($P_u < P_b$). Es usual considerar en el diseño un acero principal concentrado en los extremos y un acero de menor área repartido a lo largo del alma. Dado los esfuerzos elevados que se obtienen en los extremos y con el fin de proveer ductilidad en los núcleos comprimidos o traccionados. En el sistema industrializado, se tomó como base el diseño de la placa PL-1 por corresponder a la más cargada y la que presenta mayores esfuerzos internos. El diseño de la placa es similar al de la columna, pero además se debe diseñar el área del acero donde se presenta la mayor compresión a fin de evitar fallas posteriores.

4.2.1 Diseño por compresión

El diseño de muros de concreto armado sometidos a compresión puede efectuarse a través de dos métodos: el método empírico y el método general de diseño.

El método empírico, consiste en determinar la resistencia a la compresión del muro a través de la siguiente fórmula:

$$\phi P_n = 0.55 \phi * [f']_c * A_g * (1 - ((k * L_c) / (32 * t))^2)$$

resistencia a la compresión del muro a través de la siguiente fórmula:

$$\phi P_n = 0.55 \phi * [f']_c * A_g * (1 - ((k * L_c) / (32 * t))^2)$$

Donde:

$\phi = 0.70$: Factor de reducción de resistencia

$k = 2.0$: Factor de altura efectiva (muros con apoyos que admite desplazamiento relativo)

L_c : Distancia vertical entre apoyos (cm.).

A_g : Área de la sección transversal del muro (cm²)

t : Sección del muro (cm.) f_c : 210 kg/cm²

En el método general de diseño de muros, si la carga axial se ubica fuera del tercio central, parte de su sección estará sometida a tracción y, por lo tanto, se diseña siguiendo los criterios del diseño de columna.

Cálculo del refuerzo longitudinal

Tabla 42

Cargas de Diseño para muros de corte

Dirección X-X	
Pd(ton)	758.3
Pl(ton)	227.6
Ps(ton)	33.83
Md(ton.m)	32.51
MI(ton.m)	11.65
Ms(ton.m)	7563.1
Vd(ton)	2.31
VI(ton)	1.31

Vs(ton)	756.45
----------------	--------

Fuente: Elaboración propia

Tabla 43

Combinaciones de diseño para muros de corte

Combinación	DIRECCIÓN X-X		
	Pu(ton)	Mu(ton.m)	Vu(ton)
1.4D+1.7L	1448.54	65.32	5.46
1.25(D+L) +S	1266.21	7618.30	760.98
1.25(D+L)-S	1198.55	-7507.90	-751.93
0.9D+S	716.30	7592.36	758.53
0.9D-S	648.64	-7533.84	-754.37
Máximos	1448.54	7618.30	760.98

Fuente: Elaboración propia

$$\frac{P}{A} + \frac{M \cdot c}{I} =$$

2466.095 > 0.2f_c, requiere núcleo

Obtención del diagrama interacción:

Se uso la interfase del section designer del Etabs para obtener el diagrama interacción, luego de ello se ubicó los puntos de las combinaciones en dicho diagrama obteniendo lo siguiente:

Tabla 44

Dirección X-X

0 grados

ΦPn(ton)	ΦMn (t.m)
3314.76	0.00
3314.76	2625.44
3046.38	3844.55
2627.30	4883.71
2169.59	5765.77

180 grados

ΦPn(ton)	ΦMn (t.m)
3314.76	0.00
3314.76	-2625.44
3046.38	-3844.55
2627.30	-4883.71
2169.59	-5765.77

1651.02	6557.85
1397.30	7794.47
1095.25	8665.65
498.35	7411.05
-203.49	5227.75
-1512.00	0.00

1651.02	-6557.85
1397.30	-7794.47
1095.25	-8665.65
498.35	-7411.05
-203.49	-5227.75
-1512.00	0.00

Fuente: Elaboración propia

Figura 28. Combinaciones de carga ubicadas dentro del diagrama de interacción, dirección X-X

Fuente: Elaboración propia

$$A_s = 6 \text{ } \varnothing 1 \frac{3}{8}'' + 16 \text{ } \varnothing 1''$$

$$A_s = 148.92 \text{ cm}^2$$

4.2.2 Diseño por fuerza cortante

Los muros con esfuerzos de corte debido a la acción de fuerzas coplanares se diseñarán considerando:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

$$d = 0.8 * L$$

Resistencia al corte del concreto:

Se deberá considerar el menor valor de las siguientes expresiones:

$$V_c = 0.85 \sqrt{f'^c} * t * d + (N_u * d) / (4 * L)$$

$$V_c = (0.15 \sqrt{f'^c} + L * ((0.3 \sqrt{f'^c} + 0.2 N_u / L) / (M_u / V_n - L/2))) * t * d$$

Si $(M_u / V_u - L/2)$ es negativo no deberá usarse esta última ecuación.

Refuerzo horizontal por corte:

Cuando $V_u > \phi V_c$, deberá colocarse refuerzo horizontal por corte.

$$A_{vh} = (V_u - \phi V_c) S / (\phi f_y * d)$$

Donde:

A_{vh} : Área de refuerzo horizontal por corte en una franja de muro de longitud s_2

* La cuantía ρ_h del refuerzo horizontal por corte será: $\rho_h \geq 0.0025$

* El espaciamiento del refuerzo horizontal será el menor de: $L/5$, $3t$, 45cm .

Refuerzo vertical por corte:

La cuantía ρ_v del refuerzo vertical por corte será mayor o igual a:

$$\rho_v = (0.0025 + 0.5(2.5 - H/L) (\rho_h - 0.0025)) \geq 0.0025$$

Pero no necesitará ser mayor que el refuerzo horizontal requerido.

El espaciamiento del refuerzo vertical será el menor de: $L/3$, $3t$, 45cm .

Cuando se tengan muros con espesores mayores a 25 cm. el refuerzo por corte horizontal y vertical tendrá que distribuirse en dos caras.

Cálculo del refuerzo transversal

Para diseñar por cortante, la exigencia crítica es proporcionar más resistencia por cortante que por flexión (21.9.5.3 E-060)

$$V = V_{ua} * M_n / M_u \quad M_n / M_u < R = 5.4 \quad (\text{sistema muros})$$

Tabla 45
Combinaciones de diseño

Combinación	V _{ua} (ton)	M _u (ton.m)	ΦM _n (ton.m)	M _n (ton.m)	M _n /M _u	V _{final} (ton)
1.4D+1.7L	5.46	65.32	8500	10000	2.0	10.92
1.25(D+L) +S	760.98	7618.30	8500	10000	2.0	1521.95
1.25(D+L)-S	-751.93	-7507.90	8500	10000	2.0	-1503.85
0.9D+S	758.53	7592.36	8500	10000	2.0	1517.06
0.9D-S	-754.37	-7533.84	8500	10000	2.0	-1508.74

Fuente: Elaboración propia

$$V_{x-x}(\text{ton}) = 1521.95$$

$$V_u = \phi V_n = \phi (V_c + V_s)$$

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d \quad V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi}$$

$$(I)s = l * A_v * f_y / V_s,$$

$$(II)s = A_v / (t * \phi h_{min}), \text{ si } V_s < \phi V_c, \text{ usar } \phi h_{min} = 0.0012 \text{ (una capa)}$$

Dirección X-X

$$b = t(\text{cm}) = 30 \quad \rho_{hmin} = 0.0025 \quad A_v(\text{cm}^2) = 2.54$$

$$l(\text{cm}) = 8900 \quad d(\text{cm}) = 7120 \quad (\Phi 1/2")$$

$$V_u(\text{ton}) \quad \phi V_c(\text{ton}) \quad V_s(\text{ton}) \quad s(\text{cm}) \quad s_{usar}(\text{cm})$$

1521.95 1394.46 149.99 33.9 15

$$\rho_v = 0.005644444 \quad \rho_h > \rho_v$$

$$\rho_h = 0.005644444$$

Requisito Sismorresistente de Cortante

Longitud de Confinamiento (L_o)

$$l_o > \begin{cases} l_n/6 = 100.00 \\ \max(a,b) = 100 \\ 50\text{cm} = 50 \end{cases} \Rightarrow \begin{matrix} l_o \\ l_o = 100 \text{ cm} \end{matrix}$$

