

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD  
CATÓLICA DEL PERÚ**

**Escuela de Posgrado**



**ANÁLISIS Y BENEFICIOS DEL USO DEL CONCRETO LIGERO  
CON BASE EN ESFERAS DE POLIESTIRENO EN ELEMENTOS  
ESTRUCTURALES**

Tesis para obtener el grado académico de Maestro en Ingeniería Civil que  
presenta:

***Raul Kensel Vargas Villegas***

Asesor:

***Ing. Daniel Roberto Quiun Wong***

Lima, 2024


## Informe de Similitud

Yo, Daniel Roberto Quiun Wong, docente de la Escuela de Posgrado de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor de la tesis titulada “Análisis y beneficios del uso del concreto ligero con base en esferas de poliestireno en elementos estructurales”, de el autor Raúl Kensel Vargas Villegas, dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 16%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 23/09/2024.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de investigación, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha:

Lima, 25 de Setiembre de 2024.

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: <u>QUIUN WONG, Daniel Roberto</u>	
DNI: 07800490	Firma 
ORCID: 0000-0001-8906-6783	

## **AGRADECIMIENTOS**

Antes de todo, agradecer a Dios, por siempre darme oportunidades en la vida de poder mejorar día a día y, así mismo, colocar a las personas correctas que guíen mi camino hacia la superación.

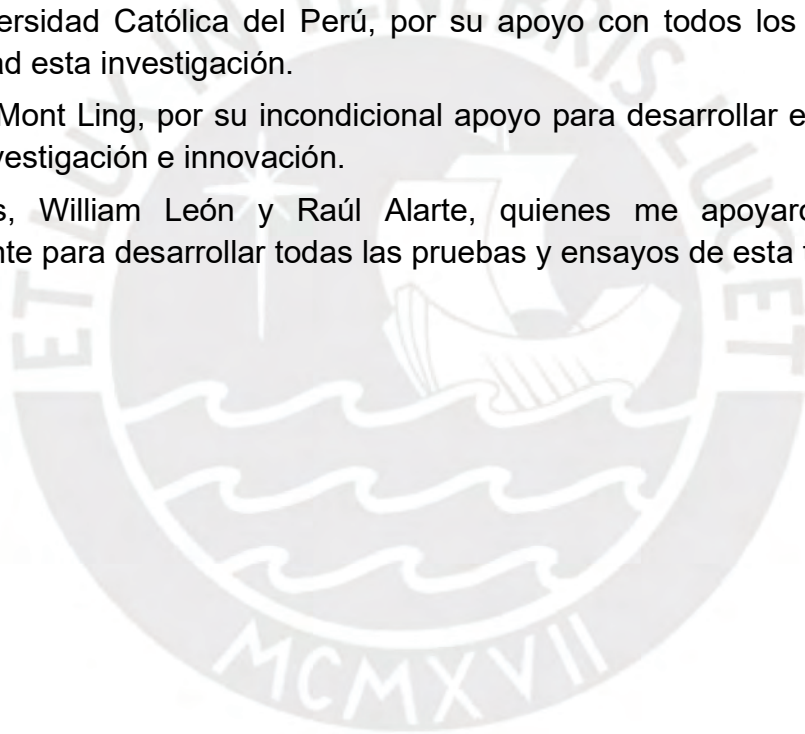
Agradecer a mi Juanita, madre mía, por todo el amor que me da y a enseñarme a ir por la vida siempre con una sonrisa, digna de ella. A mi padre Raúl, por todas las enseñanzas que me brinda con sus experiencias y su resiliencia para afrontar la vida. A mi hermana Nadia y a mi sobrino Adrián, por los ánimos brindados durante esta larga redacción.

A mi MAESTRO y asesor, el ingeniero Daniel Quiun Wong, quien me ha guiado y apoyado de manera idónea en mi tesis de pregrado y, ahora, en mi tesis de posgrado.

Al ingeniero Daniel Torrealva y al laboratorio de estructuras antisísmicas de la Pontificia Universidad Católica del Perú, por su apoyo con todos los ensayos que hicieron realidad esta investigación.

Al sr. Ricardo Mont Ling, por su incondicional apoyo para desarrollar esta tesis y su gusto por la investigación e innovación.

A mis amigos, William León y Raúl Alarte, quienes me apoyaron técnica y profesionalmente para desarrollar todas las pruebas y ensayos de esta tesis.



## **RESUMEN**

La intención principal de este trabajo es la de demostrar el uso de un concreto con base en esferas de poliestireno en elementos de uso estructural y denotar sus beneficios en la estructura general. Dicha investigación se dividirá en dos grandes partes: En la primera, se realizan probetas para resistencias de 17.5 MPa y de 21 MPa con pesos específicos aproximados de 1.80 toneladas por metro cúbico, las probetas se rompen a 7, 14, 21 y 28 días para saber la evolución de la resistencia. Por otro lado, para las probetas de mayor antigüedad, se halla el módulo de elasticidad y se compara con lo establecido por la Norma E.060 para concretos ligeros. Luego, se determina, según la norma ASTM C78, los módulos de rotura de 2 especímenes aplicando cargas en los tercios medios. Por último, se realiza la prueba de cargas cíclicas a un muro delgado de 2000 mm de largo, 2400 mm de alto y 10 mm de espesor y se analiza su comportamiento comparándolo con otro muro de concreto convencional y mismas dimensiones. En la segunda parte, con los datos obtenidos se realiza un modelo matemático estructural sujeto a cargas verticales de gravedad y cargas sísmicas y se obtienen las fuerzas máximas en la base de la edificación analizada. Las fuerzas son comparadas con las de la misma edificación con un concreto de peso normal y se verifica el diseño de algunos elementos más solicitados. Así mismo, en el caso de la cimentación, también se reducen los asentamientos y esfuerzos en el suelo, produciendo reducciones de dimensiones en zapatas o plateas. Los resultados indican que el elemento puede lograr pesos específicos menores a los del concreto común y llegar a resistencias de 17.5 MPa y 21 MPa, la resistencia del concreto indica una evolución temprana a los 7 días de aproximadamente 85 por ciento de su resistencia solicitada; y luego presenta un ascenso del 5 por ciento cada 7 días. Con respecto al módulo de elasticidad del nuevo concreto, se halla una reducción del 10 por ciento para el concreto de 17.5 MPa y una reducción del 15 por ciento para uno de 21.0 MPa. En el aspecto del diseño estructural y refuerzo hallado en un elemento de mayor carga, se obtiene una reducción final de acero de 20 por ciento. Finalmente, el peso total de la edificación se ha reducido al 80 por ciento y se obtienen menores esfuerzos en el suelo, reduciendo nuestros asentamientos.

**Palabras Clave:** Concreto, poliestireno, resistencia estructural y beneficios

## **ABSTRACT**

The principal objective of this research is to study the use of lightweight concrete based on spheres of polystyrene in structural elements and denote its benefits in the general structure. This investigation will be divided into two main parts. First, specimens are made for compressive resistances of 175 kg/cm<sup>2</sup> and 210 kg/cm<sup>2</sup> with dry specific weights between 1.8 and 2.0 tons per cubic meter, the specimens are tested at ages of 7, 14, 21 and 28 days to observe the evolution of the resistance. On the other hand, for the oldest specimens, find the modulus of elasticity and it compare with the Peruvian code E.060 for lightweight concrete. Then, in accordance with the norm ASTM C78, the modulus of rupture of 2 specimens applying loads in the middle thirds are calculated. To end, a cyclic load test is performed on a thin wall of 2000 mm long, 2400 mm high and 10 mm thick and its behavior is analyzed, comparing it with other wall of conventional concrete and similar dimensions. On the second part, with the data obtained, a structural model was prepared for a building with lightweight concrete, and the maximum forces on the base of the buildings were obtained. The results are compared with the building modelled with normal-weight concrete and the design of one of the most requested elements is verified. In addition, in the case of the foundation, the settlements and pressures in the ground are reduced and, consequently, the dimensions of the foundations can be reduced. The results indicate that element can get specific weights less than standard concrete and to get resistances of 175 kg/cm<sup>2</sup> and 210 kg/cm<sup>2</sup>, the resistance of concrete indicate early evolution in 7 days of approximately 85 percent of the request strength and then presents a 5 percent rise every 7 days. Regarding the modulus of elasticity of the new concrete, it gets a reduction of the 10 percent for the concrete 175 kg/cm<sup>2</sup> and reduction for the 15 percent for the concrete 210 kg/cm<sup>2</sup>. In the structural design and the reinforcement in a higher load element, it gets a final reduction of steel of 20 percent. Finally, the total weight of the edification was reduced to 80 percent and it is obtained smaller efforts and settlements in the ground.

**Key Words:** Concrete, polystyrene, resistance, structural and benefits.

# ÍNDICE

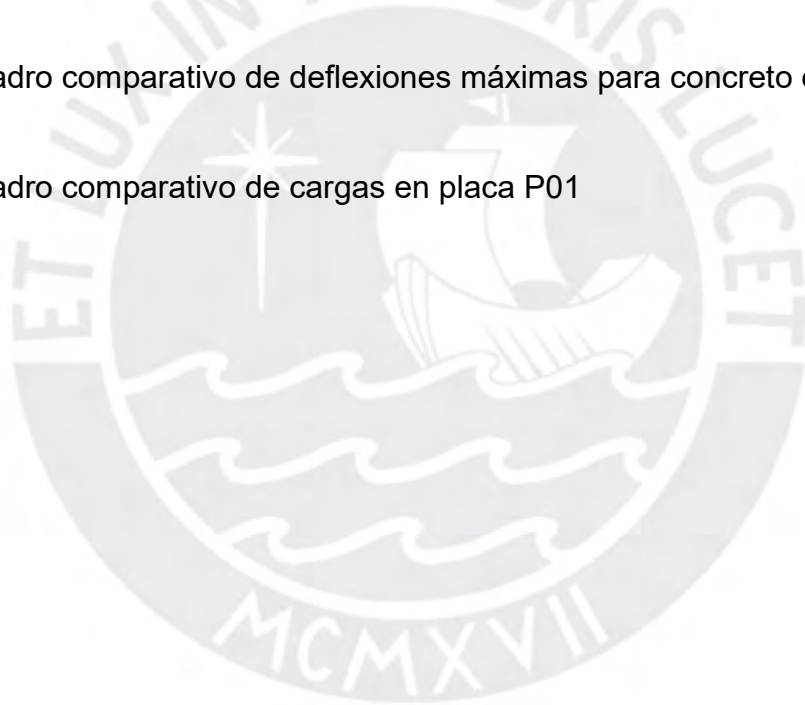
	<b>Pag.</b>
<b>AGRADECIMIENTOS</b>	<b>3</b>
<b>RESUMEN</b>	<b>4</b>
<b>ABSTRACT</b>	<b>5</b>
<b>INDICE</b>	<b>6</b>
<b>INDICE DE TABLAS</b>	<b>8</b>
<b>INDICE DE FIGURAS</b>	<b>10</b>
<b>INTRODUCCIÓN</b>	<b>15</b>
<b>CAPITULO I. GENERALIDADES</b>	<b>16</b>
1.1 Objetivos	16
1.2 Justificación	17
1.3 Hipótesis	17
1.4 Estado del arte	18
1.5 Metodología	18
<b>CAPITULO II. DISEÑO DE MEZCLAS (METODO ACI) PARA CONCRETO LIGERO CON BASE EN ESFERAS DE POLIESTIRENO</b>	<b>20</b>
2.1 Diseño de mezclas – Resistencia a la compresión de 21 MPa y 17.5 MPa	21
2.1.1 Selección de agregado grueso y agregado fino – Cantera Chillón	21
2.1.2 Dosificación con resistencia de diseño – 21 MPa	25
2.1.3 Dosificación con resistencia de diseño – 17.5 MPa	30
2.2 Elaboración de probetas de concreto de 17.5 MPa y 21 MPa	35
2.3 Prueba de resistencia a la compresión de probetas de concreto de 17.5 MPa y 21 MPa	41
2.4 Interpretación de resultados	44
<b>CAPITULO III. DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD</b>	<b>50</b>
3.1 Elaboración de probetas para ensayo de módulo de elasticidad según ASTM C649	51
3.2 Lectura de resultados y comparación con la normativa	52

<b>CAPITULO IV. DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE ROTURA</b>	<b>56</b>
4.1 Definición y tipos de ensayos para determinar el módulo de rotura	56
4.2 Probetas para ensayo de módulo de rotura según ASTM C78	60
4.3 Comparación de módulos de rotura entre laboratorio y norma E060	63
<b>CAPITULO V. ENSAYO DE CARGA CÍCLICAS A MURO DE DUCTILIDAD LIMITADA A BASE DE CONCRETO LIGERO</b>	<b>64</b>
5.1 Normativa para muros de ductilidad limitada (MDL)	64
5.2 Características del muro para prueba a cargas cíclicas	64
5.3 Construcción de espécimen	65
5.4 Prueba de carga cíclica según FEMA 461	66
5.5 Comportamiento histerético, modo de falla y patrón de agrietamiento	67
5.6 Ensayo a carga cíclica del muro de concreto ligero a base de esferas de poliestireno	70
5.6.1 Definición de espécimen a ensayar	71
5.6.2 Definición de instrumentación usada en ensayo cíclico	71
5.6.3 Evaluación de resultados del ensayo cíclico	73
5.6.4 Procesamiento de resultados y análisis comparativo	84
<b>CAPITULO VI. ANÁLISIS Y COMPARACIÓN ENTRE EDIFICACIONES DE PESO CONVENCIONAL Y PESO LIGERO</b>	<b>86</b>
6.1 Parámetros Generales	86
6.2 Análisis estático y dinámico	89
6.3 Predimensionamiento y comparación de plateas de cimentación	93
6.4 Diseño y comparación de losas macizas.	95
6.5 Diseño y comparación de muros delgados	101
<b>CAPITULO VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	<b>116</b>
<b>REFERENCIAS</b>	<b>119</b>

## **ÍNDICE DE TABLAS**

Tabla 2.1. Propiedades físicas de agregado grueso y agregado fino	25
Tabla 2.2. Relación agua-cemento para la resistencia de dosificación - 21 MPa	26
Tabla 2.3. Resumen de cantidades de agua y cemento – 21 MPa	27
Tabla 2.4. Módulo de fineza y volumen de agregado grueso – 21 MPa	28
Tabla 2.5. Diseño de mezcla para concreto de peso normal – 21 MPa	29
Tabla 2.6. Diseño de mezcla para concreto de peso ligero – 21 MPa	29
Tabla 2.7. Diseño de mezcla para concreto de peso ligero con aditivo reductor de agua – 21 MPa	29
Tabla 2.8. Diseño de mezcla por 1.00 m <sup>3</sup> corregido por humedad – 21 MPa	30
Tabla 2.9. Relación agua-cemento para la resistencia de dosificación – 17.5 MPa	31
Tabla 2.10. Resumen de cantidades de agua y cemento -17.5 MPa	32
Tabla 2.11. Módulo de fineza y volumen de agregado grueso -17.5 MPa	33
Tabla 2.12. Diseño de mezcla para concreto de peso normal -17.5 MPa	34
Tabla 2.13. Diseño de mezcla para concreto de peso ligero – 17.5 MPa	34
Tabla 2.14. Diseño de mezcla para concreto de peso ligero con aditivo reductor de agua - 17.5 MPa	34
Tabla 2.15. Diseño de mezcla por 1.00 m <sup>3</sup> corregido por humedad -17.5 MPa	35
Tabla 2.16. Diseño de mezcla por 0.007 m <sup>3</sup> para 21 MPa	36
Tabla 2.17. Diseño de mezcla por 0.007 m <sup>3</sup> para 17.5 MPa	36
Tabla 2.18. Evolución de resistencia a la compresión -17.5 MPa	48
Tabla 2.19. Evolución de resistencia a la compresión - 21 MPa	49
Tabla 3.1. Promedio de módulos de elasticidad – 17.5 MPa	54
Tabla 3.2. Promedio de módulos de elasticidad – 21 MPa	54

Tabla 3.3. Comparación de módulos de elasticidad con respecto a la norma NTP E060	55
Tabla 4.1. Comparación de módulos de rotura con respecto a la norma NTP E060	63
Tabla 5.1. Comparación del espécimen a ensayar	71
Tabla 5.2. Definición de LVDTs y desplazamientos máximos admisibles	73
Tabla 5.3. Cuadro comparativo entre resistencias laterales máximas por fase	84
Tabla 6.1. Comparación de periodos de vibración	92
Tabla 6.2. Comparación de fuerzas de gravedad y sísmicas	93
Tabla 6.3. Cálculo de esfuerzo en suelo considerando fuerzas sísmicas-Meyerhof	94
Tabla 6.4. Cuadro comparativo de deflexiones máximas para concreto estándar y ligera	100
Tabla 6.5. Cuadro comparativo de cargas en placa P01	115



## **ÍNDICE DE FIGURAS**

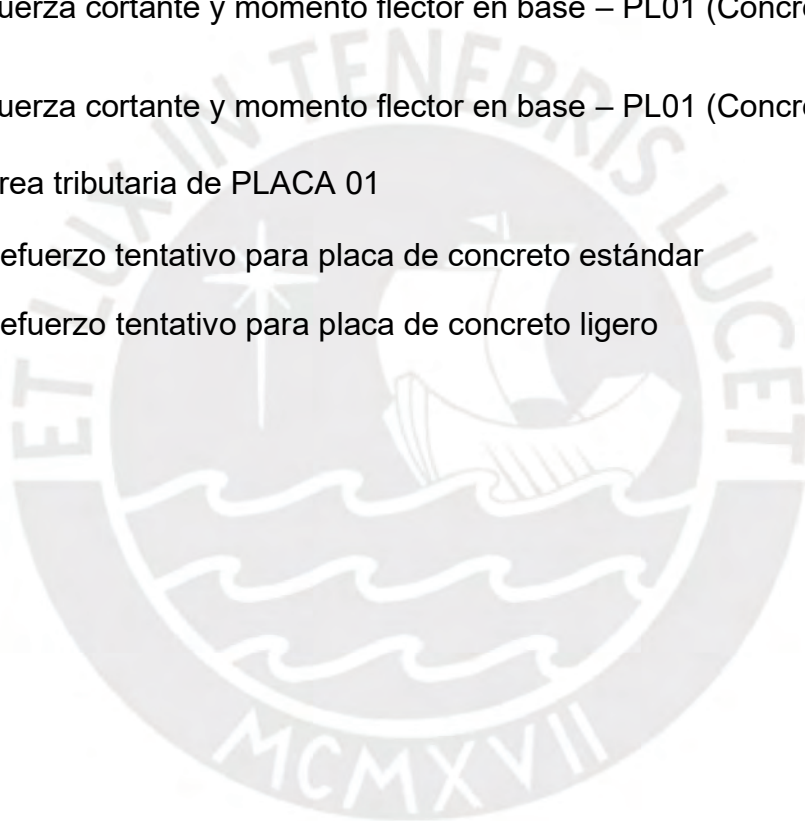
Figura 2.1. Componentes del concreto – Tecnología del Concreto de Alto Desempeño	20
Figura 2.2. Husos recomendados por el departamento de transportes en USA	21
Figura 2.3. Requisitos de clasificación para agregados gruesos – ASTM C33	22
Figura 2.4. Granulometría del agregado grueso, Huso 67 – Fuente propia	23
Figura 2.5. Curva granulométrica del agregado grueso, Huso 67 – Fuente propia	23
Figura 2.6. Requisitos de clasificación para agregados finos – ASTM C33	23
Figura 2.7. Granulometría del agregado fino – Fuente propia	24
Figura 2.8. Curva granulométrica del agregado fino – Fuente propia	25
Figura 2.9. Correspondencia entre la relación agua/cemento, en peso (w/c) y la resistencia a la compresión simple del concreto – Fuente ACI 211	26
Figura 2.10. Requerimientos aproximados de agua de mezclado y contenido de aire para diferentes revenimientos y tamaños máximos del agregado – Fuente ACI 211	27
Figura 2.11. Volumen de agregado grueso por volumen unitario de concreto – Fuente ACI 211	28
Figura 2.12. Correspondencia entre la relación agua/cemento, en peso (w/c) y la resistencia a la compresión simple del concreto – Fuente ACI 211	31
Figura 2.13. Requerimientos aproximados de agua de mezclado y contenido de aire para diferentes revenimientos y tamaños máximos del agregado – Fuente ACI 211	32
Figura 2.14. Volumen de agregado grueso por volumen unitario de concreto – Fuente ACI 211	33
Figura 2.15. Agregados por elaboración de probetas – Fuente propia	37
Figura 2.16. Elaboración de probetas de 17.5 y 21 MPa – Fuente propia	37
Figura 2.17. Toma de temperatura al concreto ligero– Fuente propia	38
Figura 2.18. Izq. Control de peso del concreto ligero. Der. Medición de consistencia	38
Figura 2.19. Izq. Probeta estándar de diseño para 17.5 MPa de diseño (7 días). Der. Probeta estándar de diseño para 21 MPa (7 días)	39
Figura 2.20. Izq. Probeta estándar de diseño para 17.5 MPa de diseño (14 días). Der. Probeta estándar de diseño para 21 MPa (14 días)	39