Espaciamiento dentro de L_o (s_1)

$$s_1 \leq \begin{cases} 10\text{cm} = 10 \\ 8 \times \min(\text{dbl}) = 27.92 \\ 30\text{cm} = 30 \end{cases} \Rightarrow \begin{matrix} s_1 & 10.0 \text{ cm} \\ s_1 = & 10 \text{ cm} \\ \text{cantidad} = & 10 \end{matrix}$$

Espaciamiento fuera de L_o (s_2)

$$s_2 \leq \begin{cases} 16 \times \text{dbl} = 55.84 \\ 48 \times \text{dbest} = 60.96 \\ \min(a,b) = 20 \\ 30 \text{ cm} = 30 \end{cases} \quad \begin{matrix} s_2 & 20 \text{ cm} \\ s_2 = & 20 \text{ cm} \end{matrix}$$

usaremos: 4 $\Phi 1/2''$, 1@0.05m, 10@0.10, rto @0.20m c/e

4.3 Diseño de losas

4.3.1 Diseño de losas (Sistema tradicional)

4.3.1.1 Diseño por Flexión

Para el diseño de la losa maciza se muestra el diagrama de momentos flectores en un tramo:

Figura 29. Diagrama de Momentos flectores - Dirección X-X

Fuente: Elaboración propia

Figura 30. Diagrama de momentos de diseño – Dirección Y-Y

Fuente: Elaboración propia

Resistencia Nominal a la flexión (ϕM_n):

$$\phi M_n = \phi f'_c w * (1 - 0.59w) * b * d^2 \dots (I)$$

$$w = \rho x f_y / (f'_c) \dots (II)$$

$$\rho = A_s / b d \dots (III)$$

De I, II y III se obtiene :

$$A_s = (0.85 - \sqrt{(0.7225 - (1.7 * M_u * 10^5) / (\phi * f'_c * b * d^2))}) * (f'_c * b * d) / f_y$$

Donde:

ϕ = Coeficiente de reducción por flexión = 0.90

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto, en kg/cm²

f_y = Punto de fluencia del acero, en kg/cm²

ρ = cuantía de refuerzo

b = ancho de sección, en cm

d= peralte efectivo, en cm

Mu= Momento de diseño, en t.m

Cálculo de As +(cm2) y distribución de refuerzo en la dirección X-X

Mu+(t.m) = 1.6 ...Momento positivo de diseño

As+ (cm2) = 1.58

As min (cm2) = 3.6 ...Asmin=0.0012b*t

As final (cm2) = 3.60 ...mayor valor de As y Asmin

Ø 3/8" @ 0.20 m

Cálculo de As - (cm2) y distribución de refuerzo (consideraremos el 0.3*Mmax+) en la dirección X-X

Mu-(t.m) = 7 ...Momento negativo de diseño

As - (cm²) = 7.08

As min (cm²) = 3.6 ...Asmin=0.0012b*t

As final (cm2) = 7.076937324 ...mayor valor de As y Asmin

Ø 3/8" @ 0.10 m

Colocaremos Ø 3/8" @0.20m con bastones cada @0.10m, en la zona superior y Ø 3/8" @ 0.20m en la parte inferior

Cálculo de As +(cm2) y distribución de refuerzo en la dirección Y-Y

Mu+(t.m) = 3 ...Momento positivo de diseño

As+ (cm2) = 2.98

As min (cm2) = 3.6 ...Asmin=0.0012b*t

As final (cm2) = 3.60 ...mayor valor de As y Asmin

Ø 3/8" @ 0.20 m

Cálculo de A_s - (cm²) y distribución de refuerzo (consideraremos el $0.3 \cdot M_{max+}$)

M_u (t.m) = 3 ...Momento negativo de diseño

A_s - (cm²) = 2.98

$A_{s \min}$ (cm²) = 3.6 ... $A_{s \min} = 0.0012b \cdot t$

A_s final (cm²) = 3.6 ...mayor valor de A_s y $A_{s \min}$

Ø 3/8" @ 0.20 m

Colocaremos Ø 3/8" @ 0.20m en la zona superior e inferior .

4.3.1.2 Diseño por Cortante

Figura 31. Diagrama de Cortantes - Dirección X-X

Fuente: Elaboración propia

Figura 32. Diagrama de Cortantes - Dirección Y-Y

prefabricadas se coloca “in situ” una capa de compresión superior, de espesor según la sobrecarga.

Tabla 46

Características mecánicas de losas TT60

	Bruta t=0	Simple t=0	Simple t=00	Compuesta
Area (m²)	0.251200	0.267579	0.262131	0.377036
Yinf (m)	0.419401	0.402571	0.407933	0.476372
Inercia (m4)	0.008437	0.009835	0.009386	0.013456

Fuente: Elaboración propia

4.3.2.2 Dimensionamiento

Los esfuerzos se calculan normalmente como viga biapoyada, excepto en aquellos casos en que se prevea dar continuidad al forjado mediante la disposición de armaduras de negativos “in situ” en la capa de compresión.

Tabla 47

Cálculo de Momento flectores en la sección TT60

	Peso Propio	Placas + c.c.	Permanente	Variable	Accidental	Total
Momento (kN·m)	43.96	28.42	35.00	87.50	0.00	194.88
Coef. may. (ELU)	1.40	1.40	1.40	1.70	0.00	

Fuente: Elaboración propia

Todos los cálculos para el diseño de losas se presentan en el Anexo A.

Tabla 48

Cálculo de cubicaciones totales para las losas

Cubicaciones	TT 60
Volumen total de hormigón prefabricado (m³)	3.7843
Peso total de armadura activa (kg)	199.67
Peso de armadura pasiva por zona:	
Apoyo total (kg)	16.62
Apoyo media madera (kg)	31.03

Peso de armadura pasiva total:	
Apoyo total + Apoyo total (kg)	31.21
Apoyo M.M. + Apoyo M.M. (kg)	60.02
Apoyo M.M. + Apoyo Total (kg)	45.62
Peso de mallas (kg)	118.64

Fuente: Elaboración propia

4.3.2.3 Capa de compresión “in situ”

Se empleará concreto armado con una malla continua que solo interrumpirá en las juntas de dilatación, nunca en las de corte frente a retracción, y con recubrimiento superior de 2 cm, debiendo disponer separadores a tal efecto y sin poder quedarse apoyada directamente sobre las placas.

Tabla 49

Mallas electrosoldadas según espesor de la capa de compresión

Espesor cc (cm)	A_{min} (cm²/ m)	Mallas electrosoldadas ME B 500 T
5	0,56	25 x 25 Ø 5-5
10	1,13	15 x 15 Ø 5-5 ó 25 x 25 Ø 6-6
15	1,69	15 x 15 Ø 6-6 ó 25 x 25 Ø 8-8

Fuente: Elaboración propia

Además, se dispondrá armadura de negativos en el sentido de las placas, sobre alineación de vigas, perpendicular a éstas y en toda su longitud para evitar fisuraciones excesivas por giros diferenciales de apoyos de placas. También se dispondrá armadura transversal a las placas, pero sólo en torno a los pilares, o en juntas de dilatación.

4.4 Diseño de columnas

4.4.1 Diseño de columnas (Sistema tradicional)

4.4.1.1 Diseño por flexión

Cálculo del acero de refuerzo longitudinal – Dirección X-X

Los resultados de las fuerzas aplicadas a la columna y combinaciones de carga se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 50

Cargas para el diseño de columnas – Dirección X-X

Pd(ton)	740
Pl(ton)	276
Ps(ton)	7.7
Md(ton.m)	4.42
MI(ton.m)	2.27
Ms(ton.m)	56.9
Vd(ton)	1.95
VI(ton)	1
Vs(ton)	15.3

Fuente: Elaboración propia

Tabla 51

Combinaciones para el diseño de columnas – Dirección X-X

Combinación	Pu(ton)	Mu(ton.m)	Vu(ton)
1.4D+1.7L	1505.20	10.05	4.43
1.25(D+L) +S	1277.70	65.26	18.99
1.25(D+L)-S	1262.30	-48.54	-11.61
0.9D+S	673.70	60.88	17.06
0.9D-S	658.30	-52.92	-13.55

Fuente: Elaboración propia

Obtención del diagrama interacción

Se uso la interfase del section designer del Etabs para obtener el diagrama interacción, luego de ello se ubicó los puntos de las combinaciones en dicho diagrama obteniendo lo siguiente:

Figura 33. Sección de la columna para diagrama interacción – Dirección X-X

Fuente: Elaboración propia

Tabla 52
Valores del diagrama de iteracción X-X

0 grados

$\Phi P_n(\text{ton})$	$\Phi M_n (\text{t.m})$
1691.03	0.00
1649.88	134.90
1438.47	188.63
1202.54	237.45
920.03	285.69
555.39	339.47
320.86	338.20
89.92	318.15
-174.53	268.19
-531.96	163.52
-1014.50	0.00

180 grados

$\Phi P_n(\text{ton})$	$\Phi M_n (\text{t.m})$
1691.03	0.00
1649.88	-134.90
1438.47	-188.63
1202.54	-237.45
920.03	-285.69
555.39	-339.47
320.86	-338.20
89.92	-318.15
-174.53	-268.19
-531.96	-163.52
-1014.50	0.00

Fuente: Elaboración propia

Figura 34. Combinaciones de carga ubicadas dentro del diagrama interacción

Fuente: Elaboración propia

Cuantía mínima $\rho = 0.01$...según E060

Área Acero1(cm2) = 64.0 ...no cumple

Área Acero(cm2) = 232.1 ...cumple

varillas $24\Phi 1 \frac{3}{8}"$ $\rho = 0.036 > \rho_{min}$, OK

Cálculo del acero de refuerzo longitudinal – Dirección Y-Y

Los resultados de las fuerzas aplicadas a la columna y combinaciones de carga se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 53

Cargas para el diseño de columnas – Dirección Y-Y

Pd(ton)	740
Pl(ton)	276
Ps(ton)	7.7
Md(ton.m)	1.58
Pl(ton.m)	0.69
Ms(ton.m)	71.99
Vd(ton)	0.63
Vl(ton)	0.24
Vs(ton)	21.89

Fuente: Elaboración propia

Tabla 54

Combinaciones para el diseño de columnas – Dirección Y-Y

Combinación	Pu(ton)	Mu(ton.m)	Vu(ton)
1.4D+1.7L	1505.20	3.39	1.29
1.25(D+L)+S	1277.70	74.83	22.98
1.25(D+L)-S	1262.30	-69.15	-20.80
0.9D+S	673.70	73.41	22.46
0.9D-S	658.30	-70.57	-21.32

Fuente: Elaboración propia

Obtención del diagrama interacción

Se uso la interfase del section designer del Etabs para obtener el diagrama interacción, luego de ello se ubicó los puntos de las combinaciones en dicho diagrama obteniendo lo siguiente:

Figura 35. Sección de la columna para diagrama interacción – Dirección Y-Y

Fuente: Elaboración propia

Tabla 55

Valores del diagrama de iteración Y-Y

0 grados

$\Phi P_n(\text{ton})$	$\Phi M_n(\text{t.m})$
1691.03	0.00
1649.88	134.90
1438.47	188.63
1202.54	237.45
920.03	285.69
555.39	339.47

180 grados

$\Phi P_n(\text{ton})$	$\Phi M_n(\text{t.m})$
1691.03	0.00
1649.88	-134.90
1438.47	-188.63
1202.54	-237.45
920.03	-285.69
555.39	-339.47

320.86	338.20
89.92	318.15
-174.53	268.19
-531.96	163.52
-1014.50	0.00

320.86	-338.20
89.92	-318.15
-174.53	-268.19
-531.96	-163.52
-1014.50	0.00

Fuente: Elaboración propia

Figura 36. Combinaciones de carga ubicadas dentro del diagrama interacción

Fuente: Elaboración propia

4.4.1.2 Diseño por cortante

Cálculo del acero de refuerzo transversal

La dirección que posee mayor cortante es la dirección y-y el cálculo de la fuerza cortante se obtendrá de los momentos nominales del diagrama interacción con la finalidad de garantizar primero una falla dúctil antes que una falla frágil.

Tabla 56

Combinaciones para el diseño de columnas – Dirección Y-Y

Combinación	Mn(ton.m)	hn(m)	Vu(ton)
1.4D+1.7L	211.8	6	70.59
1.25(D+L) +S	258.82	6	86.27
1.25(D+L)-S	258.82	6	86.27

0.9D+S	364.71	6	121.57
0.9D-S	364.71	6	121.57

Fuente: Elaboración propia

Cálculo de V_c

$$\Phi V_c = 49.89 \text{ ton}$$

$$V_s = 84.32 \text{ ton}$$

$$A_v (\text{cm}^2) = 6\Phi 1/2"$$

$$A_v = 7.62 \text{ cm}^2$$

$$s = 28 \text{ cm}$$

Requisito Sismorresistente de Cortante

Longitud de confinamiento (L_o)

$$l_o > \left\{ \begin{array}{l} l_n/6 = 100.00 \\ \max(a,b) = 80 \\ 50 \text{ cm} = 50 \end{array} \right. \Rightarrow \begin{array}{l} l_o \geq 100.00 \text{ cm} \\ l_o = 100 \text{ cm} \end{array}$$

Espaciamiento dentro de L_o (s_1)

$$s_1 \leq \left\{ \begin{array}{l} 10 \text{ cm} = 10 \\ 8 \times \min(\text{dbl}) = 27.92 \\ 0.5 \times \min(a,b) = 40 \end{array} \right. \Rightarrow \begin{array}{l} s_1 \leq 10 \text{ cm} \\ s_1 = 10 \text{ cm} \\ \text{cantidad} = 10 \end{array}$$

Espaciamiento fuera de L_o (s_2)

$$s_2 \leq \left\{ \begin{array}{l} 16 \times \text{dbl} = 55.84 \\ 48 \times \text{dbest} = 60.96 \\ 2s_1 = 20 \\ 30 \text{ cm} = 30 \end{array} \right. \Rightarrow \begin{array}{l} s_2 \leq 20 \text{ cm} \\ s = 28 \text{ cm} \\ s_2 = 20 \text{ cm} \end{array}$$

4.4.2 Diseño de pilares (columnas prefabricadas)

4.4.2.1 Cálculo de esfuerzos

El cálculo de la estructura se realiza mediante pórticos característicos, cuya configuración básica es de pilares empotrados en su base y articulados en las uniones pilar-dintel, siendo una estructura traslacional. A efecto de cálculo el pórtico tiene tantos grados de traslacionalidad como plantas más cubiertas existan.

Dicho pórtico se resuelve, bajo las hipótesis más desfavorables, igualando deformaciones en cada nivel y obteniendo los esfuerzos en la base de cada pilar como suma de los debidos a las cargas que recibe más los debidos a las fuerzas hiperestáticas horizontales que igualan dichas deformaciones.

4.4.2.2 Cálculo de secciones

El dimensionamiento de la sección de base se efectúa conforme a EHE, como elementos de concreto armado en E.L.U. de flexión compuesta, por el método a rotura del diagrama rectángulo, tomando para el cálculo del pandeo una longitud de 1.35 veces la altura equivalente del pilar.

Dicha altura equivalente, para pilares con varios puntos de carga a distinta altura, es la media ponderada de dichas alturas de actuación, tomando como pesos los respectivos axiles que gravitan en cada punto.

La armadura transversal dispuesta se compone de cercos $\varnothing$ 8/30 cm, incrementándose dicha cuantía, en el caso de ser zona sísmica, con una mayor densidad de estribos en una longitud de dos veces el canto desde la base.

La armadura principal de los pilares se sitúa distribuida en las caras de los pilares, formando en las esquinas, si es necesario, grupos de 1,2 o 3 barras. Toda la armadura pasiva emplea barras corrugadas de acero B-500-S.

4.4.2.3 Uniones pilar-cimentación mediante cáliz

La unión pilar-cimentación se modela como empotrado. Dicho empotramiento se materializa realizando un cajeado en la cimentación (cáliz) cuyas dimensiones en planta deben dejar al menos 10cm de recubrimiento alrededor de la sección del pilar y con una profundidad mínima de 1,5 veces el canto mayor del pilar, mas 5cm de hormigón para nivelación.

4.5 Diseño de cimentaciones

La cimentación es el elemento estructural encargado de transmitir las cargas de las columnas y muros, repartiéndolas adecuadamente al terreno; para ello, el suelo de cimentación debe trabajar bajo una carga donde no se produzcan deformaciones o asentamientos no permisibles que pudieran ocasionar daños a elementos estructurales y no estructurales del edificio.