Figura 2.21. Izq. Probeta estándar de diseño para 17.5 MPa de diseño (21 días). Der. Probeta estándar de diseño para 21 MPa (21 días)	40
Figura 2.22. Izq. Probeta estándar de diseño para 17.5 MPa de diseño (28 días). Der. Probeta estándar de diseño para 21 MPa (28 días)	40
Figura 2.23. Tipo de fallas en las probetas de concreto – ASTM C39	41
Figura 2.24. Fin de ensayo para probetas estándar – 17.5 y 21 MPa (7 días)	42
Figura 2.25. Fin de ensayo para probetas estándar – 17.5 y 21 MPa (14 días)	42
Figura 2.26. Fin de ensayo para probetas estándar – 17.5 y 21 MPa (21 días)	43
Figura 2.27. Fin de ensayo para probetas estándar – 17.5 y 21 MPa (28 días)	43
Figura 2.28. Certificados de rotura - 17.5 y 21 MPa (7 días)	44
Figura 2.29. Certificados de rotura - 17.5 y 21 MPa (14 días)	45
Figura 2.30. Certificados de rotura - 17.5 y 21 MPa (21 días)	46
Figura 2.31. Certificados de rotura - 17.5 y 21 MPa (28 días)	47
Figura 2.32. Evolución de resistencia a la compresión – 17.5 MPa	48
Figura 2.33. Evolución de resistencia a la compresión – 21 MPa	49
Figura 3.1. Gráfico Esfuerzo- Materiales de Construcción PUCP	50
Figura 3.2. Probetas para ensayo de módulo de elasticidad - ASTM C469	51
Figura 3.3. Compresómetro para prueba de elasticidad – ASTM C469 – Materiales de Construcción PUCP	52
Figura 3.4. Resultados de módulo de elasticidad para 17.5 MPa y 21 MPa	53
Figura 4.1. Prueba de tracción directa – Materiales de Construcción PUCP	56
Figura 4.2. Tracción indirecta del concreto (Ensayo Brasileiro) – Materiales de Construcción PUCP	57
Figura 4.3. Comparación de los 2 métodos para determinación de resistencia a la flexión en vigas de concreto - Materiales de Construcción PUCP	58
Figura 4.4 Determinación de módulo de rotura por método 3 puntos - Materiales de Construcción PUCP	58

Figura 4.5. Diagrama de esfuerzos y determinación de módulo de rotura a partir de la carga P aplicada en total - Materiales de Construcción PUCP	59
Figura 4.6. Vigas hechas a base de concreto ligero de resistencia a la compresión de 17.5 MPa y 21 Mpa para prueba módulo de rotura (ASTM C78)	60
Figura 4.7. Vigas hechas a base de concreto ligero de resistencia a la compresión de 17.5 Mpa y 21 Mpa luego de prueba módulo de rotura (ASTM C78)	61
Figura 4.8. Resultados de ensayos de módulo de rotura (ASTM C78)	62
Figura 4.9. Expresión del módulo de rotura – NTP E060	62
Figura 5.1. Configuración del Muro – Loa Gustavo	65
Figura 5.2. Construcción - curado y resane de espécimen para ensayo	66
Figura 5.3. Configuración de equipos para ensayo de cargas cíclicas sin carga axial en muro – Loa Gustavo	67
Figura 5.4. Patrón de falla y curvas histeréticas para MDL de concreto estándar – Loa Gustavo	69
Figura 5.5. Muro de concreto ligero a ensayar	70
Figura 5.6. Instrumentación sin carga axial	72
Figura 5.7. Fase 01 (No fisuras) – Amplitud 0.5 mm	73
Figura 5.8. Fase 02 (No fisuras) – Amplitud 0.9 mm	74
Figura 5.9. Fase 03 (No fisuras) – Amplitud 1.10 mm	76
Figura 5.10. Fase 04 (Fisuras de 0.10 mm de espesor) – Amplitud 1.60 mm	76

Figura 5.11. Fase 05 (Fisuras de 0.10 mm de espesor) – Amplitud 2.10 mm	77
Figura 5.12. Fase 06 (Fisuras de 0.20 mm de espesor) – Amplitud 3.10 mm	78
Figura 5.13. Fase 07 (Fisuras de 0.30 mm de espesor) – Amplitud 4.70 mm	79
Figura 5.14. Fase 08 (Fisuras de 0.50 mm de espesor) – Amplitud 6.30 mm	80
Figura 5.15. Fase 09 (Fisuras de 0.60 mm de espesor) – Amplitud 8.90 mm	81
Figura 5.16. Fase 10 (Fisuras de 1.00 mm de espesor) – Amplitud 12.50 mm	82
Figura 5.17. Fase 11 (Fisuras de 2.00 mm de espesor) – Amplitud 17.20 mm	83
Figura 5.18. Fase 12 – Amplitud 24.50 mm	84
Figura 5.19. Fase 12 – Grieta de 2.5 mm	84
Figura 5.20. Diagrama de lazo histerético MDL-CL	84
Figura 5.21. Diagrama de lazo histerético para muro de concreto estándar – Floriano, 2023	85
Figura 6.1. Planta General Proyecto Remanso Los Incas- Fuente: Empresa Privada	86
Figura 6.2. Leyenda de zonas y capacidades portantes	87
Figura 6.3. Planta de arquitectura 8 departamentos por piso	88
Figura 6.4. Propiedades del concreto de peso convencional	89
Figura 6.5. Propiedades del concreto de peso ligero	90
Figura 6.6. Espectro dinámico – Periodo vs SC	91
Figura 6.7. Modelamiento estructural edificio 8 niveles MDL – Planta	91
Figura 6.8. Modelamiento tridimensional edificio 8 niveles MDL	92
Figura 6.9. Cargas de gravedad en losas macizas (ton/m <sup>2</sup> )	95
Figura 6.10. Momento máximo de servicio en losa de espesor 12 para concreto estándar (0.17 Ton-m)	96
Figura 6.11. Momento máximo de servicio en losa de espesor 12 para concreto ligero (0.15 Ton-m)	96

Figura 6.12. Momento máximo de diseño en losa de espesor 12 para concreto estándar (0.26 Ton-m)	97
Figura 6.13. Momento máximo de diseño en losa de espesor 12 para concreto ligero (0.22 Ton-m)	98
Figura 6.14. Factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas– Norma Técnica Peruana E060	98
Figura 6.15. Deflexiones máximas admisibles– Norma Técnica Peruana E060	99
Figura 6.16. Muro seleccionado para análisis comparativo	101
Figura 6.17. Fuerza cortante y momento flector en base – PL01 (Concreto estándar)	102
Figura 6.18. Fuerza cortante y momento flector en base – PL01 (Concreto ligero)	103
Figura 6.19. Área tributaria de PLACA 01	104
Figura 6.20. Refuerzo tentativo para placa de concreto estándar	111
Figura 6.21. Refuerzo tentativo para placa de concreto ligero	113



## **INTRODUCCIÓN**

El concreto es uno de los elementos más antiguos en la historia de la construcción, su uso data desde la época del imperio Romano. Este material se fue mejorando de la mano de John Smeaton, uno de los padres de la ingeniería moderna. Así mismo, al ir conociendo las desventajas de este material, sobre todo en la falta de ductilidad, se da paso a la combinación del concreto con el acero, y es a partir de la década de los 50 del siglo XIX que se empieza a dar uso a este material heterogéneo (Cordero, 2012). En esas épocas el peso del concreto no era un problema esencial, ya que solo se priorizaba que el elemento provea de resistencia. Sin embargo, la humanidad ha ido tratando de buscar mejoras para el concreto, ya sea reforzándolo, modificando su composición, colores y resistencia del mismo. A pesar de lo descrito, el concreto tiene aún muchos campos por descubrir e investigar. En esta tesis se estudiará el impacto de utilizar el concreto ligero en edificaciones con peso unitario reducido en el Perú, ya que se conoce la alta demanda de peso y acero en este tipo de edificaciones.

Se han estudiado diversas maneras o formas de reducir el peso del concreto, desde el reemplazo de agregado normal por agregado de peso ligero hasta la adición de esferas de poliestireno. Adicionalmente, se han fabricado aditivos que pueden lograr reducir el peso hasta un 45 por ciento y seguir manteniendo su resistencia a la compresión característica de diseño (Ruiz, 2020).

El porqué de escoger este material como aditivo para reducción de peso, es que el poliestireno es un material liviano, de bajo precio y posee características térmicas y acústicas muy envidiables por otros materiales (Cuevas Callo, 2020). En el Perú, este material es conocido como “Tecnopor” y ya es usado en losas aligeradas reemplazando las bovedillas de mampostería, pero pocas veces se ha utilizado como parte o en combinación del esqueleto estructural.

Los principales problemas que abarcarán la investigación serán la de comprobar que se podrá reducir el peso específico mediante la adición de esferas de poliestireno, alterando las propiedades mecánicas del concreto, y el otro será emplear dichas propiedades a un modelo de un edificio y realizar el diseño algunos de los elementos esenciales o más cargados, por cantidad de acero, para comprobar que efectivamente la reducción de peso influirá notablemente en un ahorro para la construcción de edificaciones.

# **CAPITULO I.**

## **GENERALIDADES**

### **1.1. OBJETIVOS**

#### **Objetivo Principal**

El objetivo principal de este proyecto es demostrar que se podrá elaborar concreto ligero con base en esferas de poliestireno, aceptando las variaciones en sus características físicas con respecto a un concreto de peso normal y que sea capaz de ser usado en elementos estructurales (muros delgados). Así mismo, comprobar que la reducción del peso conllevará a grandes beneficios como el ahorro de acero en los elementos estructurales y reducir asentamientos en el suelo y el tamaño de la cimentación.

#### **Objetivos Específicos**

Para llegar a obtener los resultados descritos en los objetivos principales, se describen los objetivos específicos de manera detallada.

- Obtener una dosificación idónea utilizando esferas de poliestireno y aditivos reductores de agua, así mismo, realizar una comparación con estas adiciones.
- Obtener las propiedades mecánicas del nuevo concreto y compararlo con lo propuesto por la norma E.060 para concretos ligeros (17 MPa y 21 MPa), mediante ensayos de compresión axial, módulo de elasticidad, módulo de rotura y comportamiento ante cargas cíclicas.
- Analizar, comparar y detallar dos edificaciones, una con las propiedades de concreto normal y la otra con las propiedades de concreto ligero obtenido en los primeros objetivos.

## **1.2. JUSTIFICACIÓN**

La mayoría de edificaciones en Perú, están conformadas entre muros de albañilería confinada y elementos de concreto armado, ya sean muros o pórticos. Si estos tipos de edificaciones cumplen, desde el diseño hasta la construcción, un correcto alineamiento con las normas peruanas, el comportamiento ante un sismo de gran magnitud será el idóneo. Si bien es cierto, el concreto se considera un elemento sumamente resistente a cargas de compresión y una de sus características más valiosas es que puede tomar cualquier forma que el diseño arquitectónico considere. Sin embargo, a través de los años, han existido diferentes esfuerzos de parte de los investigadores e ingenieros para tratar de reducir el peso específico a este material, observando que al hacerlo se podrán obtener beneficios en la edificación total. ¿Cuáles serán los beneficios que se obtengan si se logra reducir el peso del concreto para los elementos estructurales? Se reducirá el peso total de la edificación, eso conlleva a que se reduzca la fuerza gravitacional y la fuerza sísmica y se reduzcan los esfuerzos que éstas produzcan en el suelo que lo soporta (reducción de asentamientos), se podrá reducir la cantidad de acero en toda la construcción y, por consiguiente, motivar el ahorro en costo de la construcción de las edificaciones en general, con todas las especificaciones técnicas necesarias.

Si colocamos de ejemplo un tipo de edificación como la educacional, sería motivador que éstas se desarrollen a gran escala debido al beneficio que el concreto ligero pueda brindar. El autor Moreno Diaz en su publicación con respecto a la inversión pública en infraestructura educacional, menciona “la inversión pública en infraestructura educativa, durante los últimos 32 años ha estado caracterizada por su alta volatilidad e insuficientes recursos”, dejando claro que, en el Perú, el gasto en educación siempre es limitado y se debe buscar factores de motivación para construirlos de una manera idónea y con costos controlados. Asimismo, podríamos mencionar las viviendas de interés social, las cuales han tenido gran importancia en el Perú y se caracterizan por ser construcciones seguras y de bajo costo, el tipo de estructuración usado comúnmente en estos programas son los muros delgados de concreto armado de ductilidad limitada.

## **1.3. HIPÓTESIS**

El concreto ligero en base a esferas de poliestireno y sus propiedades mecánicas serán capaces de ser utilizadas en elementos de importancia estructural. Por otro lado, comprobar que, reduciendo el peso total de la edificación, se podrá reducir la cantidad de acero en los elementos más solicitados.

#### **1.4. ESTADO DEL ARTE**

Existen diversas investigaciones acerca de las propiedades físicas del concreto, muchas de ellas se han centrado en disminuir su peso específico y obtener beneficios a partir de ello. Los estudios en mención varían en las maneras o formas de reducir su peso, como el uso de agregados ligeros, aditivos industrializados y poliestireno expandido. Estos antecedentes en los cuales se apoya la presente investigación, son de carácter internacional y nacional. La intención de este trabajo es mejorar o por lo menos igualar resultados en cuanto a beneficios de esta variante al concreto convencional.

En el 2010, se tuvo un estudio técnico y económico para la elaboración de bloques de hormigón en base a poliestireno expandido por el ingeniero Patricio Quezada, para una tesis de titulación en la Universidad de Talca en Chile, cuyos resultados fueron positivos en cuanto a la reducción de peso y obtención de una resistencia mínima para un uso no estructural (Quezada, 2010).

Adicionalmente, en el mismo año, el investigador español Luis Valdez de la Universidad Politécnica del Litoral, determinó resistencias cada 7 días desde la elaboración de sus probetas conforme a la normativa española y logró una densidad promedio de 1158 kg/cm<sup>3</sup> (Valdez, 2010).

En Perú, el ingeniero Néstor Ninaquispe logró incluir polvo de aluminio como agregado liviano obteniendo resistencias aproximadas a 51.43 kg/cm<sup>2</sup> a los 28 días y una reducción del 6% en costo con respecto a lo que sería realizar tabiquería con ladrillo King Kong (Ninaquispe, 2007).

Por último, se tiene un proyecto ejecutado en el año 2018, realizado por los ingenieros Alex Veliz Barreto y José Vásquez Llerena, el cual brinda un aporte muy interesante y didáctico con respecto a las propiedades mecánicas del concreto ligero y como se desarrolla en el Perú (Veliz & Vásquez, 2018).

#### **1.5. METODOLOGÍA**

Se conoce que los objetivos trazados en esta investigación serán la de demostrar la utilidad del concreto ligero con esferas de poliestireno en una edificación de tipo educación en la zona de Lima y, así mismo, determinar el beneficio que pueda brindar con respecto a utilizar un concreto de peso normal.

Se ha propuesto métodos experimentales y prácticos para llegar a obtener los objetivos descritos. Se empieza por conocer el diseño de la edificación mencionada con el concreto de peso normal, para luego estudiar las propiedades mecánicas del concreto ligero con esferas de poliestireno, previamente ensayadas en el laboratorio y, por último, obtener los resultados del nuevo análisis estructural detallando sus variaciones.

Se tendrá un proyecto definido tanto arquitectónica y estructuralmente con el concreto de peso normal. Con respecto al diseño estructural, estará bajo los lineamientos de las normas técnicas peruanas E.020, E.030 y E.060. Es menester mencionar que el análisis y diseño será elaborado con softwares de carácter estructural como el ETABS, SAP2000 o SAFE. A partir de ese diseño y las resistencias a compresión del concreto por niveles, se realizará un diseño de los elementos que tengan la mayor influencia o participación de esfuerzos, ya sean de gravedad o sísmica.

Por otro lado, se realizará un diseño de mezcla óptimo con la inclusión de esferas de Tecnopor con la intención de reducir el peso específico desde  $2400 \text{ kg/m}^3$  a  $1800$  o  $1900 \text{ kg/m}^3$ . A partir de estos diseños de mezcla, se obtendrá la cantidad de cemento, agregados, agua y aditivos que pueda necesitar para obtener una resistencia a la compresión solicitada en diseño. En esta parte es esencial establecer que los agregados serán obtenidos de canteras de Lima, ya que su ubicación puede variar drásticamente el diseño elaborado. Así mismo, se elaboraron una serie de probetas, con el diseño de mezclas óptimo, de diámetros y longitudes conocidas, para determinar su esfuerzo a compresión con sus respectivas deformaciones unitarias. Luego, se halló el módulo de elasticidad para cada tipo de resistencia, así como el módulo de rotura. Por último, se ensayó un muro delgado a cargas cíclicas comparándolo con otro elemento de mismas dimensiones y de concreto convencional.

Con toda la información obtenida, de las propiedades mecánicas del concreto modificado, servirán de inputs en el modelo matemático y obtener un nuevo análisis estructural de la edificación. El peso total de la edificación disminuye y la fuerza cortante estática total en la base ( $\frac{ZUCS}{R}$ \*Peso de Edificación) (NTE 030), tuvo una reducción considerable. Por último, se realizó el rediseño de los elementos más esforzados, seleccionados en la primera parte, y se compara la cantidad de acero obtenido.

## CAPITULO II.

### DISEÑO DE MEZCLAS (METODO ACI) PARA CONCRETO LIGERO CON BASE EN ESFERAS DE POLIESTIRENO.

Se sabe que el concreto convencional es un material homogéneo el cual está compuesto por la mezcla de cemento, agua y agregados finos y grueso. Así mismo, el concreto también contiene aire atrapado. Por otro lado, dicha selección de proporciones de la mezcla no se realiza por un procedimiento empírico, sino que responde a reglas, procedimientos matemáticos, empleo de tablas, gráficos y experiencia del diseñador. (López, 1992).

En la figura 2.1, se muestran los 5 componentes del concreto, en el cual se detalla las variables de cada componente. En el diseño de mezclas a realizar, se consideran a las perlas de poliestireno como agregados.

Material	Ejemplo de variables
Cemento	<ul style="list-style-type: none"><li>▪ Tipo de cemento</li><li>▪ Propiedades especiales</li></ul>
Agregados	<ul style="list-style-type: none"><li>▪ Normales, ligeros, pesados.</li><li>▪ Naturales, chancados.</li><li>▪ Gradación, forma, textura.</li></ul>
Agua	<ul style="list-style-type: none"><li>▪ Limites de componentes dañinos al concreto</li></ul>
Adiciones	<ul style="list-style-type: none"><li>▪ Microsilice, ceniza volante, etc.</li><li>▪ Pigmentos.</li><li>▪ Fibras</li></ul>
Aditivos	<ul style="list-style-type: none"><li>▪ Plastificantes, superplastificantes.</li><li>▪ Acelerantes, retardantes, etc.</li></ul>

Figura 2.1. Componentes del concreto – Tecnología del Concreto de Alto Desempeño

## 2.1. Diseño de Mezclas- Resistencia a la Compresión de 21 MPa y 17.5 MPa.

El diseño de mezclas para las dos resistencias propuestas ha seguido lo establecido en la normativa internacional American Concrete Institute (ACI).