La cimentación se diseña en función a los parámetros del suelo obtenidos del estudio de mecánica de suelos (EMS) de la zona en estudio. A partir de éste, se determina la presión admisible del suelo, para el presente diseño se obtuvo una presión admisible de 3.50 kg/cm². Para el proyecto se realizará el diseño de la zapata correspondiente a la columna C1 (80 cm x 80cm) ubicada en la intersección del eje E con el eje 3.

4.5.1 Diseño de cimentación (Sistema Tradicional)

4.5.1.1 Determinación de la presión neta del suelo y dimensionamiento de la zapata

El predimensionamiento de la zapata se realiza en base a las cargas de gravedad: permanentes y sobrecarga (transmitidas por la columna). A modo de ejemplo se presentará el desarrollo del diseño de la zapata Z1. Esta zapata se encarga de recibir las cargas transmitidas de la columna C1, desarrollada en el capítulo de columnas. Estas cargas fueron obtenidas del modelo numérico en ETABS 2015. A continuación, se muestra una tabla con las cargas de servicio.

Tabla 57

Cargas de servicio para el diseño de cimentaciones

Cargas actuales	Cortante (V)	Normal (N)	Momento (M)
En Servicio	10.17	1020.50	39.03
Últimas	14.45	1511.98	55.79

Fuente: Elaboración propia

a) Cimentación con carga excéntrica

Se ha realizado la verificación de la presión en el suelo dependiendo de la excentricidad de la carga, empleando las cargas de servicio según norma E060.

$$P = 1114.88$$

$$M = 52.251$$

$$V = 10.17$$

$$e = 0.05 < L/6 = 0.92 \quad \text{No redistribuir}$$

Si la excentricidad es pequeña, menor que $L/6$, la presión en los extremos de la zapatas es:

$$q_{1,2} = \frac{P}{BL} \left(1 \pm \frac{6e}{L}\right)$$

$$q_1 = 38.74 \quad \text{Ton/m}^2$$

$$q_2 = 34.97 \quad \text{Ton/m}^2$$

(a) Carga excéntrica ($e \leq L/6$)

$$q_1, q_2 < 1.3Q_t = 45.5 \quad \text{Ton/m}^2 \quad \text{OK}$$

Si la excentricidad es mayor que $L/6$, una parte de la cimentación no recibe ninguna reacción ya que no puede existir esfuerzos de tracción entre terreno y zapata.

$$q_r = 37.49 \quad \text{Ton/m}^2$$

$$q_t = 49.49 \quad \text{Ton/m}^2$$

$$q_r < 1.3Q_t = 45.5 \quad \text{Ton/m}^2 \quad \text{OK}$$

$$q_t > 1.3Q_t = 45.5 \quad \text{Ton/m}^2 \quad \text{NO}$$

A través de estos resultados, al ser menores que el esfuerzo admisible del suelo, se comprueba que el predimensionamiento de la zapata cumple con los requerimientos necesarios y se procedió a utilizar las dimensiones definidas para las siguientes etapas del diseño. Para ello, se calculó los esfuerzos últimos que se muestran e a continuación:

$$P = 1511.98$$

$$M = 555.79$$

$$V = 14.45$$

$$e = 0.04 < L/6 = 0.92 \quad \text{No redistribuir}$$

$$q_1 = 51.99 \quad \text{Ton/m}^2$$

$$q_2 = 47.97 \quad \text{Ton/m}^2$$

$$w_u = 49.98 \quad \text{Ton/m}^2$$

4.5.1.2 Diseño por Flexión

Para el cálculo del refuerzo por flexión se procede de la misma forma que en las vigas y losas, mediante el diseño por resistencia por metro de zapata:

$$Mu = \frac{w_u L_v^2}{2}; As = \frac{Mu}{\phi \cdot fy(d - \frac{a}{2})}; a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b}; As_{\min} = 0.0018bh$$

$$Mu = 138.02 \quad \text{Ton/m}^2$$

$$A_{\text{barra}} = 5.05 \quad \text{cm}^2$$

$$As = 34.29 \quad \text{cm}^2 \quad \text{OK} \quad a = 8.07$$

$$As_{\min} = 21.60 \quad \text{cm}^2 \quad s = 0.15$$

4.5.1.3 Verificación del corte

Debido a que en cimentaciones no se coloca acero de refuerzo por corte, se debe verificar que el concreto solo soporte los esfuerzos considerando un peralte adecuado.

a) Corte por flexión

La resistencia del concreto al corte por flexión es:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d; V_u = w_u(L_v - d)$$

$$V_u = 62.23 < V_c = 76.80$$

b) Corte por punzonamiento

Se asume que la zapata actúa como viga, con ello se pudo verificar la falla por punzonamiento idealizada a una distancia de la mitad del peralte efectivo a la cara de la columna y la falla por cortante idealizada a una distancia igual al peralte

efectivo. La resistencia del concreto al corte por punzonamiento es igual a la menor determinada a través de las siguientes expresiones:

$$V_c \leq 0.24(2 + \frac{4}{\beta_c})\sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

$$V_c \leq 0.27(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2)\sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

$$V_c \leq 1.1\sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

Por punzonamiento:

$$V_{du} = 271246.07 \text{ Kg}$$

$$\phi V_c = 560616.63 \text{ Kg}$$

$$\dots V_u < \phi V_c$$

Por Cortante:

$$\phi V_c = 187758.6 \text{ Kg}$$

$$V_u = 73071.03 \text{ Kg}$$

$$\dots V_u < \phi V_c$$

Por Flexión:

ρ = cuantía de acero

$$\rho = 0.001216; \text{ pero la } \rho_{\min} = 0.0018$$

$A_s = 66 \text{ cm}^2$; Asumiendo el diámetro del acero de $\frac{3}{4}$ ", se tiene:

Usar $\phi \frac{3}{4}$ " @ 15. cm en la dirección longitudinal y transversal.

4.5.2 Diseño de cimentación (Sistema prefabricado)

El tipo de cimentación que se emplearán para el anclaje de columnas prefabricadas de concreto será tipo cáliz, que consiste en dejar una cajuela (cáliz) para el empotramiento del extremo inferior de la columna prefabricada. Se considera una holgura de 5 cm (como mínimo) entre la parte inferior y en las paredes del cáliz respecto de la columna. Luego de montada la columna, dicha holgura se rellenará de grout o mortero fluido.

4.5.2.1 Cimentación tipo cáliz

Para el diseño de la cimentación tipo cáliz, se deberá dimensionar previamente el cáliz o cajuela que contendrá a las columnas.

A partir de la bibliografía consultada, se ha podido estimar que, para garantizar un adecuado empotramiento de la columna, la altura del cáliz (h_c) deberá ser 1.5 veces la medida del lado mayor de la columna a alojar + 5 cm de holgura para la colocación del grout o mortero fluido. Dicha holgura (5 cm) también deberá dejarse entre las paredes interiores del cáliz y las caras laterales de la columna a alojar.

La pared del cáliz deberá ser igual a $1/3$ de la altura del cáliz (h_c) para garantizar un comportamiento adecuado.

A partir del dimensionamiento del cáliz, se procede a dimensionar las zapatas con las hipótesis de verificación de uso común (punzonamiento, corte, volteo). El volado de la zapata se contará a partir de la cara exterior del cáliz.

Figura 37. Isometría y elevación de la zapata tipo cáliz

Fuente: Preansa

4.5.2.2 Geometría y esfuerzos

Características del Pilar:

Base, b_p (cm): 60

Altura, a_p (cm): 60

Volumen del pilar empotrado, V_c (m³) = 0,34

Características del Cáliz:

Espesor, t_c (cm): 35

Altura, a_c (cm): 95

Largo de cáliz en «x», L_c (cm): 140

Ancho de cáliz en «y», A_c (cm): 140

Volumen de cáliz sin grout, $VCAL$ (m³): 140

Datos del suelo:

$\gamma_{RELLENO}$ [Tn/m³]: 1.90 (Peso específico del suelo)

$\sigma_{ESTÁTICO}$ [kg/cm²]: 2.50 (Capacidad Portante)

$\sigma_{DINÁMICO}$ [kg/cm²]: 3.25 (Dinámico = 1,30 Estático)

Características de Zapata:

Volados V_x (cm): 140

Volados V_y (cm): 130

Altura h_Z (cm): 80

NPT (m): 0,00

NFZ (m): -2.15

Sobrealtura (cm): 40

4.5.2.3 Verificaciones

Geometría:

Dirección	X-X	Y-Y
$>\sigma_{EST}$ [kg/cm ²]:	2.46	2.46
$>\sigma_{DÍN}$:	2.47	2.47
$\sigma_{ÚLT}$:	3.13	[kg/cm ²]
Dirección	X-X	Y-Y
Volteo:	82.1	34.9

Esfuerzos por punzonamiento:

		(Pilar)	(Cáliz)	
Resistente:	ϕV_N	773,82	872,57	[Tn]
Actuante:	V_U	542,59	640,82	[Tn]

Esfuerzos por cortante:

		(Viga X)	(Viga Y)	
Resistente:	ϕV_N	205,64	195,85	[Tn]
Actuante:	V_U	72,27	81,34	[Tn]

ACERO Largo 3/4" @ 27,5 OK

ZAPATA Ancho 3/4" @ 25,0 OK

REFUERZO

As1 = 4/3 (Calculado)

As1= 14,67 12,62 [cm²/m]

As2 = Acero Mínimo (Art. 10.5.2)

As2= 5,69 5,69 [cm²/m]

As3 = Acero Mínimo (Art. 9.7)

As3= 9,60 9,60 [cm²/m]

As Total: 11,00 9,60 [cm²/m]

4.6 Diseño de conexión: ménsula y pin

Las ménsulas se utilizan generalmente en construcción prefabricada para soportar las cargas puntuales de las vigas prefabricadas que actúan cerca de las caras de las columnas respectivas. Las ménsulas se diseñan especialmente para suministrar la reacción vertical V_u en el extremo de la viga soportada, pero se deben tomar precauciones especiales para evitar que las fuerzas horizontales que genera la retracción de fraguado restringida, el flujo plástico (en caso de vigas preesforzadas) o los cambios de temperatura, generen una fuerza horizontal N_{uc} .

Figura 38. Diseño de ménsula

Fuente: Norma E.060 del RNE

Las barras A_{sc} deben anclarse con cuidado debido a que necesitan desarrollar su resistencia a la fluencia f_y , directamente bajo la carga V_u . En el lado derecho se provee un gancho a 90° para lograr el anclaje. Barras con aros cerrados con área A_h confinan el concreto en los dos puntales a compresión y resisten una tendencia al fracturamiento en dirección paralela al empuje. Las barras de borde que se indican en la figura tienen por lo general el mismo diámetro que los estribos y sirven en particular para mejorar el anclaje de éstos en la cara exterior de la ménsula.

La ménsula puede analizarse como una viga muy corta en voladizo, en la cual la tensión por flexión en la cara de la columna es resistida por las barras superiores A_{sc} .

Otro modo posible de falla es mediante cortante directo a lo largo de un plano más o menos a ras con la cara vertical del cuerpo principal de la columna. En este caso el refuerzo por cortante por fricción que atraviesa esta grieta incluirá el área A_{sc} colocada previamente en el tensor superior y el área A_h de los aros que estarían por debajo de esta.

Las indicaciones del Código ACI 11.8 para el diseño de ménsulas y cornisas se refieren al modelo de comportamiento a flexión de la ménsula. Estas se aplican a ménsulas y cornisas con una relación luz de cortante a altura $a/d \leq 1.0$. La distancia d se mide en la cara de la columna, y la altura en el borde exterior del área de apoyo no debe ser menor que $0.5d$. Para el diseño se utilizarán los principios básicos acostumbrados, es decir, $M_u \leq \phi M_n$ y $V_u \leq \phi V_n$, y para ménsulas (en las que el cortante controla el diseño) ϕ debe tomar un valor igual a 0.85 en todos los cálculos de resistencia, incluyendo flexión y tensión directa al igual que cortante.

La sección en la cara de la columna de apoyo debe resistir simultáneamente el cortante V_u , el momento $M_u = V_u a + N_{uc} (h - d)$, y la tensión horizontal N_{uc} . De no tomarse precauciones especiales, debe suponerse que actúa una tensión horizontal no menor que el 20% de la reacción vertical. Esta fuerza de tensión se debe considerar como una carga viva y debe aplicarse por tanto un coeficiente de mayoración igual a 1.7.

$$CM = 43.7 \text{ Ton}$$

$$CV = 34.5 \text{ Ton}$$

$$P = 60.95 \text{ Ton}$$

$$N_{uc} = 93.60 \text{ Ton}$$

$$V_u = 119.83 \text{ Ton}$$

Es posible determinar la cantidad de acero A_f necesaria para resistir el momento M_u , mediante los métodos usuales de diseño a flexión. Así tenemos:

$$A_s f = \frac{\phi f_y d - \sqrt{(\phi f_y d)^2 - \frac{2 f_y^2 M_u}{0.85 f'_c b}}}{\frac{\phi f_y^2}{0.85 f'_c b}}$$

Donde:

$$M_u = 23.85 \text{ ton}$$

$$b = 60 \text{ cm}$$

$$H = 54 \text{ cm}$$

$$d = 49 \text{ cm}$$

$$A_s f = 15.24 \text{ cm}$$

Se debe proporcionar un área de acero adicional A_n , que resista la componente de tensión de la fuerza:

$$\phi A_n f_y \geq N_{uc}$$

$$A_n = 26.22 \text{ cm}$$

Luego, el área total requerida para efectos de flexión y de tensión directa en la parte superior de la ménsula será:

$$A_f + A_n; \frac{2A_{vf} + A_n}{3}$$

$$A_{sc} = 41.46 \text{ cm} \quad \text{Usar } 9\phi 1''$$

$$\frac{2}{3}A_{vf} + A_n = 34.77 \text{ cm}$$

El diseño a cortante se basa en el método de cortante por fricción y el refuerzo total correspondiente A_{vf} se encuentra con:

$$A_{vf} = \frac{V_n}{f_y(\mu + (\mu \sin \alpha + \cos \alpha))}$$

En la que el factor de fricción μ para construcción monolítica es 1.40 para concreto de peso normal, 1.19 para concreto con "arenas livianas" y 1.05 para concreto con "todos los agregados livianos". La limitación usual referente a que no debe exceder el menor entre $0.2 f_c A_c$ ó $800 A_c$, se aplica en la sección crítica en la cara del apoyo (para ménsulas y cornisas A_c debe ser igual al área $b d$). Entonces, el área total necesaria para cortante más tensión directa en la parte superior de la ménsula es:

$$\lambda = 1$$

$$\mu = 1.4$$

$$\alpha = 9.46^\circ$$

$$\mu \sin \alpha + \cos \alpha = 1.22$$

$$A_{vf} = 12.83 \text{ cm}$$

con la parte restante de A_{vf} colocada en forma de aros cerrados con un área A_h en la parte inferior de la ménsula.

Entonces, el área de acero total A_{sc} que se necesita en la parte superior de la ménsula será igual al mayor de los valores determinados por las ecuaciones donde se calcula el valor de A_{sc} . También se incluye otra restricción con respecto a que A_{sc} no deberá ser menor que $0.04(f'_c/f_y)bd$, con la intención de evitar la posibilidad de una falla repentina luego de la formación de una grieta de tensión por flexión en la parte superior de la ménsula.

Con relación al Código ACI, deben suministrarse estribos en forma de aros cerrados con un área A_h no menor que $0.5(Asc - A_n)$ y éstos se deben distribuir uniformemente dentro de los dos tercios de la altura efectiva, adyacentes y paralelos a Asc . Este requisito se establece con mayor claridad de la siguiente manera:

$$A_h = 0.5(Asc - A_n)$$

$A_h = 9.62 \text{ cm}$ Usar $4\emptyset 1/2"$

Cálculo del pin:

$$A_{pin} = \frac{Nuc}{\phi f_y}$$

$A_{pin} = 26.22 \text{ cm}$ Usar $3\emptyset 1 \frac{3}{8}"$

Figura 39. Diseño de ménsula y pin para el sistema pretensado

Fuente: Elaboración propia

5 ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE EL SISTEMA TRADICIONAL VS EL SISTEMA INDUSTRIALIZADO

5.1 Criterios para el sistema industrializado

5.1.1 Criterios de fabricación

El proceso de fabricación debe considerar la programación y planificación de las tareas de producción, de acuerdo con la cantidad y el tipo de elementos que se requiera fabricar. Por otro lado, la cantidad de proyectos a ejecutarse, el plazo de ejecución y las prioridades de fabricación considerados para las obras en curso (en una planta).