Se muestran los diseños de mezclas tanto para 210 y 175 kg/cm<sup>2</sup> de resistencia a la compresión, incluyendo las esferas de poliestireno en un 30 % del total del volumen de agregados.

### 2.1.1. Selección de Agregado Grueso Y Agregado Fino – Cantera Chillón

Los agregados son parte de los elementos principales del concreto. Se denomina agregado grueso a todo material retenido hasta la malla N°4, dicho agregado se obtiene del triturado de roca o grava. Es recomendable que el agregado grueso que se obtiene de la trituración no tenga partículas alargadas, planas o blandas. Por otro lado, el agregado fino es todo material que es retenido desde la malla N°8 hasta la malla N° 200 y se debe asegurar que estos estén libres de materiales arcillosos y limosos.

En la figura 2.2, se muestran los husos recomendados por el departamento de transportes en USA para los agregados gruesos.

<b>Application</b>	<b>Size N°</b>
Concrete Pavement	467
Concrete Base Course	467
Cement Treated Base Course	57
Structural Concrete	57
Prestressed Concrete	57 or 67
Precast Concrete	57 or 67

Figura 2.2. Husos recomendados por el departamento de transportes en USA

En vista de que nuestros elementos a diseñar y ensayar en el laboratorio de estructuras son estructuras de concreto armado, se recomienda utilizar un huso 57, sin embargo, al enfocar nuestro diseño a muros delgados y al querer evitar las cangrejas se decide utilizar agregados más pequeños como la de un huso 67. Se observa la tabla del ASTM C33 en la figura 2.3.

**TABLE 2 Grading Requirements for Coarse Aggregates**

Size Number	Nominal Size (Sieves with Square Openings)	Amounts Finer than Each Laboratory Sieve (Square-Openings), Mass Percent													
		100 mm (4 in.)	90 mm (3½ in.)	75 mm (3 in.)	63 mm (2½ in.)	50 mm (2 in.)	37.5 mm (1½ in.)	25.0 mm (1 in.)	19.0 mm (¾ in.)	12.5 mm (½ in.)	9.5 mm (¾ in.)	4.75 mm (No. 4)	2.36 mm (No. 8)	1.18 mm (No. 16)	300 µm (No. 50)
1	90 to 37.5 mm (3½ to 1½ in.)	100	90 to 100	...	25 to 60	...	0 to 15	...	0 to 5	...	...	...	...	...	
2	63 to 37.5 mm (2½ to 1½ in.)	...	...	100	90 to 100	35 to 70	0 to 15	...	0 to 5	...	...	...	...	...	
3	50 to 25.0 mm (2 to 1 in.)	...	...	...	100	90 to 100	35 to 70	0 to 15	...	0 to 5	...	...	...	...	
357	50 to 4.75 mm (2 in. to No. 4)	...	...	...	100	95 to 100	...	35 to 70	...	10 to 30	...	0 to 5	...	...	
4	37.5 to 19.0 mm (1½ to ¾ in.)	...	...	...	...	100	90 to 100	20 to 55	...	0 to 15	...	0 to 5	...	...	
467	37.5 to 4.75 mm (1½ in. to No. 4)	...	...	...	...	100	95 to 100	...	35 to 70	...	10 to 30	0 to 5	...	...	
5	25.0 to 12.5 mm (1 to ½ in.)	...	...	...	...	...	100	90 to 100	20 to 55	0 to 10	...	0 to 5	...	...	
56	25.0 to 9.5 mm (1 to ¾ in.)	...	...	...	...	...	100	90 to 100	40 to 85	10 to 40	0 to 15	0 to 5	...	...	
57	25.0 to 4.75 mm (1 in. to No. 4)	...	...	...	...	...	100	95 to 100	...	25 to 60	...	0 to 10	0 to 5	...	
6	19.0 to 9.5 mm (¾ to ¾ in.)	...	...	...	...	...	...	100	90 to 100	20 to 55	0 to 15	0 to 5	...	...	
67	19.0 to 4.75 mm (¾ in. to No. 4)	...	...	...	...	...	...	100	90 to 100	...	20 to 55	0 to 10	0 to 5	...	
7	12.5 to 4.75 mm (½ in. to No. 4)	...	...	...	...	...	...	...	100	90 to 100	40 to 70	0 to 15	0 to 5	...	
8	9.5 to 2.36 mm (¾ in. to No. 8)	...	...	...	...	...	...	...	...	100	85 to 100	10 to 30	0 to 10	0 to 5	
89	9.5 to 1.18 mm (¾ in. to No. 16)	...	...	...	...	...	...	...	...	100	90 to 100	20 to 55	5 to 30	0 to 10	
9 <sup>A</sup>	4.75 to 1.18 mm (No. 4 to No. 16)	...	...	...	...	...	...	...	...	...	100	85 to 100	10 to 40	0 to 10	

<sup>A</sup> Although size 9 aggregate is defined in Terminology C 125 as a fine aggregate, it is included as a coarse aggregate when it is combined with a size 8 material to create a size 89, which is a coarse aggregate as defined by Terminology C 125.

**Figura 2.3. Requisitos de clasificación para agregados gruesos – ASTM C33**

Por lo tanto, se muestra el tamizado del agregado grueso escogido cumpliendo con lo señalado en las figuras anteriores.

En la siguiente figura se muestra el resumen granulométrico del agregado grueso. Dentro de los parámetros más resaltantes, se tiene un tamaño máximo nominal de 3/4", un módulo de fineza de 6.75 y un peso unitario compactado de 1573 kg/m<sup>3</sup>.

GRANULOMETRIA					CARACTERÍSTICAS FÍSICAS	
MALLA	PESO RETENIDO (gramos)	% RETENIDO	% RETENIDO ACUMUL.	% PASANTE ACUMUL.		
					MODULO DE FINEZA	6.75
					TAMAÑO MÁXIMO	3/4"
					PESO ESPECIFICO SECO	2.69
3"	0.0	0.0	0.0	100.0	PESO ESPECIFICO SSS	2.71
2 1/2"	0.0	0.0	0.0	100.0	% ABSORCION	1.22
2"	0.0	0.0	0.0	100.0	% PASANTE DE MALLA # 200	1.04
1 1/2"	0.0	0.0	0.0	100.0	% HUMEDAD NATURAL	1.85
1"	0.0	0.0	0.0	100.0	% EQUIVALENTE DE ARENA	.....
3/4"	158.4	5.8	5.8	94.2	% PARTÍCULAS FRIABLES Y TERRONES DE ARCILLA	0.006 %
1/2"	932.2	34.3	40.1	59.9	% PARTÍCULAS LIGERAS	0.000 %
3/8"	901.4	33.2	73.3	26.7	% INALTERABILIDAD por medio de sulfato de magnesio	.....
# 4	673.9	24.8	98.1	1.9	PESO UNITARIO SUELTO(kg/m3)	1391
# 8	40.1	1.5	99.6	0.4	PESO UNITARIO COMPAC (kg/m3)	1573
# 16	0.0	0.0	99.6	0.4	CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS	
#30	0.0	0.0	99.6	0.4	SALES SOLUB. TOTALES (ppm)	106
#50	0.0	0.0	99.6	0.4	SULFATOS SOLUBLES (ppm)	23
#100	0.0	0.0	99.6	0.4	CLORUROS SOLUBLES (ppm)	33
fondo	12.0	0.4	100.0	0.0	ABRASION LOS ANGELES	15.4 %
					CLORUROS SOLUBLES (mg/Kg)	33
					IMPUREZAS ORGÁNICAS	.....
					Otros	
					El material fue ensayado en LEM	
TOTAL	2718.0	100.0	MODULO FINEZA	6.75		

Figura 2.4. Granulometría del agregado grueso, Huso 67 – Fuente Propia

A continuación, se muestra la curva granulométrica del agregado grueso y se denota que está dentro de los rangos permitidos para ser un agregado acorde con la norma ASTM C33.

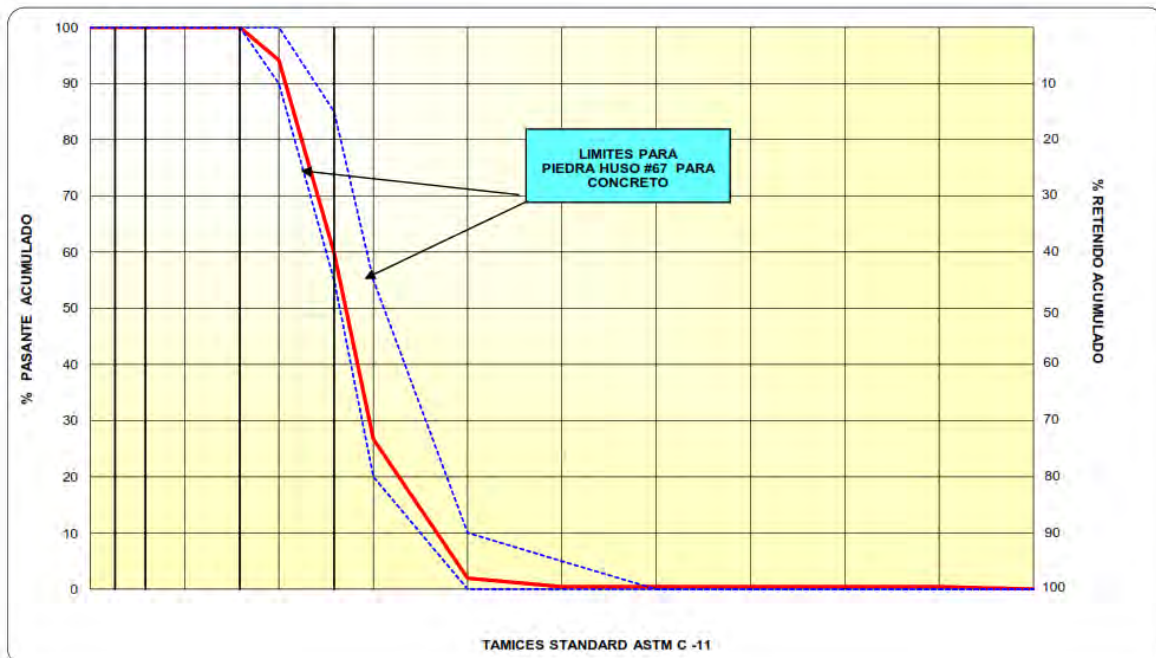


Figura 2.5. Curva granulométrica del agregado grueso, Huso 67 – Fuente Propia

Luego, en la figura 2.6, se muestran los requerimientos solicitados para el agregado fino. Hay que mencionar que se debe evaluar el pasante de la malla N°200, no debe superar el 5%, ya que nuestros elementos a diseñar no estarán sometidos a abrasión.

**TABLE 1 Grading Requirements for Fine Aggregate**

Sieve (Specification E11)	Percent Passing
9.5-mm (3/8-in.)	100
4.75-mm (No. 4)	95 to 100
2.36-mm (No. 8)	80 to 100
1.18-mm (No. 16)	50 to 85
600- $\mu$ m (No. 30)	25 to 60
300- $\mu$ m (No. 50)	5 to 30
150- $\mu$ m (No. 100)	0 to 10
75- $\mu$ m (No. 200)	0 to 3.0 <sup>A,B</sup>

<sup>A</sup> For concrete not subject to abrasion, the limit for material finer than the 75- $\mu$ m (No. 200) sieve shall be 5.0 % maximum.

<sup>B</sup> For manufactured fine or other recycled aggregate, if the material finer than the 75- $\mu$ m (No. 200) sieve consists of the dust of fracture, essentially free of clay or shale, this limit shall be 5.0% for concrete subject to abrasion, and 7% maximum for concrete not subject to abrasion.

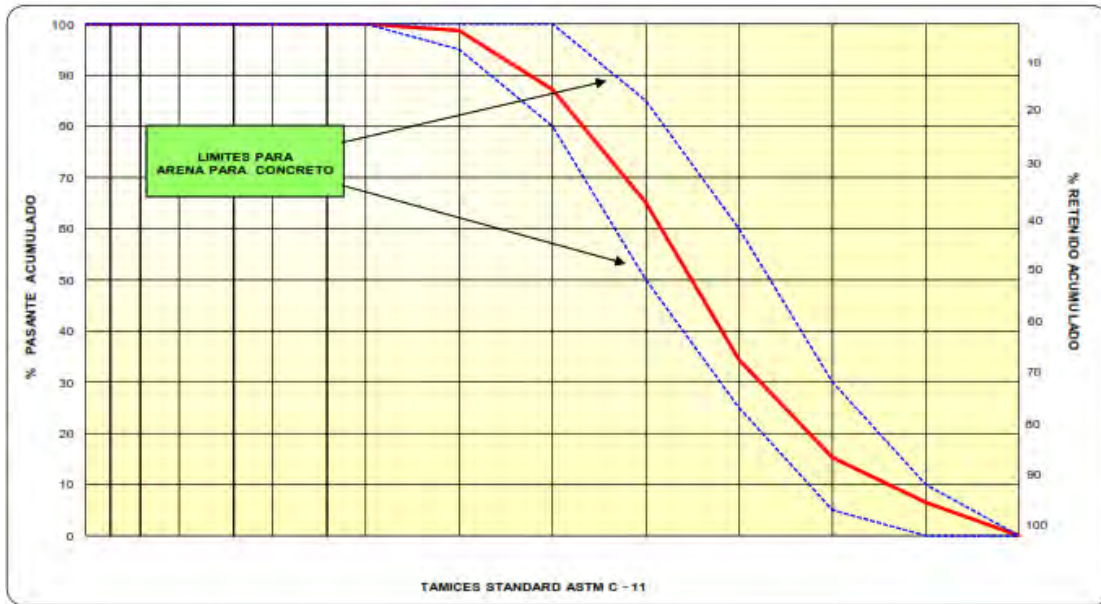
**Figura 2.6. Requisitos de clasificación para agregados finos – ASTM C33**

Por lo tanto, en la figura 2.7, se muestra el tamizado del agregado fino escogido cumpliendo con lo señalado en las figuras anteriores. Dentro de los parámetros más importantes se presenta el módulo de fineza de 2.93 y un peso unitario compactado de 1842 kg/m<sup>3</sup>.

GRANULOMETRIA					CARACTERÍSTICAS FÍSICAS	
MALLA	PESO RETENIDO en gramos	% RETENIDO	% RETENIDO ACUMUL.	% PASANTE ACUMUL.		
3"	0.0	0.0	0.0	100.0	MODULO DE FINEZA	<b>2.93</b>
2 1/2"	0.0	0.0	0.0	100.0	TAMAÑO MÁXIMO	<b># 4</b>
2"	0.0	0.0	0.0	100.0	PESO ESPECIFICO SECO	<b>2.60</b>
1 1/2"	0.0	0.0	0.0	100.0	PESO ESPECIFICO SSS	<b>2.65</b>
1"	0.0	0.0	0.0	100.0	% ABSORCION	<b>1.62</b>
3/4"	0.0	0.0	0.0	100.0	% PASANTE DE MALLA # 200	<b>4.81</b>
1/2"	0.0	0.0	0.0	100.0	% HUMEDAD NATURAL	<b>2.09</b>
3/8"	0.0	0.0	0.0	100.0	% EQUIVALENTE DE ARENA	<b>68 %</b>
# 4	17.5	1.30	1.3	98.7	% PARTICULAS FRIABLES Y TERRONES DE ARCILLA	<b>24 %</b>
# 8	154.9	11.50	12.8	87.2	% PARTICULAS LIGERAS	<b>0.00 %</b>
# 16	297.8	22.10	34.9	65.1	% INALTERABILIDAD por medio de sulfato de magnesio	.....
#30	413.6	30.70	65.6	34.4	PESO UNITARIO SUELTO(kg/m3)	<b>1737</b>
#50	257.3	19.10	84.7	15.3	PESO UNITARIO COMPAC (kg/m3)	<b>1842</b>
#100	118.6	8.80	93.5	6.5	<b>CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS</b>	
fondo	87.6	6.5	100.0	0.0	SALES SOLUB. TOTALES (ppm)	<b>970.00</b>
					SULFATOS SOLUBLES (ppm)	<b>173.00</b>
					CLORUROS SOLUBLES (ppm)	<b>173.00</b>
					IMPUREZAS ORGÁNICAS	<b>N° 1</b>
					CLORUROS SOLUBLES (mg/Kg)	<b>173.00</b>
					IMPUREZAS ORGÁNICAS	<b>N° 1</b>
					Otros El material fue ensayado en LEM	
<b>TOTAL</b>	<b>1347.3</b>	<b>100.0</b>	<b>MODULO FINEZA</b>	<b>2.93</b>		

**Figura 2.7. Granulometría del agregado fino – Fuente Propia**

A continuación, se muestra la curva granulométrica (figura 2.8) del agregado fino y se denota que está dentro de los rangos permitidos para ser un agregado acorde con la norma ASTM C33.



**Figura 2.8. Curva granulométrica del agregado fino – Fuente Propia**

Luego del estudio de los agregados, se presentan en la tabla 2.1, el resumen de las propiedades físicas de estos para empezar con el diseño de mezclas.

**Tabla 2.1. Propiedades físicas de agregado grueso y agregado fino**

Tipo de Agregado	Tamaño Maximo Nominal	Módulo de Finura	Peso Unitario Compactado(gr/cm3)	Peso Unitario Suelo (gr/cm3)	Peso Especifico Seco (gr/cm3)	Absorción (%)	Humedad Natural(%)
Piedra - Huso 67	3/4"	6.75	1.573	1.391	2.69	1.22	1.85
Arena	#4	2.93	1.842	1.737	2.6	1.62	2.09

### 2.1.2. Dosificación con resistencia de diseño - 21 MPa

Para el diseño de mezclas con resistencia a la compresión de diseño de 21 MPa, se dosificará con una resistencia de 29.5 MPa y se solicitará un slump de 6 pulgadas. En este caso, no existen condiciones especiales de exposición para los elementos de concreto armado.

- Para dichas solicitaciones, se halla la relación agua-cemento (w/c) para 29.5 MPa en la tabla 3a del ACI 211, la cual vincula resistencias a la compresión con relaciones de agua/cemento, con aire incluido y sin aire incluido. El diseño de esta tesis no tomará en cuenta aire incluido.

Resistencia a compresión a los 28 días (kg/cm <sup>2</sup> ) ( * )	Relación agua / cemento, por peso (w/c)	
	concreto sin aire incluido	concreto con aire incluido
450	0.38	-
400	0.43	-
350	0.48	0.40
300	0.54	0.45
250	0.61	0.52
200	0.70	0.61
150	0.80	0.71

**Notas ( \* )** - Los valores son resistencias promedio, estimadas para concretos que no contienen mas aire del porcentaje que se indica en la tabla # 2  
- Para una relación w/c constante. Se reduce la resistencia del concreto conforme se incrementa el contenido de aire  
- La resistencia se toma en cilindros de 15 x 30 cm. Curados con humedad a los 28 días, a 23 +/- 1.7 °C  
- Cuando se use (cemento + puzolana), como cementante, se tomará en cuenta la relación:  $w / (c+p)$

**Figura 2.9. Correspondencia entre la relación agua/cemento, en peso (w/c) y la resistencia a la compresión simple del concreto – Fuente ACI 211**

Realizando un cálculo simple con las relaciones de la figura 2.9, en la tabla 2.2, se halla la relación agua-cemento para nuestra resistencia de dosificación.

**Tabla 2.2. Relación agua-cemento para la resistencia de dosificación - 21 MPa**

Resistencia (MPa)	Relación agua- cemento(w/c)
30	0.54
29.5	0.547
25	0.61

- Una vez determinada la relación agua-cemento, se procede a hallar la cantidad de agua para un revenimiento de 15 a 18 cm y un tamaño máximo nominal de 3/4", para ello se procede a citar la siguiente figura obtenida del ACI -211.