Figura 40. Fabricación de columnas prefabricadas

Fuente: Preansa

Figura 41. Fabricación de vigas prefabricadas

Fuente: Preansa

Antes del inicio de la fabricación se deberá tener en cuenta la disponibilidad de recursos materiales (concreto, acero, cables, moldes) y recursos humanos (personal de pista, personal especializado) de acuerdo con la programación establecida. Se debe tener muy en cuenta, las características propias de los materiales a utilizarse para su empleo eficiente, adecuado y seguro. La mayor parte de los controles de calidad se llevarán a cabo durante la etapa de fabricación, se tomarán muestras y se supervisarán los trabajos de planta.

Además, es importante tener en cuenta las siguientes etapas (transporte y montaje) para tomar las previsiones para el izaje, transporte y montaje de las piezas prefabricadas.

5.1.2 Criterios de transporte

La incidencia del transporte en el costo de la obra puede incrementarse, dependiendo de la distancia, la dificultad y la disponibilidad de unidades y equipos especiales. La logística de transporte empieza con el estudio de las rutas y los medios de transporte disponibles, para ello es necesario el conocimiento del lugar donde se ejecutará la obra y su accesibilidad.

Figura 42. Transporte de columnas

Fuente: Preansa

Se debe anticipar cualquier posible limitación en la ruta de transporte terrestre (en caso de optar por camiones) tal como: altura máxima de puentes, radios de giro, peso máximo por eje, cantidad de piezas por viaje, ancho máximo de vía, entre otros, para poder cuantificar el costo del viaje. Además, deberá considerarse lo estipulado en los reglamentos o normas de circulación. En algunos casos deben colocarse avisos o pancartas que indiquen “carga ancha” o “carga larga” e incluso, contar con escolta policial. Estas recomendaciones también aplican para el transporte, de considerarse necesario, de equipos pesados, como grúas.

Figura 43. Transporte de losas TT40

Fuente: Preansa

5.1.3 Criterios de montaje

5.1.3 Criterios de montaje

En esta etapa se desarrolla la ejecución de la obra, en el terreno. Para ello, es necesario que se hayan realizado los trabajos básicos de excavación, compactación y cimentación en campo para proceder al montaje.

Es importante tener en cuenta la secuencia de montaje, tanto por la prioridad de cada tipo de pieza, según su comportamiento estructural (primero pilares, luego vigas y correas) como por la prioridad y la sectorización previamente coordinada con los responsables de la obra in-situ. La secuencia de montaje se define durante la etapa de diseño e incide directamente en la fabricación y el transporte de las piezas prefabricadas.

En condiciones normales, los equipos pesados (grúas y/o equipos especiales) resultan los más incidentes en el costo de la obra, por lo que se les debe dar continuidad y en lo posible, evitarse que se retiren y reingresen a la obra varias veces.

La cuadrilla de montaje consiste de 4 personas en promedio, para las tareas de descarga, izaje y montaje propiamente dicho.

Figura 44. Montaje de la zapata y cáliz en la cimentación

Fuente: Preansa

Las consideraciones propias de cada tipo de sistema estructural deben ser tomadas en consideración y comunicadas adecuadamente al responsable de montaje, de manera de contribuir a una correcta planificación del trabajo en campo. Se proporcionarán planos y/o manuales de montaje para transmitir los procedimientos típicos a seguir por el personal de montaje.

Figura 45. Montaje de la columna a la cimentación

Fuente: Preansa

Figura 46. Vista de la cimentación (zapata aislada tipo cáliz)

Fuente: Preansa

Deberán existir canales de comunicación con el gabinete para informar de cualquier incidencia que pueda dificultar el normal desarrollo del trabajo de montaje. En caso de

presentarse inconvenientes y/o errores, deberá reportarse lo más pronto posible y deberá evitarse en las posibles soluciones, trabajos en altura.

Figura 47. Montaje de vigas a columnas prefabricadas

Fuente: Preansa

Figura 48. Montaje de losas TT40 sobre vigas pretensadas

Fuente: Preansa

5.2 Presupuesto para elementos con concreto prefabricado y concreto armado

Teniendo en cuenta los criterios de diseño, fabricación, montaje y transporte, se ha elaborado un presupuesto para la obtención de elementos con concreto pretensado, el cual se ha obtenido a partir de costos actualizados por elemento a fabricar, en función al número de elementos contabilizados para el proyecto.

El cuadro N° 26 presenta el presupuesto del total de elementos pretensados. No se ha incluido costos de cimentaciones, placas in-situ, ya que estos elementos son comunes para ambos sistemas (pretensado vs tradicional). Asimismo, el cuadro N° 27 muestra el presupuesto para los mismos elementos considerados en el sistema pretensado, excluyendo de igual forma las cimentaciones y placas in-situ.

Tabla 58

Presupuesto del sistema industrializado

Item	Descripción	Unidad	Metrado	PU (S/.)	PT (S/.)
Losas					
1	Losas TT60 [1°-2° Nivel]	m ²	14205,05	250	3551263,00
2	Losas TT60 [3° -4°Nivel]	m ²	14205,05	250	3551263,00
Columnas					
3	Pilar EP66 altura 20 m	und	52	12000	624000,00
4	Ménsulas	und	396	800	316800,00
5	Fijación a cimentación	und	52	500	26000,00
Vigas					
6	Viga JT75	ml	1121,52	650	728988,00
7	Viga JL65	ml	692,76	500	346380,00
8	Viga JC4060	ml	946,47	400	378588,00
Capa de Compresión					
9	Concreto ^[1]	m ³	2024,22	271	548563,60
10	Acero ^[2]	kg	30363,30	4	121453,19
				COSTO	10193298,0
				IGV	1834793,64
				TOTAL	12028091.6
				Costo/m²	456,33

Fuente: Elaboración propia

Tabla 59
Presupuesto de elementos con concreto armado

Item	Descripción	Unidad	Metrado	PU (S	PT
<u>Losas Macizas</u>					
1	Concreto	m ³	7031,50	271,26	1907364,89
2	Encofrado	m ²	23791,94	53,32	1268586,45
3	Acero	kg	82134,67	4,07	334288,12
<u>Columnas</u>					
4	Concreto	m ³	565,656	318,46	180138,81
5	Encofrado	m ²	3232,32	39,72	128387,75
6	Acero	kg	89452,47	4,20	375700,38
<u>Vigas Transversales</u>					
7	Concreto	m ³	526,0464	271,26	142695,35
8	Encofrado	m ²	4286,304	59,16	253577,74
9	Acero	kg	49916,94	4,20	209651,16
<u>Vigas Longitudinales</u>					
10	Concreto	m ³	1900,8	271,26	515611,01
11	Encofrado	m ²	8870,4	59,16	524772,86
12	Acero	kg	407652,80	4,20	1712141,77
				COSTO	7552916,30
				IGV	1359524,93
				TOTAL	8912441,23
				Costo/m²	374,60

Fuente: Elaboración propia

5.3 Cronograma de obra con concreto prefabricado y concreto armado

Se tomaron rendimientos de producción proporcionados por la empresa PREANSA para estimar la duración de la obra con el sistema pretensado mostrado en el Cuadro N° 39. El cuadro siguiente muestra los rendimientos en la fabricación de elementos pretensados, en el cual se considera 1 cuadrilla conformada por 3 operarios y 1 operador de grúa.

Tabla 60
Rendimientos de fabricación en el sistema prefabricado

ELEMENTO	RENDIMIENTO
----------	-------------

Losas	20	Und / día
Columnas	8	Und / día
Vigas	20	Und / día

Fuente: Preansa, 2014

Figura 49. Estimación de cronograma de obra con concreto prefabricado

Item	Descripción de la actividad	Duración (meses)															
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	Proyecto (Actividades preliminares)	■	■	■													
2	Movimiento de tierras (Excavación)			■	■												
3	Estructura - Cimentación Concreto armado				■	■											
4	Fabricación de elementos pretensados		■	■	■	■											
5	Montaje de elementos en obra				■	■	■										
6	Arquitectura (Tabiquería)					■	■	■	■								
7	Instalaciones						■	■	■	■	■						
8	Acabados								■	■	■	■					

Fuente: Elaboración propia

Figura 50. Estimación de cronograma de obra con concreto armado

Item	Descripción de la actividad	Duración (meses)															
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	Proyecto (Actividades preliminares)	■	■	■													
2	Movimiento de tierras (Excavación)			■	■												
3	Estructura - Cimentación Concreto armado				■	■											
4	Estructura - Concreto armado					■	■	■	■	■	■	■					
5	Arquitectura (Tabiquería)										■	■	■	■			
6	Instalaciones											■	■	■	■	■	
7	Acabados													■	■	■	■

Fuente: Elaboración propia

5.4 Comparativa entre concreto armado y concreto prefabricado

A partir de ambos presupuestos tentativos y estimación de cronogramas de obra se puede deducir lo siguiente:

Costo por m²: del análisis de costos en ambos presupuestos se puede estimar que el costo por m² de superficie construida con concreto pretensado será de S/.456.33 nuevos soles, mientras que para el sistema construido con concreto armado será de S/.374.60 nuevos soles, evidenciándose que la fabricación de elementos pretensados es más costosa que con concreto armado. Sin embargo, se puede compensar dichos costos si se estima el tiempo ganado por el sistema pretensado; siendo la duración ganada 5 meses.

Según Equilibrium, las ventas anuales de los centros comerciales Hipermercados Tottus, Supermercados Peruanos S.A. y Grupo Supermercados Wong para el año 2013 se tenían los siguientes valores de venta anual.

Figura 51. Evolución de ventas por m²

Fuente: Ventas por m² de las principales cadenas de supermercados peruanos, del 2009 al 2013. (Equilibrium, 2013: 11)

Tomando en cuenta la figura tenemos que por m² se tiene un valor de venta mensual de S/. 15,195.33 y con el área del centro comercial se tiene un valor según se muestra en la tabla:

Tabla 61
Valor de venta

Area construida (m2)	23791.94
Venta anual por (m2)	S/ 15,195.33
Ventas anuales totales (S/.)	S/ 361,526,379.64
Ventas diarias	S/ 990,483.23
Utilidad	20%
Utilidad (S/.) diaria	S/ 198,096.65

Fuente: Elaboración propia

Según el cálculo realizado en el cuadro anterior, si consideramos la diferencia de 5 meses en el plazo de entrega del proyecto se tendría una ganancia de S/. 29,714,496.96, que representa más de 30 veces la diferencia adicional que se tiene entre el costo de un sistema prefabricado con el convencional.

Rendimientos: Según se mencionó anteriormente, de los cronogramas estimados para ambos sistemas se puede observar que en el sistema con concreto pretensado se emplearán 4 meses para la fabricación de los elementos pretensados necesarios para el edificio de sistema industrializado, además el tiempo para el montaje de dicho edificio se realizará en 3.5 meses empleando 1 cuadrilla conformada por 3 operarios y 1 operador de grúa, minimizando los costos y duración de mano de obra. La siguiente tabla muestra el análisis por elemento en el sistema pretensado, en función a los rendimientos determinados:

Tabla 62
Análisis de elementos en función a su rendimiento

Elemento	N° de elementos en Obra	N° Pisos	Rendimiento (Und/día)	Tiempo estimado (días)	Tiempo estimado (meses)
Losas	354	3	20	53.10	2.05
Columnas	53	3	8	19.88	0.77
Vigas	122	3	20	18.30	0.71
Total					3.53

Fuente: Elaboración propia

Comportamiento estructural: A partir del análisis sísmico, realizado con los lineamientos de la nueva norma E.030, para ambos sistemas estructurales, se puede observar que ambas estructuras presentan un comportamiento similar, pues en el análisis de los desplazamientos

ante un sismo las estructuras muestran derivas similares y ambas dentro de los rangos establecidos en la norma E.060. Así mismo, se observa que el sistema pretensado presenta valores menores que el sistema tradicional, en cuanto a los períodos ante un mismo sismo.

Diseño Arquitectónico: el sistema pretensado permite obtener mayores luces con menores peraltes que el sistema tradicional, esto es bien aprovechado pues permite una mayor percepción de la luz y da la sensación de estar en un ambiente más grande debido al mayor volumen de la estructura. Además, al tener mayores luces se puede aprovechar mejor los ambientes, tanto en la distribución de las tiendas como en la cantidad de personas de aforo.

6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones

- 1) Para edificios con concreto industrializado el cual está conformado por elementos prefabricados con placas in situ, se definió el tipo de conexión articulada entre los elementos estructurales: unión viga de entrepiso – pilar – viga lateral; asimismo, las losas de techo (TT60) son apoyadas sobre las vigas principales (JT55) y vigas secundarias (JC4060), sobre la cual se realiza el vaciado de la capa de compresión logrando que el sistema de entrepiso se comporte como un diafragma rígido.
- 2) Como criterio sismorresistente se ha empleado un sistema de muros estructurales, en el cual dichos muros resisten las acciones ocasionadas por los sismos, absorbiendo más del 80% de la fuerza lateral. Numéricamente, se comprobó que el sistema de muros estructurales resiste en la dirección X: 5114.47 Ton (equivalente al 98.1% de la cortante en X) y en la dirección Y: 4955.95 Ton (equivalente al 97.6% de la cortante en Y).
- 3) A partir de los cálculos para el diseño sísmico, se desarrolló la modelación numérica de un edificio con sistema tradicional y con sistema industrializado de tipo comercial, del cual se desprenden los siguientes resultados:
 - ✓ Comparación entre las cortantes estática y dinámica en el Sistema Tradicional:

Tabla 63

Comparación entre cortantes estáticas y dinámicas en el sist. tradicional

Piso	Caso de Carga	Cortante Dinámica (CD)		Cortante Etática (CE)		Comparación CD/CE	0.9*CE (Irregular)	Factor E/D
		Cortante X	Cortante Y	Cortante X	Cortante Y			
		tonf	tonf	tonf	tonf			
NIVEL 1	Sismo X	11070.1083		13759.76		80.5%	12383.78	1.12
NIVEL 1	Sismo Y		13005.0141		16511.71	78.8%	14860.54	1.14

Fuente: Elaboración propia

- ✓ Comparación entre las cortantes estática y dinámica en el Sistema Pretensado:

Tabla 64

Comparación entre cortantes estáticas y dinámicas en el sist. pretensado

Piso	Caso de Carga	Cortante Dinámica (CD)		Cortante Etática (CE)		Comparación CD/CE	0.9*CE (Irregular)	Factor E/D
		Cortante X	Cortante Y	Cortante X	Cortante Y			
		tonf	tonf	tonf	tonf			
NIVEL 1	Sismo X	5214.12		6825.56		76.4%	6143.00	1.18
NIVEL 1	Sismo Y		5076.03		6825.56	0.0%	6143.00	1.21

Fuente: Elaboración propia

- ✓ Se comprobó mediante la modelación en ETABS que los desplazamientos en el sistema pretensado son similares a los del sistema convencional dentro de los lineamientos estipulados en la norma E.060 y bajo la nueva norma de diseño sismorresistente E.030 (2016).

Tabla 65

Sistema tradicional

SISMO EN X

SISMO EN Y

Piso	H (m)	Drift (X)	Control Deriva de entrepiso (Deriva <0,007)	Irregularidad Torsional (Deriva >0.0035)
Nivel 4	25.2	0.0063	OK	SI
Nivel 3	19.2	0.0068	OK	SI
Nivel 2	13.2	0.0065	OK	SI
Nivel 1	7.2	0.0044	OK	SI

Piso	H (m)	Drift (X)	Control Deriva de entrepiso (Deriva <0,007)	Irregularidad Torsional (Deriva >0.0035)
Nivel 4	25.2	0.0014	OK	NO
Nivel 3	19.2	0.0015	OK	NO
Nivel 2	13.2	0.0014	OK	NO
Nivel 1	7.2	0.0010	OK	NO

Piso	H (m)	Drift (Y)	Control Deriva de entrepiso (Deriva <0,007)	Irregularidad Torsional (Deriva >0.00 35)
Nivel 4	25.2	0.0010	OK	NO
Nivel 3	19.2	0.0010	OK	NO
Nivel 2	13.2	0.0010	OK	NO
Nivel 1	7.2	0.0006	OK	NO

Piso	H (m)	Drift (Y)	Control Deriva de entrepiso (Deriva <0,007)	Irregularidad Torsional (Deriva >0.00 35)
Nivel 4	25.2	0.0057	OK	SI
Nivel 3	19.2	0.0063	OK	SI
Nivel 2	13.2	0.0060	OK	SI
Nivel 1	7.2	0.0041	OK	SI