Revenimiento ( cm. )	Agua en kg/m <sup>3</sup> de concreto para los tamaños máximos nominales en mm. (pulg.)						
	10 (3/8")	12.5 (1/2")	20 (3/4")	25 (1")	40 (1 1/2")	50 (2") *	75 (3") *
<b>Concreto sin aire incluido</b>							
3 a 5	205	200	185	180	160	155	145
8 a 10	225	215	200	195	175	170	160
15 a 18	240	230	210	205	185	180	170
Cantidad aproximada de aire atrapado en concreto sin aire incluido: ( % )							
	3.0	2.5	2.0	1.5	1.0	0.5	0.3
<b>Concreto con aire incluido</b>							
3 a 5	180	175	165	160	145	140	135
8 a 10	200	190	180	175	160	155	150
15 a 18	215	205	190	185	170	165	160
Exposición:	Promedio recomendado de contenido total de aire ( % )						
Ligera	4.5	4.0	3.5	3.0	2.5	2.0	1.5 **
moderada	6.0	5.5	5.0	4.5	4.5	4.0	3.5 **
Severa	7.5	7.0	6.0	6.0	5.5	5.0	4.5 **

Notas:

( \* ) Los valores del revenimiento se basan en las pruebas de revenimiento (slump) después de la remoción de las partículas mayores de 40 mm., mediante tamizado húmedo

( \*\* ) Las pruebas de contenido de aire se realizan después de la remoción de las partículas mayores de 40 mm. mediante tamizado húmedo. Los resultados de tomarán como un porcentaje del total

**Figura 2.10. Requerimientos aproximados de agua de mezclado y contenido de aire para diferentes revenimientos y tamaños máximos del agregado – Fuente ACI 211**

A partir de ello, se tiene 210 kilogramos de agua y con la relación agua-cemento de 0.547, se determina 384 kilogramos de cemento. En la tabla 2.3 se muestra un resumen de las cantidades.

**Tabla 2.3. Resumen de cantidades de agua y cemento - 21 MPa**

	Peso (kg)
Agua (kg)	210
w/c	0.547
Cemento (kg)	352

- Luego de obtener la cantidad de agua y cemento, se procede a hallar el volumen de agregado grueso relacionado con el módulo de finura de la arena. Por ello, se cita a la siguiente figura del ACI - 211.

Tamaño Máximo del agregado grueso		Volumen de agregado grueso ( * ) varillado en seco, por volumen unitario de concreto, para diferentes Módulos de Fineza de la arena			
(mm.)	( Pulg.)	2.4	2.6	2.8	3.0
10	3/8"	0.50	0.48	0.46	0.44
12.5	1/2"	0.59	0.57	0.55	0.53
20	3/4"	0.66	0.64	0.62	0.60
25	1"	0.71	0.69	0.67	0.65
40	1 1/2"	0.77	0.73	0.71	0.69
50	2"	0.78	0.76	0.74	0.72
75	3"	0.81	0.80	0.78	0.76

**Notas:** ( \* ) Los volúmenes pueden incrementarse en 10 % para concretos menos trabajables (pavimentos) o disminuirse para concretos bombeables y concretos densamente armados. Se debe garantizar el revenimiento, la relación w/c y la resistencia

**Figura 2.11. Volumen de agregado grueso por volumen unitario de concreto – Fuente ACI 211**

Se halla el volumen de agregado grueso para el módulo de fineza de la arena seleccionada. En la tabla 2.4, se muestra un volumen de 0.61.

**Tabla 2.4. Módulo de fineza y volumen de agregado grueso – 21 MPa**

Módulo de Fineza de la arena	Volumen de Agregado Grueso, varillado en seco
2.8	0.62
2.93	0.61
3	0.6

- Se tendrán 3 diseños de mezclas, considerando un diseño para un concreto de peso normal, otro diseño para el concreto ligero y, por último, un concreto ligero considerando un aditivo reductor de agua.

En la tabla 2.5, se muestra el diseño de concreto de peso normal, sin corrección por humedad.

**Tabla 2.5. Diseño de mezcla para concreto de peso normal – 21 MPa**

	Peso (kg)	Vol (m3)
Agua	210	0.21
Cemento	384	0.123
Aire	0	0.05
Piedra	959.53	0.357
Arena	677.60	0.261
	2231.13	1

Así mismo, para introducir las perlas de poliestireno a nuestro diseño de mezclas, se considera a estas como una proporción del total de la cantidad de agregados. Se toma un 30% del total de agregados. En la tabla 2.6, se muestran estas proporciones y como se reduce el peso total por metro cúbico del concreto. El peso específico del poliestireno es de 10 kg/m<sup>3</sup>.

**Tabla 2.6. Diseño de mezcla para concreto de peso ligero – 21 MPa**

	Peso (kg)	Vol (m3)		
Agua	210	0.21		
Cemento	384	0.123		
Aire	0	0.05	Porcentaje del total de Agregados	
Piedra	454.12	0.169	0.31	0.65
Poliestireno	1.95	0.195	0.3	
Arena	659.10	0.254	0.39	
	1709.17	1		

Luego, se hace el ejercicio para el concreto ligero considerando un aditivo reductor de agua, manteniendo la cantidad de cemento y se aprecia que el peso total del concreto sigue siendo ligero. El resumen de lo mencionado, se muestra en la tabla 2.7.

**Tabla 2.7. Diseño de mezcla para concreto de peso ligero con aditivo reductor de agua – 21 MPa**

	Peso (kg)	Vol (m3)		
Agua (15%red)	178.5	0.1785		
Cemento	384	0.123		
Aire	0	0.05	Porcentaje del total de Agregados	
Piedra	538.85	0.200	0.31	0.65
Poliestireno	1.95	0.195	0.3	
Arena	659.10	0.254	0.39	
ADITIVO - FLUICON	3.84	0.003		
	1766.24	1		

Debido a que los agregados poseen humedad natural y poder de absorción, alterará el peso de estos y del agua en la mezcla. Por lo tanto, citamos a la tabla 1 donde se muestran las propiedades tanto del agregado grueso como del agregado fino.

**En el agregado grueso, la humedad aportada es de:**

-  $1.85\% - 1.22\% = 0.63\%$

**En el agregado fino, la humedad aportada es de:**

-  $2.09\% - 1.62\% = 0.47\%$

**Por lo tanto, la cantidad de agua se verá afectada de la siguiente manera:**

-  $175 - (559 \times 0.0063) - (660 \times 0.0047) = 172 \text{ kg.}$

En la siguiente tabla se muestran las operaciones para los pesos corregidos

**Tabla 2.8. Diseño de mezcla por 1.00 m<sup>3</sup> corregido por humedad – 21 MPa**

	<b>Operaciones</b>	<b>Peso Corregido (kg)</b>
<b>Agua (15%red)</b>	179-3.39-3.1	172
<b>Cemento</b>	384	384
<b>Aire</b>	0	0
<b>Piedra</b>	539x1.0185	549
<b>Poliestireno</b>	1.95	1.95
<b>Arena</b>	660x1.029	673
<b>ADITIVO - FLUICON</b>	3.75	3.750
		1783.4

### **2.1.3. Dosificación con resistencia de diseño – 17.5 MPa**

Para el diseño de mezclas con resistencia a la compresión de diseño de 17.5 MPa, se dosificará con una resistencia de 26.0 MPa y se solicitará un slump de 6 pulgadas. En este caso, no existen condiciones especiales de exposición para los elementos de concreto armado.

- Para dichas solicitaciones, se halla la relación agua-cemento (w/c) para 26.0 MPa en la tabla 3a del ACI 211, la cual vincula resistencias a la compresión con relaciones de agua/cemento, con aire incluido y sin aire incluido. El diseño de esta tesis no tomará en cuenta aire incluido.

Resistencia a compresión a los 28 días (kg/cm <sup>2</sup> ) ( * )	Relación agua / cemento, por peso (w/c)	
	concreto sin aire incluido	concreto con aire incluido
450	0.38	-
400	0.43	-
350	0.48	0.40
300	0.54	0.45
250	0.61	0.52
200	0.70	0.61
150	0.80	0.71

**Notas ( \* )** - Los valores son resistencias promedio, estimadas para concretos que no contienen mas aire del porcentaje que se indica en la tabla # 2

- Para una relación w/c constante. Se reduce la resistencia del concreto conforme se incrementa el contenido de aire
- La resistencia se toma en cilindros de 15 x 30 cm. Curados con humedad a los 28 días, a 23 +/- 1.7 °C
- Cuando se use (cemento + puzolana), como cementante, se tomará en cuenta la relación:  $w / (c+p)$

**Figura 2.12. Correspondencia entre la relación agua/cemento, en peso (w/c) y la resistencia a la compresión simple del concreto – Fuente ACI 211**

Realizando un cálculo simple con las relaciones de la figura 2.12, en la tabla 2.9, se halla la relación agua-cemento para nuestra resistencia de dosificación.

**Tabla 2.9. Relación agua-cemento para la resistencia de dosificación – 17.5 MPa**

Resistencia (MPa)	Relación agua- cemento(w/c)
30	0.54
26	0.596
25	0.61

- Una vez determinada la relación agua-cemento, se procede a hallar la cantidad de agua para un revenimiento de 15 a 18 cm y un tamaño máximo nominal de 3/4", para ello se procede a citar la siguiente figura obtenida del ACI -211.

Revenimiento ( cm. )	Agua en kg/m <sup>3</sup> de concreto para los tamaños máximos nominales en mm. (pulg.)						
	10 (3/8")	12.5 (1/2")	20 (3/4")	25 (1")	40 (1 1/2")	50 (2") *	75 (3") *
<b>Concreto sin aire incluido</b>							
3 a 5	205	200	185	180	160	155	145
8 a 10	225	215	200	195	175	170	160
15 a 18	240	230	210	205	185	180	170
Cantidad aproximada de aire atrapado en concreto sin aire incluido: ( % )							
	3.0	2.5	2.0	1.5	1.0	0.5	0.3
<b>Concreto con aire incluido</b>							
3 a 5	180	175	165	160	145	140	135
8 a 10	200	190	180	175	160	155	150
15 a 18	215	205	190	185	170	165	160
Exposición:	Promedio recomendado de contenido total de aire ( % )						
Ligera	4.5	4.0	3.5	3.0	2.5	2.0	1.5 **
moderada	6.0	5.5	5.0	4.5	4.5	4.0	3.5 **
Severa	7.5	7.0	6.0	6.0	5.5	5.0	4.5 **

Notas:

( \* ) Los valores del revenimiento se basan en las pruebas de revenimiento (slump) después de la remoción de las partículas mayores de 40 mm., mediante tamizado húmedo

( \*\* ) Las pruebas de contenido de aire se realizan después de la remoción de las partículas mayores de 40 mm. mediante tamizado húmedo. Los resultados de tomarán como un porcentaje del total

**Figura 2.13. Requerimientos aproximados de agua de mezclado y contenido de aire para diferentes revenimientos y tamaños máximos del agregado – Fuente ACI 211**

A partir de ello, se tiene 210 kilogramos de agua y con la relación agua-cemento de 0.547, se determina 384 kilogramos de cemento. En la tabla 2.10 se muestra un resumen de las cantidades.

**Tabla 2.10. Tabla resumen de cantidades de agua y cemento – 17.5 MPa**

	Peso (kg)
Agua (kg)	210
w/c	0.596
Cemento (kg)	352

- Luego de obtener la cantidad de agua y cemento, se procede a hallar el volumen de agregado grueso relacionado con el módulo de finura de la arena. Por ello, se cita a la siguiente figura del ACI - 211.

Tamaño Máximo del agregado grueso		Volumen de agregado grueso ( * ) varillado en seco, por volumen unitario de concreto, para diferentes Módulos de Fineza de la arena			
(mm.)	( Pulg.)	2.4	2.6	2.8	3.0
10	3/8"	0.50	0.48	0.46	0.44
12.5	1/2"	0.59	0.57	0.55	0.53
20	3/4"	0.66	0.64	0.62	0.60
25	1"	0.71	0.69	0.67	0.65
40	1 1/2"	0.77	0.73	0.71	0.69
50	2"	0.78	0.76	0.74	0.72
75	3"	0.81	0.80	0.78	0.76

**Notas:** ( \* ) Los volúmenes pueden incrementarse en 10 % para concretos menos trabajables (pavimentos) o disminuirse para concretos bombeables y concretos densamente armados. Se debe garantizar el revenimiento, la relación w/c y la resistencia

**Figura 2.14. Volumen de agregado grueso por volumen unitario de concreto –**

**Fuente ACI 211**

Se halla el volumen de agregado grueso para el módulo de fineza de la arena seleccionada. En la tabla 2.11, se muestra un volumen de 0.61.

**Tabla 2.11. Resumen de cantidades de agua y cemento – 17.5 MPa**

Modulo de Fineza de la arena	Volumen de Agregado Grueso, varillado en seco
2.8	0.62
2.93	<b>0.61</b>
3	0.6

- Se tendrán 3 diseños de mezclas, considerando un diseño para un concreto de peso normal, otro diseño para el concreto ligero y, por último, un concreto ligero considerando un aditivo reductor de agua.

En la tabla 2.12, se muestra el diseño de concreto de peso normal, sin corrección por humedad.

**Tabla 2.12. Diseño de mezcla para concreto de peso normal – 17.5 MPa**

	Peso (kg)	Vol (m3)
Agua	210	0.21
Cemento	352	0.112
Aire	0	0.05
Piedra	959.53	0.357
Arena	704.18	0.271
	2225.71	1

Así mismo, para introducir las perlas de poliestireno a nuestro diseño de mezclas, se considera a estas como una proporción del total de la cantidad de agregados. Se toma un 30% del total de agregados. En la tabla 2.13, se muestran estas proporciones y como se reduce el peso total por metro cúbico del concreto. El peso específico del poliestireno es de 10 kg/m<sup>3</sup>.

**Tabla 2.13. Diseño de mezcla para concreto de peso ligero – 17.5 MPa.**

	Peso (kg)	Vol (m3)		
Agua	210	0.21		
Cemento	352	0.112		
Aire	0	0.05	Porcentaje del total de Agregados	
Piedra	481.62	0.179	0.31	0.65
Poliestireno	1.95	0.195	0.3	
Arena	659.10	0.254	0.39	
	1704.67	1		

Luego, se hace el ejercicio para el concreto ligero considerando un aditivo reductor de agua, manteniendo la cantidad de cemento y se aprecia que el peso total del concreto sigue siendo ligero. El resumen de lo mencionado, se muestra en la tabla 2.14.

**Tabla 2.14. Diseño de mezcla para concreto de peso ligero con aditivo reductor de agua – 17.5 MPa**

	Peso (kg)	Vol (m3)		
Agua (15%red)	178.5	0.1785		
Cemento	352	0.112		
Aire	0	0.05	Porcentaje del total de Agregados	
Piedra	566.35	0.211	0.31	0.65
Poliestireno	1.95	0.195	0.3	
Arena	659.10	0.254	0.39	
ADITIVO - FLUICON	3.52	0.003		
	1761.42	1		

Debido a que los agregados poseen humedad natural y poder de absorción, alterará el peso de estos y del agua en la mezcla. Por lo tanto, citamos a la tabla 1 donde se muestran las propiedades tanto del agregado grueso como del agregado fino.

**En el agregado grueso, la humedad aportada es de:**

-  $1.85\% - 1.22\% = 0.63\%$

**En el agregado fino, la humedad aportada es de:**

-  $2.09\% - 1.62\% = 0.47\%$

**Por lo tanto, la cantidad de agua se verá afectada de la siguiente manera:**

-  $179 - (566.35 \times 0.0063) - (659.1 \times 0.0047) = 172 \text{ kg.}$

En la siguiente tabla se muestran las operaciones para los pesos corregidos

**Tabla 2.15. Diseño de mezcla por 1.00 m<sup>3</sup> corregido por humedad – 17.5 MPa**

	<b>Operaciones</b>	<b>Peso Corregido (kg)</b>
<b>Agua (15%red)</b>	179-3.57-3.1	172
<b>Cemento</b>	352	352
<b>Aire</b>	0	0
<b>Piedra</b>	539x1.0185	577
<b>Poliestireno</b>	1.95	1.95
<b>Arena</b>	660x1.029	673
<b>ADITIVO - FLUICON</b>	3.75	3.750
		1779.2

## **2.2. Elaboración de Probetas de Concreto de 17.5 MPa y 21 MPa**

Luego de tener los diseños de mezcla corregidos, se procede a tener las cantidades para una mezcladora de capacidad 0.007 m<sup>3</sup>. En la tabla 2.16 y 2.17 se denotan los pesos para realizar nuestras probetas de 6 pulgadas de diámetro y 12 pulgadas de altura.

**Tabla 2.16. Diseño de mezcla por 0.007 m3 para 21 MPa**

	<b>Peso Corregido (kg)</b>	<b>Peso para Tanda 0.007 m3 (kg)</b>
<b>Agua (15%red)</b>	172	1.20
<b>Cemento</b>	384	2.69
<b>Aire</b>	0	0.00
<b>Piedra</b>	549	3.84
<b>Poliestireno</b>	1.95	0.014
<b>Arena</b>	673	4.71
<b>ADITIVO - FLUICON</b>	3.750	0.026
	1783.4	12.5

**Tabla 2.17. Diseño de mezcla por 0.007 m3 para 17.5 MPa**

	<b>Peso Corregido (kg)</b>	<b>Peso para Tanda 0.007 m3 (kg)</b>
<b>Agua (15%red)</b>	172	1.20
<b>Cemento</b>	352	2.46
<b>Aire</b>	0	0.00
<b>Piedra</b>	577	4.04
<b>Poliestireno</b>	1.95	0.014
<b>Arena</b>	673	4.71
<b>ADITIVO - FLUICON</b>	3.750	0.026
	1779.2	12.5

A continuación, se muestran los agregados, las esferas de poliestireno, el cemento y el agua con las cantidades exactas mostradas en las tablas 2.16 y 2.17. Es menester mencionar que, aprovechando el aditivo fluicon y uno de sus usos, la relación agua cemento se redujo a 0.49 para el diseño de 17.5 MPa y a 0.45 para el diseño de 21 MPa, las cuales aseguran una mejor resistencia a la compresión y durabilidad.



**Figura 2.15. Agregados para elaboración de probetas – Fuente propia**

Con respecto a la elaboración de probetas, se realizaron 2 especímenes para cada resistencia y cada 7 días desde su elaboración. La intención es analizar cómo se va desarrollando la resistencia con respecto al tiempo y compararlo con un diseño de peso convencional. En la figura 5, se visualiza la elaboración de probetas de 6 pulgadas de diámetro y 12 pulgadas de altura, denominada como la probeta estándar por Duff Abrams en 1918.



**Figura 2.16. Elaboración de probetas de 17.5 y 21 MPa– Fuente propia**

Así mismo, se mide la temperatura a 22.2°C al momento de la elaboración y al momento de curado se mantiene una temperatura aproximada a 21°C, ya que se he demostrado en investigaciones anteriores que a dicha temperatura la resistencia puede desarrollarse sin problemas hasta los 28 días de elaboración.



**Figura 2.17. Toma de temperatura al concreto ligero– Fuente propia**

Otras mediciones que se realizaron al concreto ligero, aparte de la temperatura, fue el control del peso con 18.125 kg y una consistencia de 7.5 pulgadas aproximadamente.



**Figura 2.18. Izq. Control de peso del concreto ligero. Der. Medición de consistencia**

Se muestran las probetas descritas anteriormente, listas para la prueba a compresión en el laboratorio de estructuras de la Pontificia Universidad Católica del Perú.



Figura 2.19. Izq. Probeta estándar de diseño para 17.5 MPa de diseño (7 días). Der. Probeta estándar de diseño para 21 MPa (7 días)



Figura 2.20. Izq. Probeta estándar de diseño para 17.5 MPa de diseño (14 días). Der. Probeta estándar de diseño para 21 MPa (14 días)



Figura 2.21. Izq. Probeta estándar de diseño para 17.5 MPa de diseño (21 días).  
Der. Probeta estándar de diseño para 21 MPa (21 días)

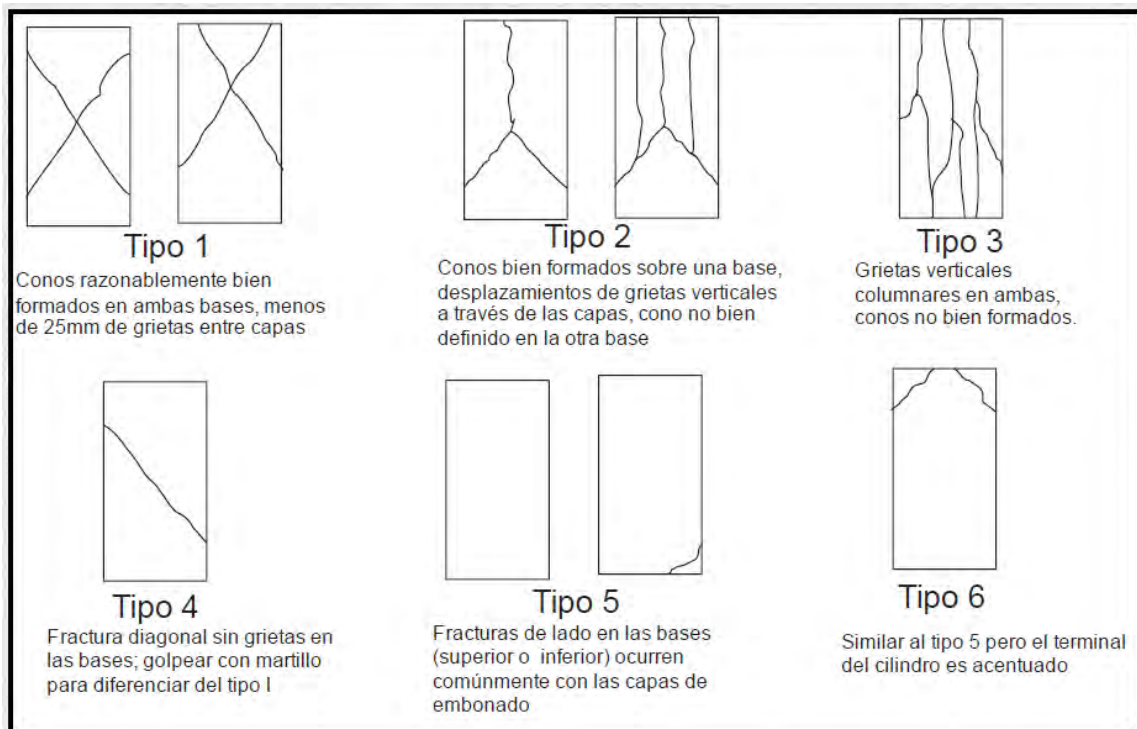


Figura 2.22. Izq. Probeta estándar de diseño para 17.5 MPa de diseño (28 días).  
Der. Probeta estándar de diseño para 21 MPa (28 días)

### 2.3. Prueba de Resistencia a la Compresión de Probetas de Concreto de 17.5 MPa y 21 MPa

Los ensayos de esfuerzo a la compresión fueron ejecutados en el laboratorio de estructuras de la Pontificia Universidad Católica del Perú, bajo la normativa peruana NTP 339.034, y sus resultados denotaron el crecimiento de resistencia a la compresión desde los 7 días hasta los 28 días desde su vaciado.

Así mismo, se muestra en la figura 2.23 los tipos de falla que pueden mostrar las probetas de concreto al momento de llegar a su resistencia final.



**Figura 2.23. Tipo de fallas en las probetas de concreto – ASTM C39**

Si suceden las fallas tipo 5 y 6, se sugiere que se siga cargando los especímenes hasta conseguir alguno de los otros tipos de falla.

En las siguientes figuras, se muestran las probetas luego del término del ensayo.

A la edad de 7 días, se presencia tipos de falla tipo 2 y las esferas de poliestireno en su interior.



**Figura 2.24. Fin de ensayo para probetas estándar - 17.5 y 21 MPa (7 días)**

A la edad de 14 días, se presencia tipos de falla tipo 2 y 5 y las esferas de poliestireno en su interior.



**Figura 2.25. Fin de ensayo para probetas estándar - 17.5 y 21 MPa (14 días)**

A la edad de 21 días, se presencia tipos de falla tipo 2 y 5 y las esferas de poliestireno en su interior.



**Figura 2.26. Fin de ensayo para probetas estándar - 17.5 y 21 MPa (21 días)**

A la edad de 28 días, se presencia tipos de falla tipo 2 y 5 y las esferas de poliestireno en su interior.




**Figura 2.27. Fin de ensayo para probetas estándar - 17.5 y 21 MPa (28 días)**

## 2.4. Interpretación de Resultados

A continuación, se presentan los certificados de rotura para cada caso descrito.

### 2.4.1. Certificado de Rotura para Probetas 7 días

A la edad de 7 días, para la resistencia de diseño de 17.5 MPa, se tiene una resistencia promedio de 14.75 MPa y para la resistencia de diseño de 21 MPa, se tiene una resistencia promedio de 20.55 MPa.

LABORATORIO DE ENSAYO ACREDITADO POR EL ORGANISMO PERUANO DE ACREDITACIÓN INACAL - DA CON REGISTRO N° LE - 027		INACAL DA - Perú Organismo de Línea Acreditado					
LABORATORIO DE ESTRUCTURAS ANTISISMICAS		PUCP					
CON SISTEMA DE GESTIÓN ISO/IEC 17025							
ENSAYOS DE COMPRESION AXIAL EN PROBETAS ESTANDAR DE CONCRETO NORMA DE ENSAYO : NTP 339-034 2015							
Solicitante:	CONSORCIO DHMONT & CG & M S.A.C.	Orden N°:	202101951				
Procedencia:	TESIS RAUL VARGAS						
Fecha de Ensayo	11/10/2021						
Probeta N°:	Edad (días)	Area (mm <sup>2</sup> )	Diámetro (mm)	Carga (KN)	Esfuerzo (MPa)	Esfuerzo (kg/cm <sup>2</sup> )	Tipo Falla
1 TESIS 210 7D	7	18568.08	153.75	385.3	20.8	211.7	2
2 TESIS 210 7D	7	18145.84	152.00	367.8	20.3	206.7	2
Observacion				Jefe de Laboratorio de Estructuras Antisismicas			

LABORATORIO DE ENSAYO ACREDITADO POR EL ORGANISMO PERUANO DE ACREDITACIÓN INACAL - DA CON REGISTRO N° LE - 027		INACAL DA - Perú Organismo de Línea Acreditado					
LABORATORIO DE ESTRUCTURAS ANTISISMICAS		PUCP					
CON SISTEMA DE GESTIÓN ISO/IEC 17025							
ENSAYOS DE COMPRESION AXIAL EN PROBETAS ESTANDAR DE CONCRETO NORMA DE ENSAYO : NTP 339-034 2015							
Solicitante:	CONSORCIO DHMONT & CG & M S.A.C.	Orden N°:	202101950				
Procedencia:	TESIS RAUL VARGAS						
Fecha de Ensayo	11/10/2021						
Probeta N°:	Edad (días)	Area (mm <sup>2</sup> )	Diámetro (mm)	Carga (KN)	Esfuerzo (MPa)	Esfuerzo (kg/cm <sup>2</sup> )	Tipo Falla
1 TESIS 175 7D	7	18086.20	151.75	260.6	14.4	147.0	2
2 TESIS 175 7D	7	18026.85	151.50	272.6	15.1	154.2	2
Observacion				Jefe de Laboratorio de Estructuras Antisismicas			

Figura 2.28. Certificados de rotura - 17.5 y 21 MPa (7 días)

A la edad de 14 días, para la resistencia de diseño de 17.5 MPa, se tiene una resistencia promedio de 16.75 MPa y para la resistencia de diseño de 21 MPa, se tiene una resistencia promedio de 20.70 MPa.

LABORATORIO DE ENSAYO ACREDITADO POR EL ORGANISMO PERUANO DE ACREDITACIÓN INACAL - DA CON REGISTRO N° LE - 027

INACAL DA - Perú Laboratorio de Ensayo Acreditado Registro N° LE - 027

LABORATORIO DE ESTRUCTURAS ANTISISMICAS

PUCP

CON SISTEMA DE GESTIÓN ISO/IEC 17025

ENSAYOS DE COMPRESION AXIAL EN PROBETAS ESTANDAR DE CONCRETO  
NORMA DE ENSAYO : NTP 339-034 2015

Solicitante: CONSORCIO DHMONT & CG & M S.A.C. Orden N°: 202102005  
Procedencia: TESIS RAUL VARGAS  
Fecha de Ensayo 18/10/2021

Probeta N°:	Edad (días)	Area (mm <sup>2</sup> )	Diámetro (mm)	Carga (KN)	Esfuerzo (MPa)	Esfuerzo (kg/cm <sup>2</sup> )	Tipo Falla
1 TESIS 175 14D	14	18026.65	151.50	294.4	16.3	166.5	2
2 TESIS 175 14D	14	18325.35	152.75	315.6	17.2	175.7	5

Observacion

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU  
Laboratorio de Estructuras Antisismicas  
Jefe de Laboratorio de Estructuras Antisismicas

LABORATORIO DE ENSAYO ACREDITADO POR EL ORGANISMO PERUANO DE ACREDITACIÓN INACAL - DA CON REGISTRO N° LE - 027

INACAL DA - Perú Laboratorio de Ensayo Acreditado Registro N° LE - 027

LABORATORIO DE ESTRUCTURAS ANTISISMICAS

PUCP

CON SISTEMA DE GESTIÓN ISO/IEC 17025

ENSAYOS DE COMPRESION AXIAL EN PROBETAS ESTANDAR DE CONCRETO  
NORMA DE ENSAYO : NTP 339-034 2015

Solicitante: CONSORCIO DHMONT & CG & M S.A.C. Orden N°: 202102006  
Procedencia: TESIS RAUL VARGAS  
Fecha de Ensayo 18/10/2021

Probeta N°:	Edad (días)	Area (mm <sup>2</sup> )	Diámetro (mm)	Carga (KN)	Esfuerzo (MPa)	Esfuerzo (kg/cm <sup>2</sup> )	Tipo Falla
1 TESIS 210 14D	14	18086.20	151.75	351.6	19.4	198.3	2
2 TESIS 210 14D	14	18445.52	153.25	406.4	22.0	224.7	5

Observacion

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU  
Laboratorio de Estructuras Antisismicas  
Jefe de Laboratorio de Estructuras Antisismicas

Figura 2.29. Certificados de rotura - 17.5 y 21 MPa (14 días)

A la edad de 21 días, para la resistencia de diseño de 17.5 MPa, se tiene una resistencia promedio de 17.70 MPa y para la resistencia de diseño de 21 MPa, se tiene una resistencia promedio de 24.05 MPa.

**LABORATORIO DE ENSAYO ACREDITADO POR EL ORGANISMO PERUANO DE ACREDITACIÓN INACAL - DA CON REGISTRO N° LE - 027**

 INACAL  
DA - Perú  
Laboratorio de Ensayo  
Acreditado  
Registro N° LE - 027

---

**LABORATORIO DE ESTRUCTURAS ANTISISMICAS**  **PUCP**

**CON SISTEMA DE GESTIÓN ISO/IEC 17025**

**ENSAYOS DE COMPRESION AXIAL EN PROBETAS ESTANDAR DE CONCRETO**  
**NORMA DE ENSAYO : NTP 339-034 2015**

Solicitante: CONSORCIO DHMONT & CG & M S.A.C. Orden N°: 202102086  
 Procedencia: TESIS RAUL VARGAS  
 Fecha de Ensayo 25/10/2021

Probeta N°:	Edad (días)	Area (mm <sup>2</sup> )	Diámetro (mm)	Carga (KN)	Esfuerzo (MPa)	Esfuerzo (kg/cm <sup>2</sup> )	Tipo Falla
1 TESIS 175 21D	21	18026.65	151.50	307.8	17.1	174.2	2
2 TESIS 175 21D	21	17848.62	150.75	326.3	18.3	186.5	2

Observacion

  
Jefe de Laboratorio de Estructuras Antisismicas

**LABORATORIO DE ENSAYO ACREDITADO POR EL ORGANISMO PERUANO DE ACREDITACIÓN INACAL - DA CON REGISTRO N° LE - 027**

 INACAL  
DA - Perú  
Laboratorio de Ensayo  
Acreditado  
Registro N° LE - 027

---

**LABORATORIO DE ESTRUCTURAS ANTISISMICAS**  **PUCP**

**CON SISTEMA DE GESTIÓN ISO/IEC 17025**

**ENSAYOS DE COMPRESION AXIAL EN PROBETAS ESTANDAR DE CONCRETO**  
**NORMA DE ENSAYO : NTP 339-034 2015**

Solicitante: CONSORCIO DHMONT & CG & M S.A.C. Orden N°: 202102087  
 Procedencia: TESIS RAUL VARGAS  
 Fecha de Ensayo 25/10/2021

Probeta N°:	Edad (días)	Area (mm <sup>2</sup> )	Diámetro (mm)	Carga (KN)	Esfuerzo (MPa)	Esfuerzo (kg/cm <sup>2</sup> )	Tipo Falla
1 TESIS 210 21D	21	18385.39	153.00	448.1	24.4	248.6	5
2 TESIS 210 21D	21	18505.75	153.60	438.4	23.7	241.6	2

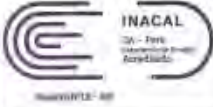
Observacion

  
Jefe de Laboratorio de Estructuras Antisismicas


Figura 2.30. Certificados de rotura - 17.5 y 21 MPa (21 días)

A la edad de 28 días, se realizaron 4 probetas para cada resistencia, debido a la importancia que tiene el concreto a esta edad, es la resistencia que se ha usado en el diseño. Así mismo, para la resistencia de diseño de 17.5 MPa, se tiene una resistencia promedio de 27.22 MPa y para la resistencia de diseño de 21 MPa, se tiene una resistencia promedio de 29.6 MPa.

**LABORATORIO DE ENSAYO ACREDITADO POR EL  
ORGANISMO PERUANO DE ACREDITACION INACAL - DA  
CON REGISTRO N° LE - 027**



**LABORATORIO DE  
ESTRUCTURAS  
ANTISISMICAS**



CON SISTEMA DE GESTIÓN ISO/IEC 17025

**ENSAYOS DE COMPRESION AXIAL EN PROBETAS ESTANDAR DE CONCRETO  
NORMA DE ENSAYO : NTP 339.034 (2021)**

**Solicitante:** RAUL KENSEL VARGAS VILLEGAS  
**Procedencia:** TESIS RAUL VARGAS  
**Fecha de Ensayo:** 20/03/2024


**Orden N° 202400652 / C**

Probeta N°	Identificación	Edad (días)	Area (mm²)	Diámetro (mm)	Carga (kN)	Esfuerzo (MPa)	Esfuerzo (kg/cm²)	Tipo Falla
1	f <sub>c</sub> =175Kg/cm <sup>2</sup> - 28 días - Raúl Vargas	29	18086.20	151.75	538.8	29.8	303.9	2
2	f <sub>c</sub> =175Kg/cm <sup>2</sup> - 28 días - Raúl Vargas (*)	29	18385.39	153.00	515.2	28.0	285.8	2
3	f <sub>c</sub> =175Kg/cm <sup>2</sup> - 28 días - Raúl Vargas	29	18566.08	153.75	475.4	25.6	261.2	2
4	f <sub>c</sub> =175Kg/cm <sup>2</sup> - 28 días - Raúl Vargas	29	18086.20	151.75	461.8	25.5	250.4	2
5	f <sub>c</sub> =210Kg/cm <sup>2</sup> - 28 días - Raúl Vargas	29	18026.65	151.50	480.2	26.6	271.7	2
6	f <sub>c</sub> =210Kg/cm <sup>2</sup> - 28 días - Raúl Vargas	29	18385.39	153.00	605.1	32.9	335.7	3
7	f <sub>c</sub> =210Kg/cm <sup>2</sup> - 28 días - Raúl Vargas	29	18026.65	151.50	536.8	29.8	303.7	2
8	f <sub>c</sub> =210Kg/cm <sup>2</sup> - 28 días - Raúl Vargas	29	17967.21	151.25	524.5	29.2	297.6	3

**Observaciones:**

- Este informe reemplaza y anula al emitido con código original 202400652.
- La probeta: f<sub>c</sub>=175Kg/cm<sup>2</sup> - 28 días - Raúl Vargas (\*), corresponde a ensayo no acreditado por INACAL-DA, por exceder máxima diferencia de diámetros.



  
**Jefe del Laboratorio de Estructuras Antisismicas**



**Figura 2.31. Certificados de rotura - 17.5 y 21 MPa (28 días)**

En resumen, se analizará como se va desarrollando la resistencia a través del tiempo. En los primeros 7 días, se ve una evolución del 85 por ciento aproximadamente de la resistencia solicitada en diseño; a los 14 días, prácticamente se llega a la resistencia con un 98 por ciento; a los 21 días, se mantiene la resistencia o el crecimiento ya es más leve. Por último, a los 28 días, se nota el incremento de la resistencia llegando a superar la resistencia de diseño ampliamente.

**Tabla 2.18. Evolución de resistencia a la compresión – 17.5 MPa**

	Edad	Esfuerzo(MPa)	Porcentaje(%)
TESIS 175 7D	7	14.4	82
TESIS 175 7D	7	15.1	86
TESIS 175 14D	14	16.3	93
TESIS 175 14D	14	17.2	98
TESIS 175 21D	21	17.1	98
TESIS 175 21D	21	18.3	105
TESIS 175 28D	28	29.8	170
TESIS 175 28D	28	28	160
TESIS 175 28D	28	25.6	146
TESIS 175 28D	28	25.5	146

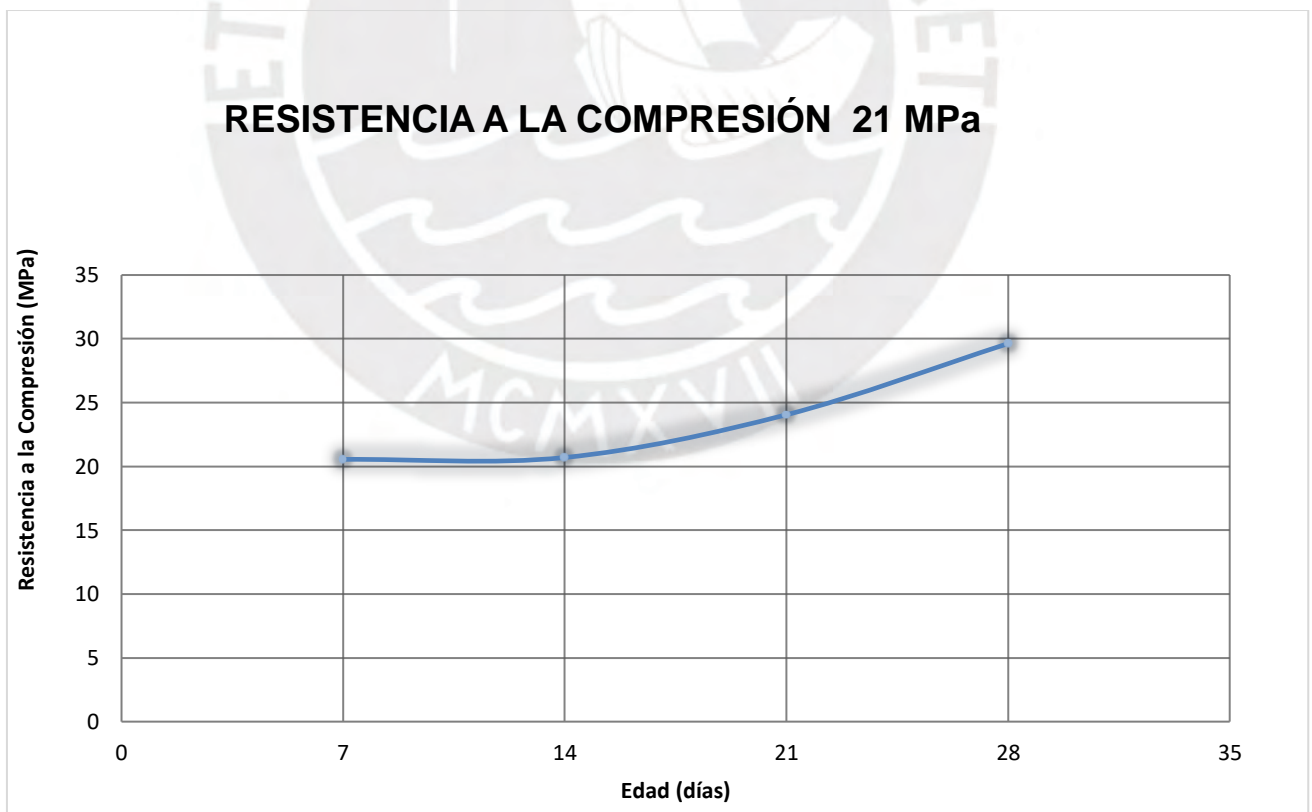


**Figura 2.32. Evolución de resistencia a la compresión – 17.5 MPa**

Por otro lado, para la resistencia de 21 MPa, en los primeros 7 días, se ve una evolución del 100 por ciento aproximadamente de la resistencia solicitada en diseño; a los 14 días, prácticamente se llega a la resistencia con un 105 por ciento; a los 21 días, se supera por un 15 por ciento a la resistencia de diseño. Por último, a los 28 días, se da un incremento notable con respecto a la resistencia de diseño.

**Tabla 2.19. Evolución de resistencia a la compresión – 21 MPa**

	Edad	Esfuerzo(MPa)	Porcentaje(%)
TESIS 210 7D	7	20.8	99
TESIS 210 7D	7	20.3	97
TESIS 210 14D	14	19.4	92
TESIS 210 14D	14	22	105
TESIS 210 21D	21	24.4	116
TESIS 210 21D	21	23.7	113
TESIS 210 28D	28	26.6	127
TESIS 210 28D	28	32.9	157
TESIS 210 28D	28	29.8	142
TESIS 210 28D	28	29.2	139



**Figura 2.33. Evolución de resistencia a la compresión – 21 MPa**

## CAPITULO III.

### DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD

Se ha establecido que uno de los objetivos primordiales de esta investigación es analizar un edificio de 8 niveles con las propiedades del concreto ligero y compararlo con uno de peso convencional, y la propiedad esencial a introducir dentro del análisis estructural es el módulo de elasticidad. El módulo de elasticidad es un parámetro que influye en la determinación de derivas, rigidez y deflexiones de los elementos. El valor del módulo de Young depende del tipo de concreto, ya sea ligero o de peso convencional, del diseño de mezclas, del origen del agregado y las diferentes formas de aplicación de carga. (Guerrero, s.f.)

El ensayo estará regido por la normativa ASTM C469 y consta en la aplicación de una carga uniaxial, a una probeta elaborada con el diseño de mezclas del concreto ligero, de forma progresiva hasta el 45 por ciento de la carga de falla aproximadamente. Simultáneamente, se va midiendo la variación longitudinal que tiene el cilindro. Dichas mediciones, tanto de esfuerzo como de deformación unitaria se ubican dentro de un gráfico en las ordenadas y abscisas respectivamente.

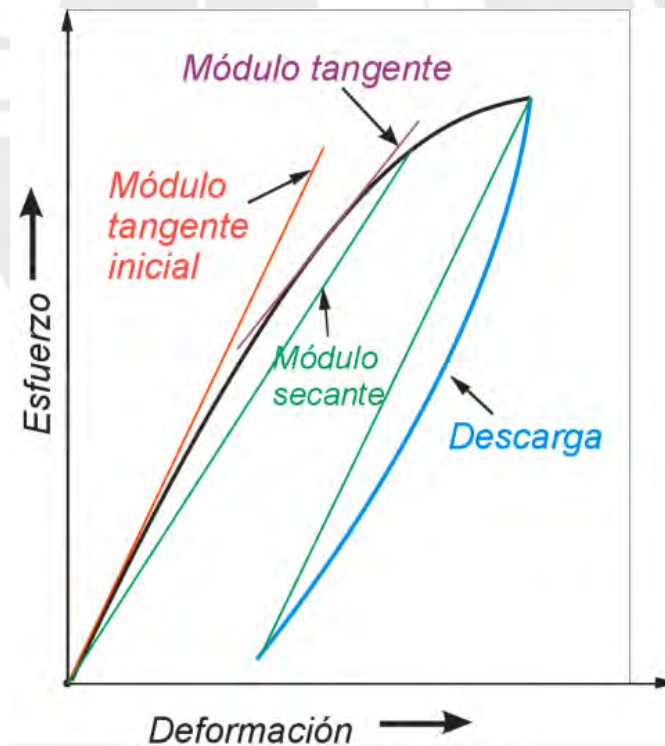


Figura 3.1. Gráfico Esfuerzo- Materiales de Construcción PUCP

A partir de la figura 3.1 se puede determinar el módulo de elasticidad con la relación entre el esfuerzo y la deformación unitaria.

$$E = \frac{\delta}{\epsilon}$$

Para la presente investigación, se determinará el módulo de elasticidad para concretos de resistencia a la compresión de 17.5 MPa y 21 MPa y se realizará una comparación con la expresión en la norma E060.

### 3.1. Elaboración de probetas estándar para ensayo de módulo de elasticidad según ASTM C469

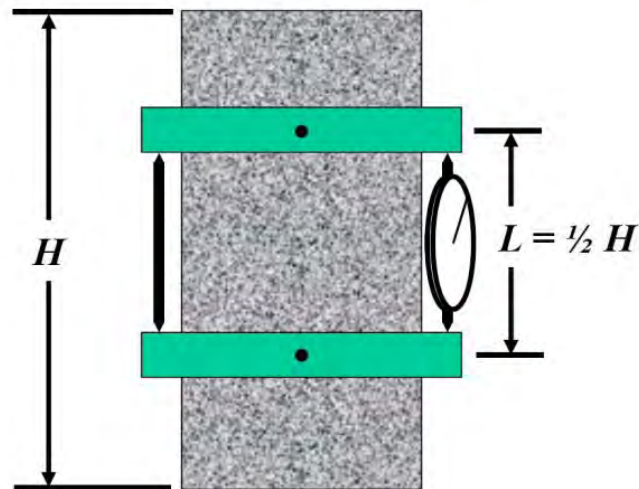
Se elaboraron 3 probetas para cada resistencia de dimensiones 6 pulgadas de diámetro y 12 pulgadas de altura.



Figura 3.2. Probetas para ensayo de módulo de elasticidad - ASTM C469

A continuación, se muestra el compresómetro con el que se toman las medidas de deformación axial de las probetas mientras se va aplicando la carga de compresión.

## Compressometer



**Figura 3.3. Compresómetro para prueba de elasticidad – ASTM C469 – Materiales de Construcción PUCP**

### 3.2. Lectura de resultados y comparación con la normativa

Bajo los lineamientos de la norma ASTM C469 se han realizado los ensayos de módulo de elasticidad tanto para 17.5 MPa y 21 MPa de resistencia a la compresión.

A continuación, se muestran los resultados emitidos por el laboratorio de estructuras antisísmicas PUCP.

SOLICITANTE: RAÚL KENSEL VARGAS VILLEGAS  
 PROCEDENCIA: TESIS POSGRADO  
 ENSAYO: MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO  
 MUESTRA: PROBETAS ESTÁNDAR (6"x12") DE CONCRETO CON PERLITAS DE TECNOPOR.  
 NORMA DE ENSAYO: ASTM C469  
 EXPEDIENTE: INF LE 283 - 21  
 FECHA DE ENSAYO: 10 de diciembre de 2021

Tabla N°1.- Resistencia a compresión y Módulo de Elasticidad de probetas estándar de concreto

Probeta N°	Fecha de Vaciado	Fecha de Ensayo	Edad días	Diam. (mm)	Carga máxima		R'c		E		Tipo Falla
					(KN)	(kg)	MPa	kg/cm <sup>2</sup>	MPa	kg/cm <sup>2</sup>	
1 TESIS 210 28D	2021-11-10	2021-12-10	30	150.9	218.2	22243	12.20	124.4	13670	139348	5
2 TESIS 210 28D	2021-11-10	2021-12-10	30	151.7	251.7	25661	13.93	142.0	15313	156096	5
3 TESIS 210 28D	2021-11-10	2021-12-10	30	150.7	257.1	26207	14.41	146.9	14880	151682	2
Prom.:							13.5	137.8	14621	149042	
D.E.:							1.2	11.9	852	8680	
C.V.(%) :							8.60	8.6	5.82	5.82	

Tabla N°2.- Resistencia a compresión y Módulo de Elasticidad de probetas estándar de concreto

Probeta N°	Fecha de Vaciado	Fecha de Ensayo	Edad días	Diam. (mm)	Carga máxima		R'c		E		Tipo Falla
					(KN)	(kg)	MPa	kg/cm <sup>2</sup>	MPa	kg/cm <sup>2</sup>	
4 TESIS 175 28D	2021-11-10	2021-12-10	30	151.5	169.1	17237	9.38	95.6	11652	118777	5
5 TESIS 175 28D	2021-11-10	2021-12-10	30	151.1	138.1	14080	7.70	78.5	12882	131315	2
6 TESIS 175 28D	2021-11-10	2021-12-10	30	152.6	167.0	17024	9.13	93.1	10057	102518	2
Prom.:							8.7	89.1	11530	117537	
D.E.:							0.9	9.2	1416	14439	
C.V.(%) :							10.36	10.4	12.28	12.28	

Donde:

P máx: Carga Máxima aplicada, expresada en kilo Newton (KN) y en kilogramos (kg)

R'c: Resistencia a compresión de la probeta de concreto, expresada en MPa y en kg/cm<sup>2</sup>

E: Módulo de elasticidad de la probeta, expresado en Mpa y en kg/cm<sup>2</sup>

Falla: 1:Conos bien formados en ambas bases / 2:Cono en una base con grietas verticales / 3:Grietas verticales columnares / 4:Corte

5:Fractura a un lado de la base inferior o superior /6:Fractura en todo el perímetro de una base.

Prom.: Promedio de los valores R'c individuales, en los sistemas de unidades indicados

D.E.: Desviación estándar de los valores de R'c, en los sistemas de unidades correspondientes

C.V.(%) : Coeficiente de Variación expresado en porcentaje

Figura 3.4. Resultados de módulo de elasticidad para 17.5 MPa y 21 MPa

A partir de estos resultados, se puede realizar el comparativo con lo planteado la normativa NTP E060. Determinamos un resultado promedio de las 3 muestras por resistencia y se muestran en las tablas 3.1 y 3.2.

**Tabla 3.1. Promedio de módulos de elasticidad – 17.5 MPa**

	Probeta N°	Módulo de Elasticidad en Laboratorio (MPa)
1	TESIS17528D	11652
2	TESIS17528D	12882
3	TESIS17528D	10057
	Promedio	<b>11530</b>

**Tabla 3.2. Promedio de módulos de elasticidad – 21 MPa**

	Probeta N°	Módulo de Elasticidad en Laboratorio (MPa)
1	TESIS21028D	13670
2	TESIS21028D	15313
3	TESIS21028D	14880
	Promedio	<b>14621</b>

A partir de estos resultados promedios, se puede realizar la comparación normativa con la siguiente expresión.

$$E_c = (w_c)^{1,5} 0,043 \sqrt{f'_c} \quad (\text{en MPa})$$

(NTP E060)

Donde:

$W_c$  = Peso unitario del concreto entre 1450 y 2500 kg/m<sup>3</sup>.

$f'_c$  = Resistencia a la compresión del concreto (MPa)

En la tabla 3.3, se muestran los valores promedio, los valores establecidos por la normativa descrita en relación a su peso y resistencia a la compresión, así como el porcentaje de variación de uno respecto al otro.

**Tabla 3.3. Comparación de módulos de elasticidad con respecto a la norma NTP E060.**

	Módulo de Elasticidad en Laboratorio (MPa)	Wc(kg)	f'c (Mpa)	Módulo de Elasticidad Según E060 (MPa)	%VARIACION
TESIS21028D	14621	1800	21	15048	2.84
TESIS17528D	11530	1800	17.5	13737	16.06

Para el primer caso, el porcentaje de variación es de tan solo 3 por ciento aproximadamente, es decir, la expresión dada por la norma de concreto es muy certera para el caso de la resistencia de 21 MPa. Por otro lado, en el segundo caso, en la resistencia de 17.5 MPa, se presenta una variación del 15 por ciento aproximadamente, dando el resultado del laboratorio menor a lo establecido en la expresión de la norma. Es importante mencionar que el peso ha sido considerado con  $1800 \text{ kg/m}^3$ , ya que los resultados de los pesos son muy aproximados a ese valor.



## CAPITULO IV

### DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE ROTURA

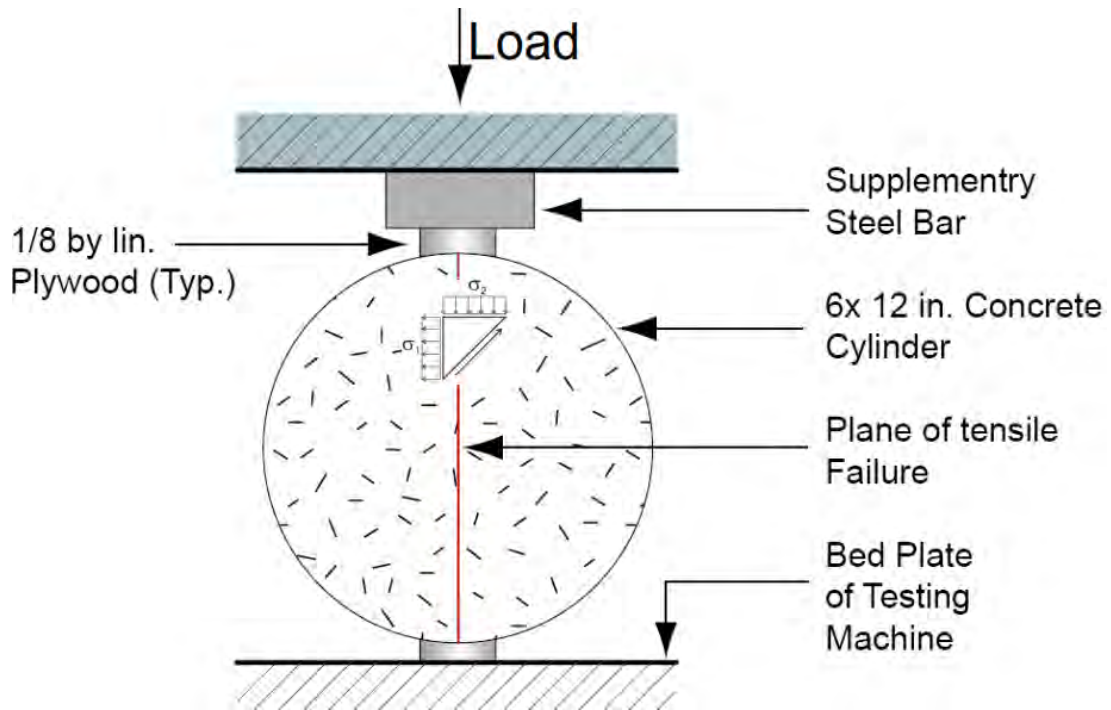
#### 4.1. Definición y tipos de ensayos para determinar el módulo de rotura

Luego de haber ensayado el concreto a esfuerzos de compresión, se necesita determinar otra característica de igual importancia, la tracción. Existen diversas maneras de determinar la resistencia a la tracción del concreto. La primera es la tracción directa, la cual consiste en utilizar probetas estándar y aplicarle cargas de tracción en sus extremos, colocando strain gauges en la altura de la probeta, la falla ideal se debe producir en el punto medio de la altura del testigo.



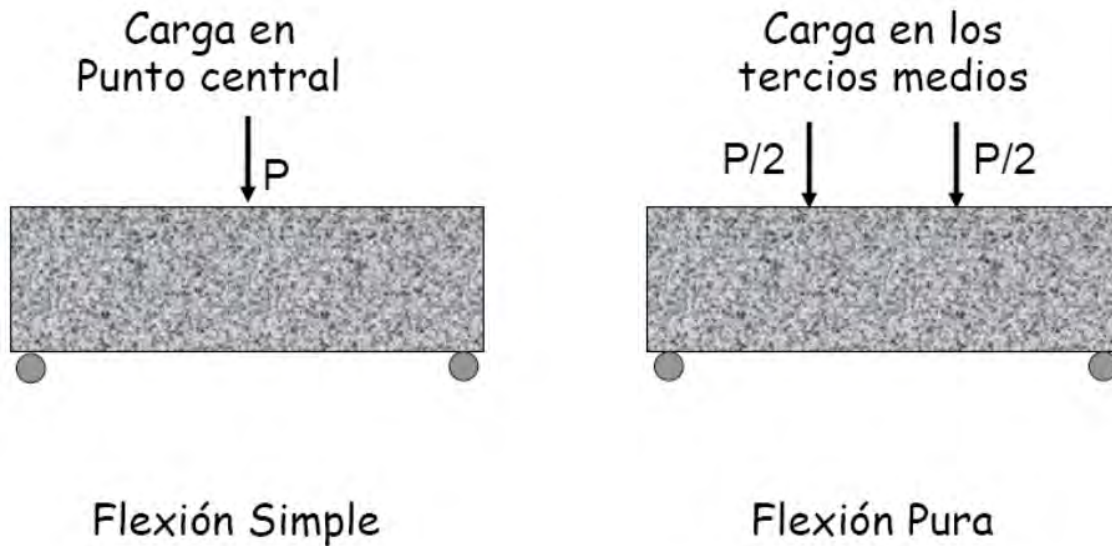
Figura 4.1. Prueba de tracción directa – Materiales de Construcción PUCP

La segunda prueba para determinar la resistencia a la tracción, será la de tracción indirecta (tracción por hendimiento), la cual si se encuentra normada por el ASTM C496. Este método coloca a la probeta estándar de manera horizontal y aplica la carga en la parte central a lo largo del cilindro. La carga debe aplicarse de manera constante en el rango de esfuerzo de tracción de 0.7 a 1.3 MPa hasta la falla.



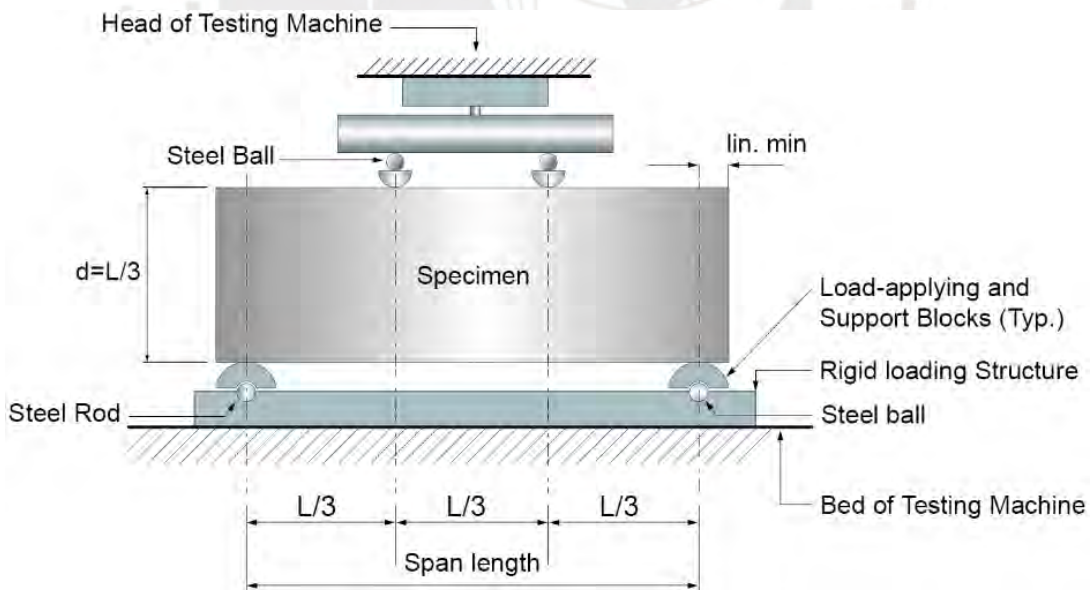
**Figura 4.2. Tracción indirecta del concreto (Ensayo Brasílico) – Materiales de Construcción PUCP**

Como última opción de determinación de resistencia a la tracción, se tiene la prueba del módulo de rotura, la cual también puede ser adoptada para la determinación de resistencia a la flexión. Se presentan dos normativas que amparan el hallazgo de esta, la carga en el punto medio con la ASTM C293 y la carga en los tercios medios con la ASTM C78. La primera, consiste en aplicar una carga de variación de constante en el punto medio de la viga y la segunda en aplicar dos cargas del mismo valor en los tercios de la luz de la viga.



**Figura 4.3. Comparación de los 2 métodos para determinación de resistencia a la flexión en vigas de concreto - Materiales de Construcción PUCP**

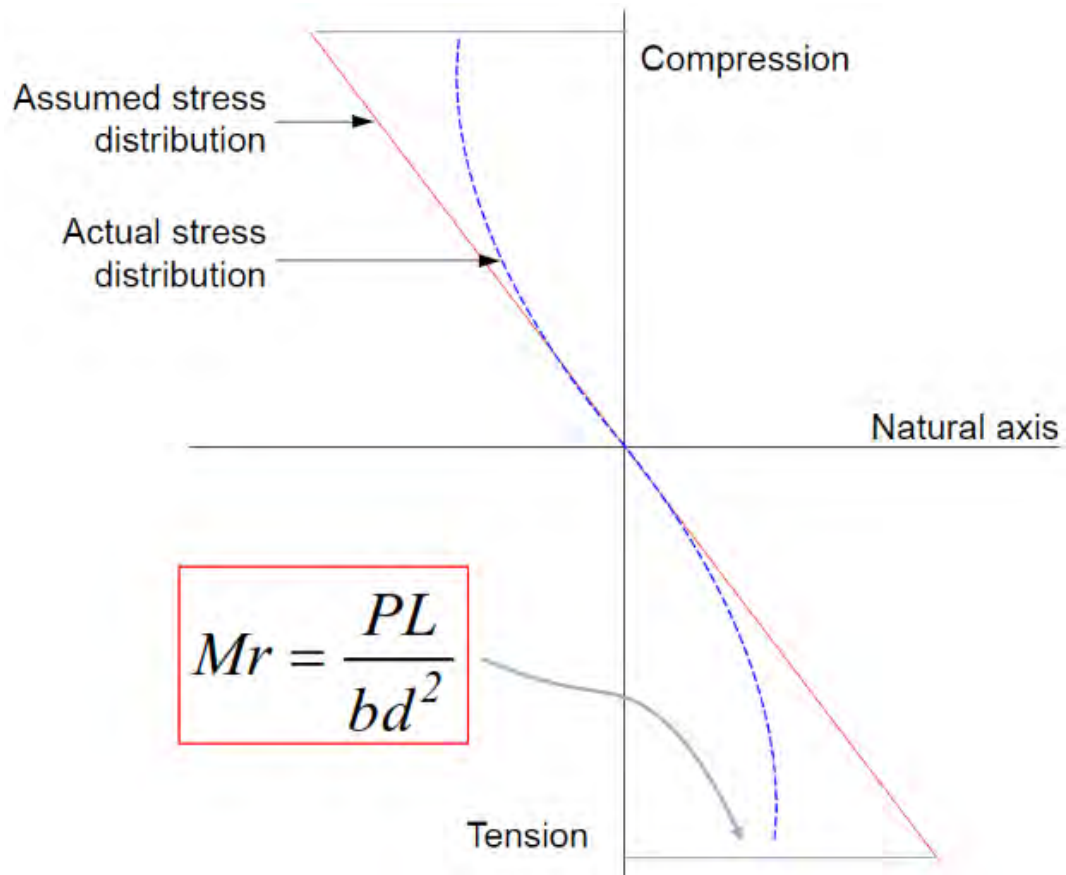
En el caso de la investigación del concreto ligero, se va a utilizar la carga a los tercios medios con dos vigas para cada resistencia. Las dimensiones aproximadas de la base cuadrada son de 150 mm y una longitud total de 535 mm, con una luz entre apoyos de 450 mm.



**Figura 4.4. Determinación de módulo de rotura por método 3 puntos - Materiales de Construcción PUCP**

La forma en que se calcula el módulo de rotura con tan solo conocer la fuerza con la que falla, se puede determinar con un diagrama de esfuerzos y realizando un equilibrio estático

entre la compresión y tracción en la fibra superior e inferior respectivamente.



**Figura 4.5. Diagrama de esfuerzos y determinación de módulo de rotura a partir de la carga P aplicada en total - Materiales de Construcción PUCP**

Se entiende que, “P” es la carga total aplicada por el sistema que luego es dividida entre 2 puntos igual a “P/2” en los tercios medios, “L” es la longitud entre apoyos de la viga, “b” es el ancho y “d” la altura de la base, que en este caso tienen aproximadamente el mismo valor.

#### 4.2. Probetas para ensayo de módulo de rotura según ASTM C78

En la siguiente figura, se presentan las vigas elaboradas con concreto ligero con la misma dosificación descrita en los primeros capítulos.



Figura 4.6. Vigas hechas a base de concreto ligero de resistencia a la compresión de 17.5 MPa y 21 Mpa para prueba módulo de rotura (ASTM C78)

La prueba se realizó en el laboratorio de estructuras PUCP y estas fueron las vigas luego de llegar a la rotura. La mayoría de estas, presentan su falla en la parte central de toda su longitud y se puede visualizar la distribución de las esferas de poliestireno en su interior de cada viga.



**Figura 4.7. Vigas hechas a base de concreto ligero de resistencia a la compresión de 17.5 Mpa y 21 Mpa luego de prueba módulo de rotura (ASTM C78)**

Los resultados de los ensayos se muestran en la figura 4.8. Para las vigas de resistencia 17.5 MPa, se ha obtenido un módulo de rotura (R) mínimo de 2.59 MPa y un máximo de 2.96 MPa. Para las de resistencia 21 MPa, se ha obtenido un módulo de rotura (R) mínimo de 3.07 MPa y un máximo de 3.28 MPa.

TABLA 1. DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE ROTURA EN FLEXIÓN DEL CONCRETO  
(USANDO VIGAS PRISMÁTICAS DE TAMAÑO ESTANDAR, CARGADAS EN EL TERCIO CENTRAL)

NORMA DE REFERENCIA:	ASTM C 78
SOLICITANTE:	RAÚL KENSEL VARGAS VILLEGAS
MUESTRAS:	04 Vigas Prismáticas de Tamaño Estándar (15 x 15 x 50 cm, dimensiones nominales)
PROCEDENCIA:	Análisis y beneficios del uso del concreto ligero con base en esferas de poliestireno en elementos estructurales
FECHA DE FABRICACIÓN:	24-Apr-23
FECHA DE ENSAYO:	24-May-23
CONDICIONES MUESTRA:	En condiciones de recepción.
COND. AMBIENTALES:	Ensayo en condiciones ambientales de Lima: (T = 23°C y 79% H.R., aprox.)

TABLA N°1.- MÓDULO DE ROTURA EN FLEXIÓN DE VIGAS ESTANDAR DE CONCRETO

Identificación Espécimen:	Fecha Moldeo	Fecha Ensayo	Edad (días)	Dimensiones (mm)				P máx		R		Ubicación de la Falla
				b	h	L	Lo	(N)	(kg)	(MPa)	(kg/cm²)	
F'C 175 - M1	24-4-2023	24-5-2023	30	149.7	152.0	532.5	456	19640	2002	2.59	26.40	{Lo/3}
F'C 175 - M2	24-4-2023	24-5-2023	30	149.0	152.7	534.5	456	22565	2300	2.96	30.20	{Lo/3}
F'C 210 - M3	24-4-2023	24-5-2023	30	148.3	146.0	535.5	450	23061	2351	3.28	33.46	{Lo/3}
F'C 210 - M4	24-4-2023	24-5-2023	30	150.7	145.7	534	450	21785	2221	3.07	31.26	{Lo/3}
Prom.:										2.98	30.33	
D.E.:										0.29	2.95	
C.V. (%)										9.72	9.72	

Figura 4.8. Resultados de ensayos de módulo de rotura (ASTM C78)

Luego de obtener los resultados descritos, se realiza un comparativo con la expresión que tiene la normativa peruana NTP E060 con el cálculo del módulo de rotura. Es importante mencionar que la norma da algunas opciones para estimar el módulo de rotura para concreto ligero.

El momento de agrietamiento de la sección se calculará mediante:

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{Y_t} \quad (9-11)$$

donde  $f_r$  es la resistencia del concreto a tracción por flexión (Módulo de Rotura) que a falta de información experimental confiable podrá considerarse, para concretos de peso normal, como:

$$f_r = 0,62 \sqrt{f_c} \quad (9-12)$$

Cuando se use concreto con agregado liviano, debe aplicarse alguna de las modificaciones siguientes:

- Cuando el valor de  $f_{ct}$  (*split test*) esté especificado y la dosificación del concreto esté de acuerdo con 5.2,  $f_r$  debe modificarse sustituyendo  $\sqrt{f_c}$  por  $1,8 f_{ct}$ , pero el valor de  $1,8 f_{ct}$  utilizado no debe exceder de  $\sqrt{f_c}$ .
- Cuando no se especifique  $f_{ct}$ ,  $f_r$  debe multiplicarse por 0,75 para concreto liviano en todos sus componentes, y por 0,85 para concreto liviano con arena de peso normal. Se permite interpolar linealmente si se usa una sustitución parcial de la arena.

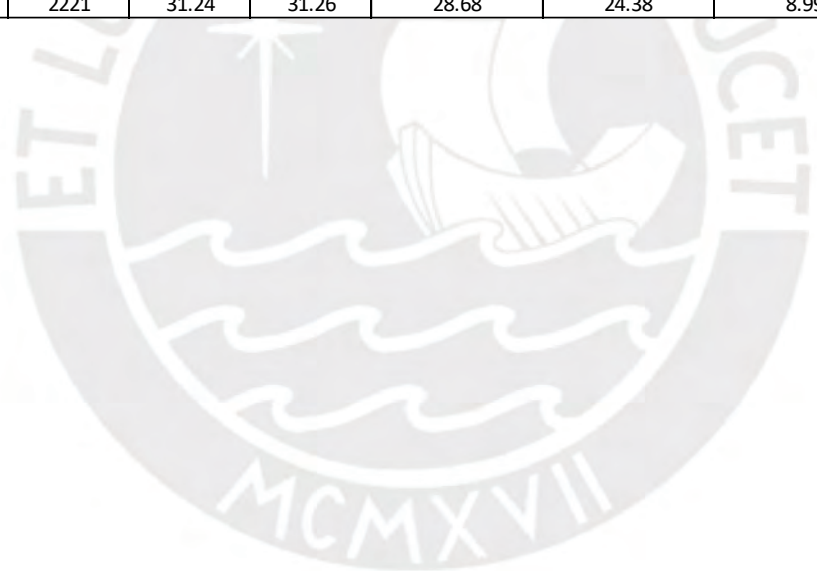
Figura 4.9. Expresión del módulo de rotura – NTP E060

### 4.3. Comparación de módulos de rotura entre laboratorio y norma E060

Luego de realizar los cálculos correspondientes para el módulo de rotura, se muestra la comparación en la tabla 4.1. Para el concreto liviano, se ha multiplicado el valor de concreto de peso normal por 0.85. Se ha comprobado que el valor del laboratorio es, en todos los casos, mayor a los que arroja la expresión de la norma técnica peruana, incluso si se comparase con la resistencia con peso normal de concreto ( $2400 \text{ kg/m}^3$ ), con porcentajes de variación entre 18 y 38 por ciento.

**Tabla 4.1. Comparación de módulos de rotura con respecto a la norma NTP E060.**

Resistencia a la Compresión ( kg/cm <sup>2</sup> )	Pmax(kg)	Mr (kg/cm <sup>2</sup> )	RLAB (kg/cm <sup>2</sup> )	fr E060 -Concreto de peso normal- (kg/cm <sup>2</sup> )	fr E060 -Concreto de peso liviano- (kg/cm <sup>2</sup> )	%Variación - Peso normal	%Variación - Peso liviano
175	2002	26.39	26.4	26.18	22.25	0.83	18.63
175	2300	30.19	30.2	26.18	22.25	15.35	35.70
210	2351	32.44	33.46	28.68	24.38	16.66	37.25
210	2221	31.24	31.26	28.68	24.38	8.99	28.23



## **CAPITULO V**

### **ENSAYO DE CARGAS CÍCLICAS A MURO DE DUCTILIDAD LIMITADA A BASE DE CONCRETO LIGERO**

Se ha establecido en los objetivos principales la búsqueda de reducción de acero en elementos puntuales y asentamientos en las cimentaciones para la estructura en general. Para ello, se deberá demostrar que todos los elementos deben tener un comportamiento idóneo ante cargas de gravedad y sísmicas. Así mismo, se establecerá una prueba experimental ante cargas cíclicas de un muro delgado armado hecho a base de concreto ligero con esferas de poliestireno y se realizará una comparación con otros resultados ejecutados para muros delgados de concreto estándar. El tipo de edificación a analizar en este capítulo y en los siguientes será la de muros de ductilidad limitada (MDL).

#### **5.1. Normativa para muros de ductilidad limitada (MDL)**

La construcción del muro de ductilidad limitada será guiada bajo los lineamientos de la normativa peruana E.060, la cual establece una resistencia mínima a la compresión del concreto de 17.5 MPa para este tipo de edificaciones. El acero de refuerzo será armado en una sola malla tanto horizontal y vertical, dicho acero será regido por la norma ASTM A615 de grado 60, donde la relación entre el esfuerzo último y el esfuerzo de fluencia es 1.25. Por otro lado, para este tipo de edificaciones la normativa peruana E.030 limita la deriva máxima a 0.50 % con un factor de reducción sísmica de 4.

#### **5.2. Características del muro para prueba a cargas cíclicas**

El muro de concreto ligero, a ensayar en el laboratorio de Estructuras de la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP), tiene 2.40 m de altura, 2.00 m de largo y 0.10 m de espesor. Así mismo, dicho muro se anclará en una viga de concreto de 0.35 m de ancho y 0.45 m de alto, mencionar que la viga de concreto armado que sirve como cimiento se ha realizado de concreto convencional, ya que dicho elemento no entra al análisis. Así mismo, existe una viga encima del muro, construida con concreto estándar, de dimensiones 0.25 m de ancho y 0.20 m de altura, la cual servirá para colocar el actuador hidráulico.

En la figura 5.1, se muestra la elevación y un corte del muro descrito líneas arriba.

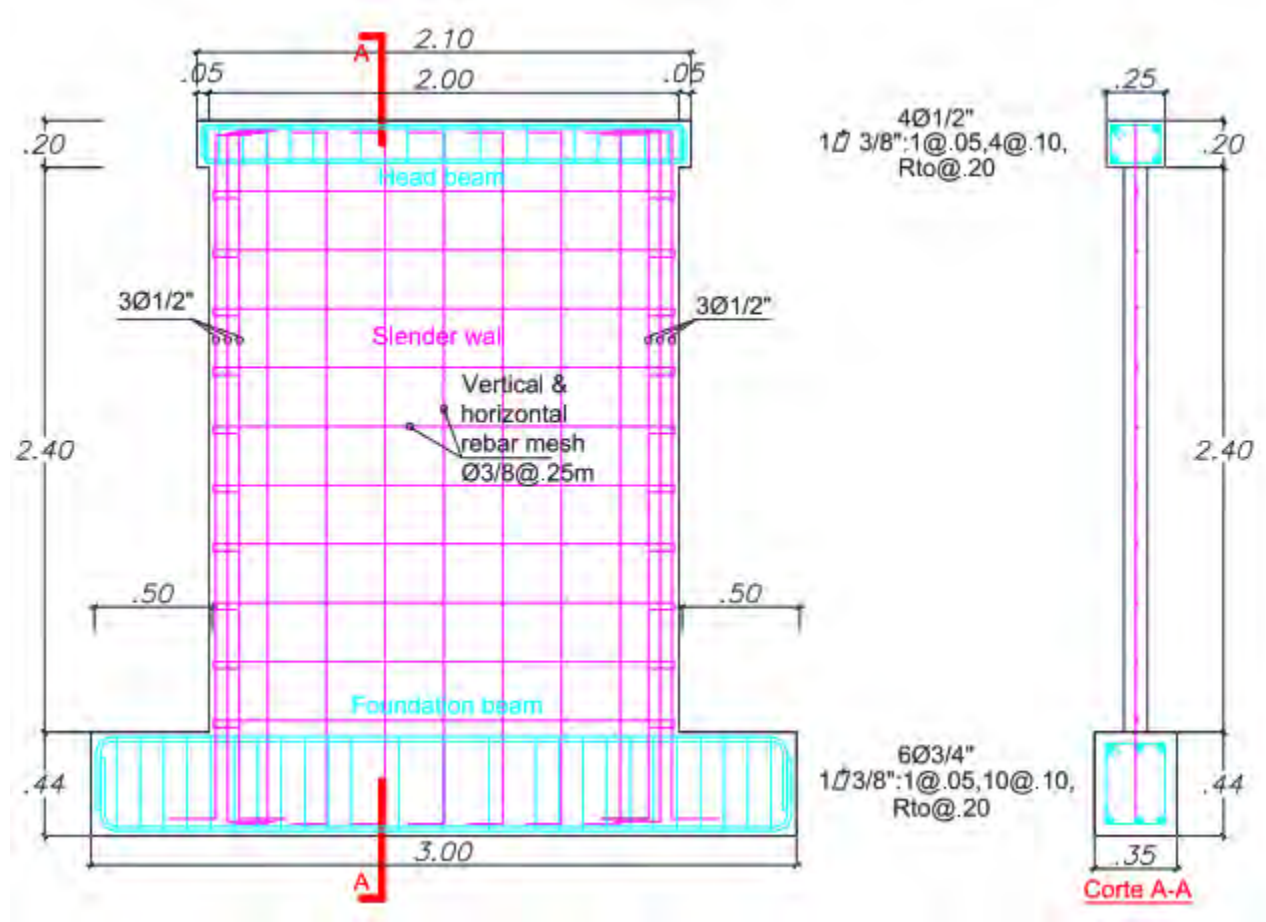


Figura 5.1. Configuración del Muro – Loa Gustavo

Fuente: Loa, G., & Tarque N., & Condori, C. (2022). Experimental and numerical modelling studies of slender reinforced concrete walls single-layer reinforcement in Peru. Vol. 273. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.115029>

Se ha respetado la misma configuración de acero del muro a comparar, ya que la intención es solo variar el peso específico de concreto y analizar diferencias entre comportamientos.

### 5.3. Construcción de espécimen

Para la construcción del espécimen se usaron los procesos típicos constructivos para edificios de muros delgados en Perú. En el armado de acero, se utilizó una malla centrada atortolada con alambres # 16; en el encofrado, se utilizaron fenólicos con pasantes para soportar el empuje del concreto en estado líquido. El vaciado del concreto con esferas de poliestireno se realizó con un mixer y una bomba de impulso. En las figuras siguientes, se

puede apreciar el proceso de elaboración del muro en mención.

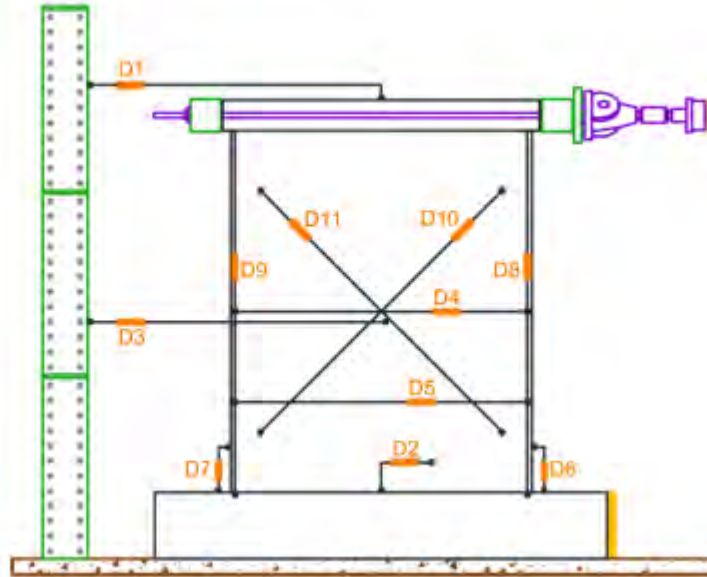


**Figura 5.2. Construcción - curado y resane de espécimen para ensayo**

#### **5.4. Prueba de carga cíclica según FEMA 461**

El ensayo de carga cíclica será guiado con la normativa internacional FEMA 461. Este tipo de ensayo se presenta para dos casos, con carga axial y sin carga axial. La fuerza horizontal en el plano de muro es aplicada en la viga superior mediante un actuador hidráulico de 500 kN de fuerza de capacidad. Para idealizar el arriostramiento en la cimentación, se fija a la base con actuadores hidráulicos horizontales de 250 kN de capacidad de carga.

En la figura 5.3, se muestra un esquema general de los equipos mecánicos para realizar la prueba, para nuestro caso, la carga axial será nula.



**Figura 5.3. Configuración de equipos para ensayo de cargas cíclicas sin carga axial en muro**

Fuente: Loa, G., & Tarque N., & Condori, C. (2022). Experimental and numerical modelling studies of slender reinforced concrete walls single-layer reinforcement in Peru. Vol. 273. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.115029>

### **5.5. Comportamiento histerético, modo de falla y patrón de agrietamiento.**

Se desarrollan tres tipos de fallas en este tipo de ensayos, se tiene las fallas por flexión, cortante y por deslizamiento. La primera falla se representa como fisuras horizontales en los extremos de la base del muro; la segunda falla, se muestra como fisuras diagonales en el centro del muro; la última falla, se forma una larga fisura en la intersección entre el muro y la cimentación.

La esencia del ensayo, como ya se ha mencionado, es la comparación entre comportamientos histeréticos del concreto estándar y el ligero, y los puntos a comparar serán los siguientes:

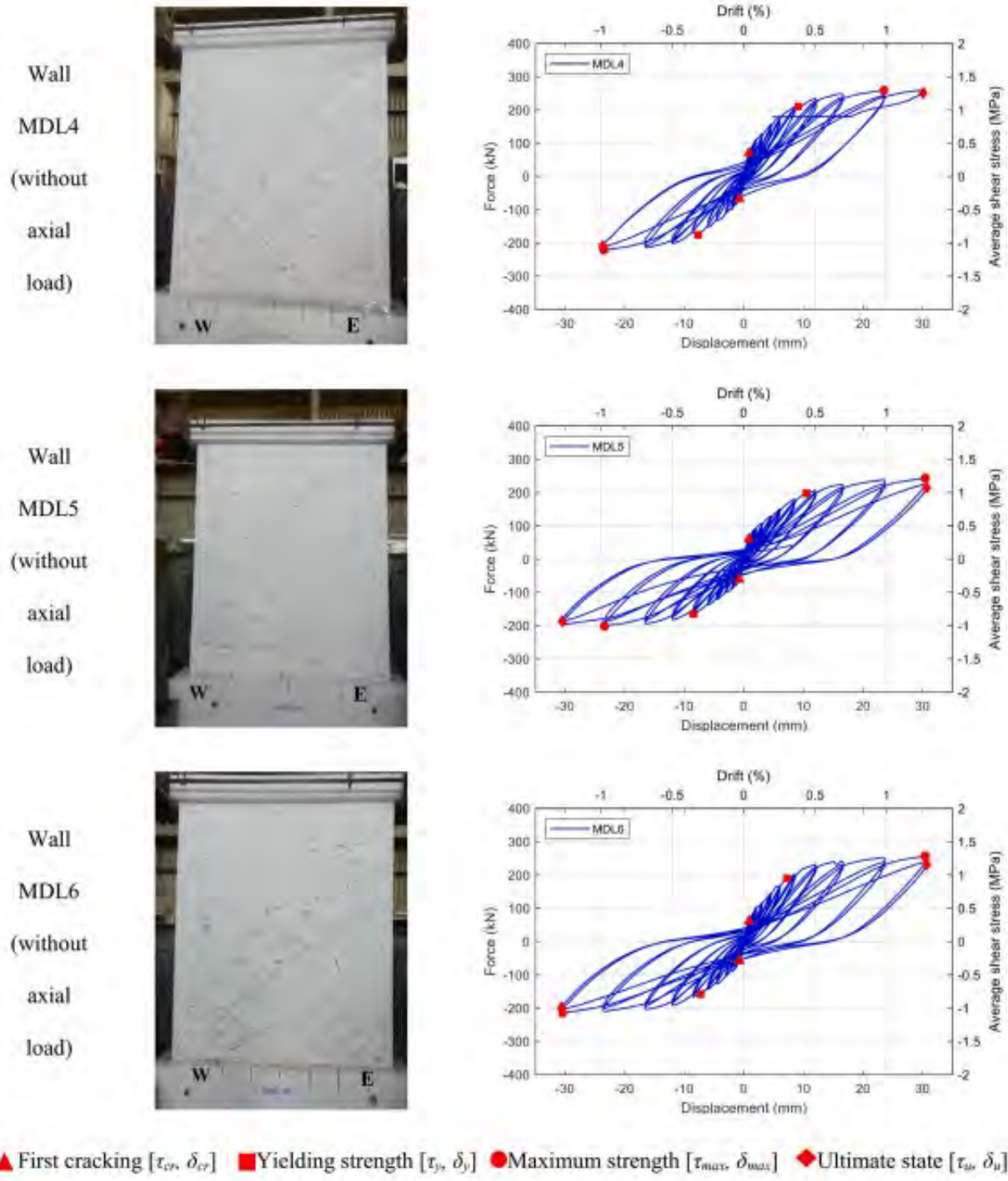
- Primera muestra de fisura: Es el punto en el cual se muestra la primera señal de fisura

en el muro.

- Límite elástico: Es el punto donde cualquiera de las barras extremas del muro llega a su primer punto de fluencia. En pruebas para concretos de peso normal, muchas veces, este punto representa aproximadamente el 80 % del máximo esfuerzo del muro.
- Punto de máximo esfuerzo: Es el punto de máxima fuerza aplicada registrada antes de entrar a la falla última.
- Falla última: Es el punto donde más del 80 % del esfuerzo máximo ha decrecido, en este punto es latente la inestabilidad del muro ensayado, debido a la falla del concreto y a posibles pandeos de las propias barras de acero.

El ensayo cíclico consistirá en aproximadamente 13 fases, en las cuales cada fase representa derivas ascendentes. Para el muro de peso estándar, se ha presentado la primera fisura en la fase 2, con una distorsión del 0.03 %, con 0.05 mm de espesor como máximo. Luego, en la fase 5, se combinan las fisuras horizontales y diagonales tanto por flexión y cortante respectivamente, con una deriva de 0.08 %. En la fase 10, con deriva de 0.50%, se observaron fisuras que alcanzaron los 0.80 mm. Así mismo, en la fase 11, con una deriva de 0.69 %, el efecto del desplazamiento en la base empieza a aparecer y la estructura sufre una disminución del 86 % del esfuerzo lateral inicial. Por último, en la fase 13, con una deriva del 1.27%, se presentan fisuras del orden de 2.00 mm y reducciones del 92 % del esfuerzo lateral y una reducción del 8 % de la rigidez lateral del muro. En estos ensayos realizados en el laboratorio de estructuras de la Pontificia Universidad Católica del Perú, no se llegó a la rotura, debido a que la intención de los investigadores tenía otro fin.

En la figura 5.4, se muestran los tres muros ensayados sin carga axial y sus respectivos diagramas o curvas histeréticas.



**Figura 5.4. Patrón de falla y curvas histeréticas para MDL de concreto estándar**  
 Fuente: Loa, G., & Tarque N., & Condori, C. (2022). Experimental and numerical modelling studies of slender reinforced concrete walls single-layer reinforcement in Peru. Vol. 273. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.115029>

### 5.6. Ensayo de Carga Cíclica del muro de concreto ligero a base de esferas de poliestireno

Como se mencionó anteriormente, se realizará el ensayo de cargas cíclicas sin carga axial al muro construido a base de esferas de poliestireno. Para ello, se definen las características del muro delgado, se detalla la descripción de cada instrumento utilizado, las fases del ensayo y, por último, se evalúan los resultados. Se muestra en la figura 5.5, el muro a ensayar.

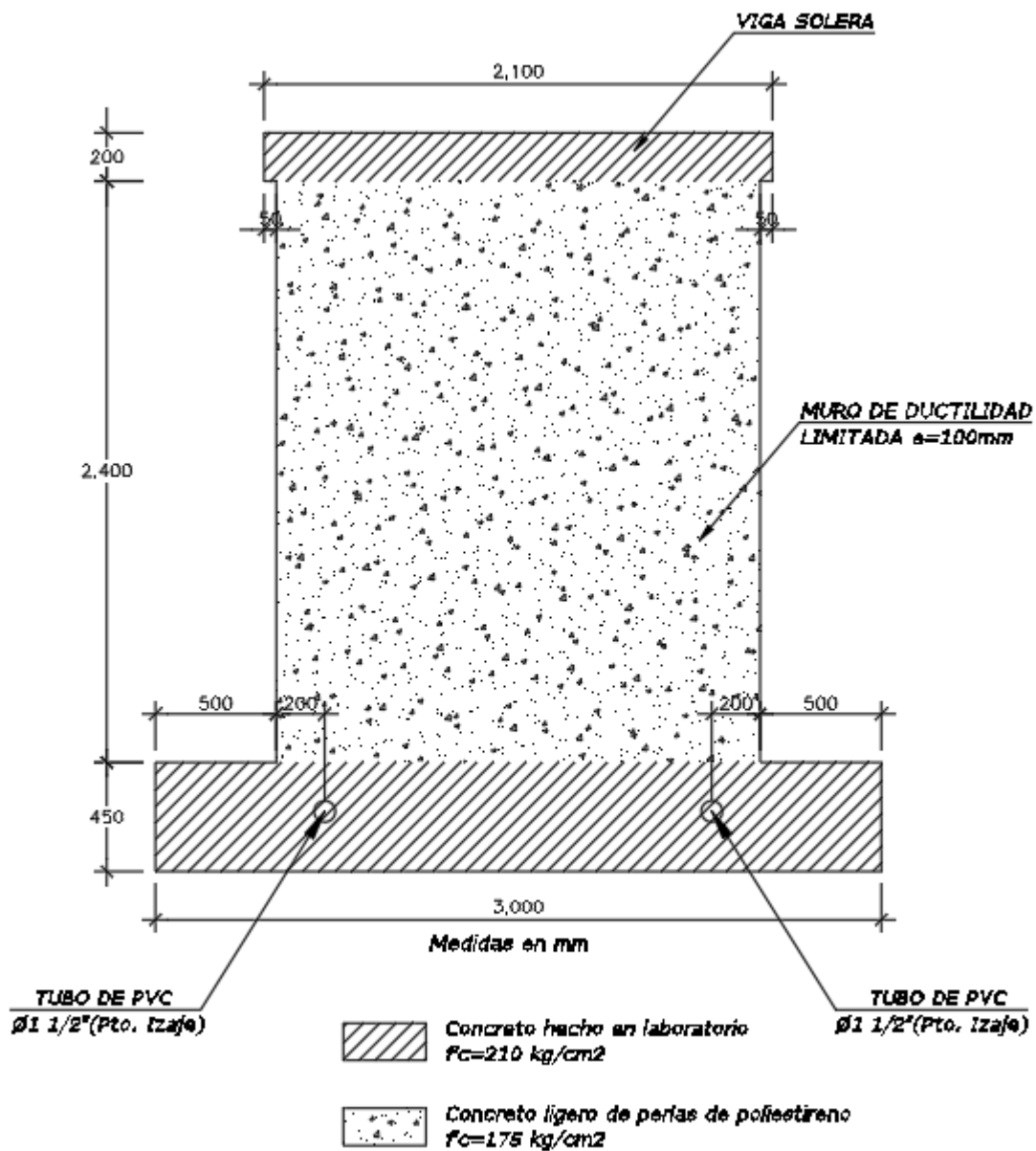


Figura 5.5. Muro de concreto ligero a ensayar

### 5.6.1 Definición de espécimen a ensayar

Las características finales que tiene el espécimen se muestran en la tabla 5.1, donde se describen las dimensiones, la resistencia a la compresión del concreto a la que fue concebida el muro, así como el tipo de ensayo a realizar.

**Tabla 5.1. Descripción del espécimen a ensayar**

Muro a Ensayar	f'c (Mpa)	Peso unitario del concreto (kg/m3)	Descripción del muro	Dimensiones (mm)
MDL-CL	17.5	1800	Muro de ductilidad limitada con carga lateral sin carga axial, llevado hasta la falla	2000x2400x100

### 5.6.2 Definición de instrumentación usada en ensayo cíclico

Se conoce que este ensayo depende notablemente de los resultados que nos arroje los LVDTs y de la carga que se va aplicando por el actuador hidráulico. Por ello, dichos instrumentos estarán situados estratégicamente en el espécimen. En la figura 5.6 se muestra la ubicación exacta de los LVDTs y su propia codificación.

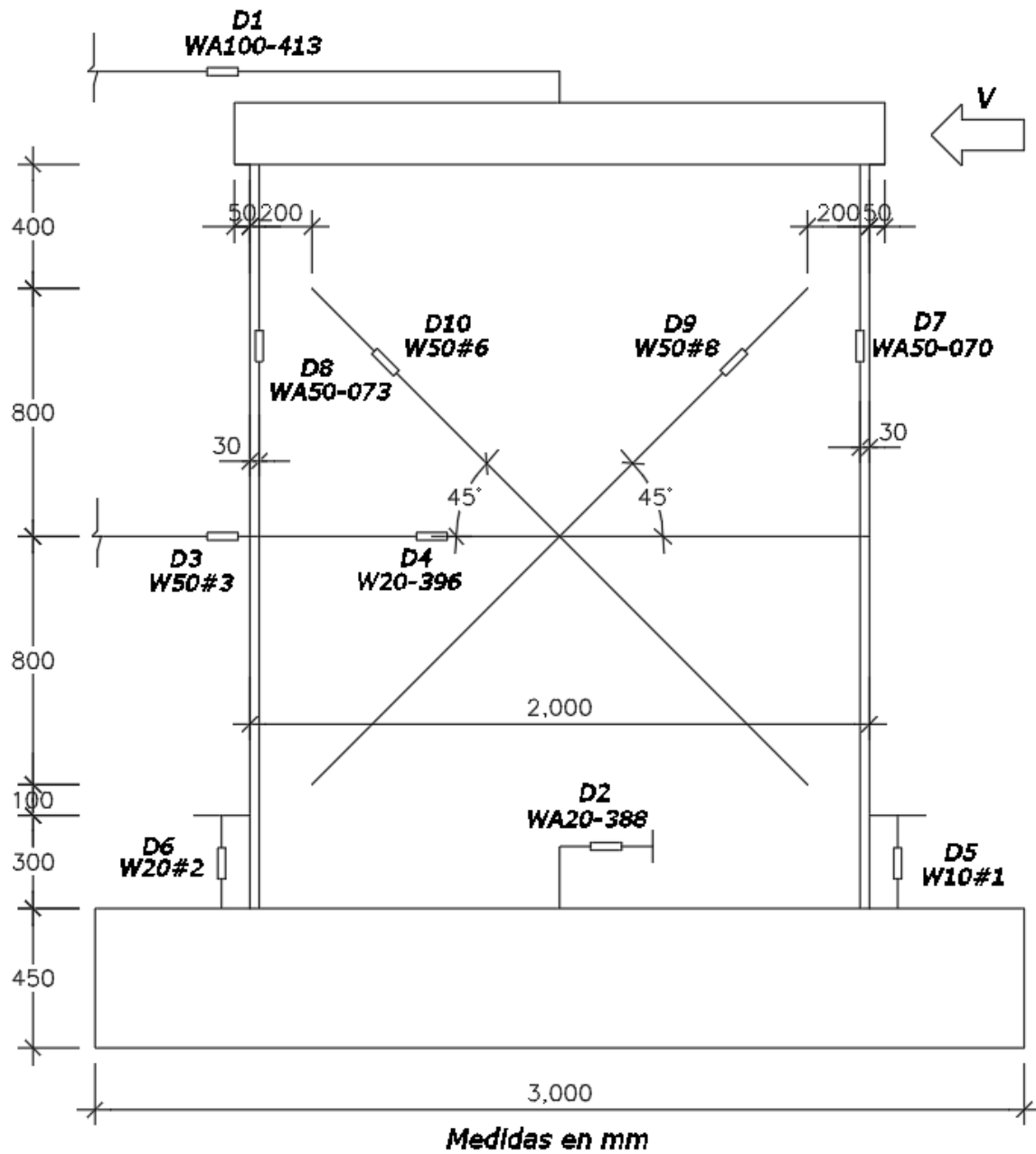


Figura 5.6. Instrumentación sin carga axial

La cantidad de instrumentos que se usaron fueron 10, considerando esa cantidad conveniente para la finalidad del ensayo. La descripción de cada uno de ellos se muestra en la tabla 5.2.

**Tabla 5.2. Definición de LVDTs y desplazamientos máximos admisibles**

Tipo de Instrumento	# Dispositivo	Descripción del instrumento dependiendo de su ubicación	Desplazamiento Máximo (mm)
LVDT	D1-D3	Registran los desplazamientos horizontales del muro dependiendo de la altura donde se han colocado.	100
LVDT	D2	Registra el desplazamiento horizontal entre el muro y la viga de cimentación.	20
LVDT	D4	Estima la dimensión total de las grietas a lo largo del muro.	20
LVDT	D5-D6	Estima la deformación axial del muro en los extremos, ubicada aproximadamente en la base con la intención de verificar el comportamiento donde se concentra el mayor momento.	10-20
LVDT	D7-D8	Estima la deformación axial del muro en los extremos.	50
LVDT	D9-D10	Se obtiene deformaciones diagonales en el muro, los cuales están definidos por los esfuerzos a cortante	50

### 5.6.3 Evaluación de resultados del ensayo cíclico

- **FASE 01, Amplitud D1 = 0.5 mm**

El muro no ha presentado fisuras visibles, se entiende que con dicha amplitud de deformación se mantiene en el rango elástico. La resistencia máxima para esta deformación fue de 37.77 kN. Se puede observar el muro sin ninguna afectación en la figura 5.7.



**Figura 5.7. Fase 01 (No fisuras) – Amplitud 0.5 mm**

- **FASE 02 Amplitud D1 = 0.9 mm**

El muro no ha presentado fisuras visibles, se mantiene dentro del rango elástico con

una resistencia máxima de 55.06 kN. Se observa en la figura 5.8 la ausencia de daño.



**Figura 5.8. Fase 02 (No fisuras) – Amplitud 0.9 mm**

- **FASE 03 Amplitud D1 = 1.10 mm**

El muro no ha presentado fisuras visibles, se mantiene dentro del rango elástico con una resistencia máxima de 58.78 kN. Se observa en la figura 5.9 que aún no se tienen fisuras visibles.



**Figura 5.9. Fase 03 (No fisuras) – Amplitud 1.10 mm**

- **FASE 04 Amplitud D1 = 1.60 mm**