Fuente: Elaboración propia

Tabla 66
Sistema pretensado

SISMO EN X

Piso	H (m)	Drift (X)	Control Deriva de entrepiso (Deriva <0,007)	Irregularidad Torsional (Deriva >0.0035)
Nivel 4	25.2	0.0040	OK	SI
Nivel 3	19.2	0.0042	OK	SI
Nivel 2	13.2	0.0038	OK	SI
Nivel 1	7.2	0.0020	OK	NO

SISMO EN Y

Piso	H (m)	Drift (X)	Control Deriva de entrepiso (Deriva <0,007)	Irregularidad Torsional (Deriva >0.00 35)
Nivel 4	25.2	0.00018	OK	NO
Nivel 3	19.2	0.00018	OK	NO
Nivel 2	13.2	0.00015	OK	NO
Nivel 1	7.2	0.00007	OK	NO

Piso	H (m)	Drift (Y)	Control Deriva de entrepiso (Deriva <0,007)	Irregularidad Torsional (Deriva >0.0035)
------	-------	-----------	--	--

Piso	H (m)	Drift (Y)	Control Deriva de entrepiso (Deriva <0,007)	Irregularidad Torsional (Deriva >0.00 35)
------	-------	-----------	--	--

Nivel 4	25.2	0.00012	OK	NO
Nivel 3	19.2	0.00012	OK	NO
Nivel 2	13.2	0.00011	OK	NO
Nivel 1	7.2	0.00007	OK	NO

Nivel 4	25.2	0.0046	OK	SI
Nivel 3	19.2	0.0046	OK	SI
Nivel 2	13.2	0.0039	OK	SI
Nivel 1	7.2	0.0020	OK	NO

Fuente: Elaboración propia

- 4) Se diseñaron los elementos estructurales tanto para el sistema tradicional como para el sistema industrializado, mostrándose en la siguiente tabla resumen:

Tabla 67

Comparativa de elementos estructurales

		SISTEMA TRADICIONAL	SISTEMA INDUSTRIALIZADO
Columnas	Cantidad	52	52
	f'c	210 Kg/cm ²	500 Kg/cm ²
	Dimensiones	0.90 x 0.90 cm	0.60 x 0.60 cm
Vigas	Cantidad	456	308
	f'c	210 Kg/cm ²	350 Kg/cm ²
	Dimensiones	0.90 x 0.30 cm	JT55 (principal), JC4060 (secundaria)
Muros	Cantidad	X:7, Y:7	X:7, Y:6
	f'c	210 Kg/cm ²	210 Kg/cm ²
	Dimensiones	X: 8.00, 22.00m; Y:15.50, 27.50m	X: 8.00, 15.00m; Y:15.50m
Zapatas	Cantidad	52	52
	f'c	210 Kg/cm ²	210 Kg/cm ²
	Dimensiones	4.00 x 4.00 m	4.20 x 4.00 m
Capa de Compresión	Cantidad	---	4
	f'c	---	210 Kg/cm ²
	Dimensiones	---	e=65 mm
Losa	Cantidad	4	4
	f'c	210 Kg/cm ²	350 Kg/cm ²
	Dimensiones		TT60

Fuente: Elaboración propia

5) Del análisis realizado se desprenden las siguientes ventajas del sistema industrializado frente a un sistema convencional:

- ✓ Empleando la industrialización se consiguió reducir los peraltes de las vigas principales, las secciones de columnas y en general, los volúmenes de concreto empleado. Aun cuando el costo del m³ de concreto industrializado es mayor que el m³ de concreto in situ se justifica su uso, con la reducción de volúmenes y disminución del plazo de construcción, que conlleva a menores gastos generales y anticipación de puesta en obra del centro comercial.
- ✓ Para edificaciones comerciales, la reducción del plazo de ejecución de la obra es importante y se estima entre el 30% - 50%, lo que se traduce en poder iniciar las operaciones del centro comercial antes de las fechas previstas, generando ganancia por alquiler y uso de los espacios. En meses de alta actividad comercial como agosto o diciembre, el poder encajar la apertura de la tienda, empleando concreto industrializado brinda ingresos y ganancias aún mayores. Teniendo en cuenta estos factores, es entendible el uso masivo de concreto industrializado en países como México, en donde el desarrollo de centros comerciales es más extendido que en Perú.
- ✓ Con fines académicos se realizó un análisis comparativo referencial de ambas estructuras, tomando ratios y rendimientos proporcionados por la empresa PREANSA, lo que nos permitió estimar costos y tiempos de producción, los cuales son representativos para describir las ventajas del elemento prefabricado.

6.2 Recomendaciones

- ✓ En algunas obras que emplean concreto tradicional con sistemas de losas aligeradas, losas de placa colaborante y prelosas, no se toman en cuenta el diseño del diafragma rígido por lo que se recomienda su comprobación numérica, con el fin de verificar que la carga sísmica actuante sea absorbida por los elementos verticales de la obra proyectada.
- ✓ Se recomienda realizar mayor investigación y pruebas in-situ de las conexiones en sistemas pretensados; ya que al realizarse en campo se debe de tener mucho cuidado en que estas sean lo más monolíticas con la estructura pretensada y que garanticen un sistema manejable acorde a la Norma Peruana. Actualmente, en nuestro país no

se ha desarrollado dicha investigación ya que este sistema no tiene mucha difusión ni confiabilidad, sin embargo en países como Chile y México con actividad sísmica similar a la nuestra, estas conexiones son muy estudiadas y constantemente se realizan pruebas de su comportamiento al ser un sistema muy ventajoso.

- ✓ Se recomienda como futura línea de investigación realizar un análisis a detalle de la productividad (costo y tiempo) de este sistema industrializado, con el fin de demostrar que es un sistema es confiable de inversión que puede tener mayor demanda a futuro en nuestro país.

7 REFERENCIAS

- ACI COMMITTEE 318, (2005) "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-05)". American Concrete Institute, U.S.A.
- ACI Committee 318, (1995) "Building Code Requirements for Reinforced Concrete, ACI Estándar 318-95". Detroit: American Concrete Institute.
- AGUILÓ, Alonso (1974). Prefabricación: Teoría y práctica. Editores Técnicos Asociados, Barcelona.
- BULL, D.K. (1997) "Diaphragms", Seismic Design of Reinforced Concrete Structures, Technical Report No. 20, New Zealand Concrete Society. Nueva Zelanda.
- CARRANZA R, MARTINEZ R Y REINOSO E "Conexión trabe columna de elementos prefabricados sin pernos ni soldadura ", Memorias del X Congreso de Ingeniería Estructural, Vol I, Mérida, Yucatán, 1996.
- EQUILIBRIUM (2013) (www.equilibrium.com.pe) Sitio web de la empresa donde brinda diversos informes de Calsificación (consulta : 01 de Junio).
- GALLEGOS Armando, RIOS Guillermo (2007) Conexiones y Elementos Pretensados. Pp 42-45. En: revista Construcción y Tecnología.
- GONZÁLEZ, Claudio (2004) Garajes de Hormigón Pretensado (Tesis de Grado Constructor Civil) Valdivia: Universidad Austral de Chile.
- INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM (2000) Manual de Diseño de Estructuras Pretensadas y Presforzadas. México D.F. Instituto de Ingeniería UNAM.
- MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO (2013) Proyecto de Norma E.030 Diseño Sismorresistente. En DISCUSIÓN PÚBLICA desde el día 20 de enero de 2014.
- MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO (2013) Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto Armado. Decreto Supremo 010-2009-Vivienda del 08 De Mayo del 2009.
- NILSON, Arthur (1999) Diseño de Estructuras de Concreto. McGraw-Hill, Santa Fé de Bogotá.
- PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE (PCI) (2007) Architectural Precast Concrete Manual. Canadá. Sidney Freedman. 3th Edition.

- RODRÍGUEZ, David (2013) Curso Básico para el Diseño de Elementos Pretensados. Presentación de Power Point en 4º Congreso Internacional Estructuras Pretensadas de Concreto. Universidad de Guanajuato.
- RCDF2004 (2004), “Reglamento de Construcciones del Distrito Federal”. Gaceta Oficial del Distrito Federal, México D.F.
- ZERMEÑO, M. (1992) “Comportamiento de Conexiones entre Elementos Prefabricados de Concreto ante Cargas Alternadas”. Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM.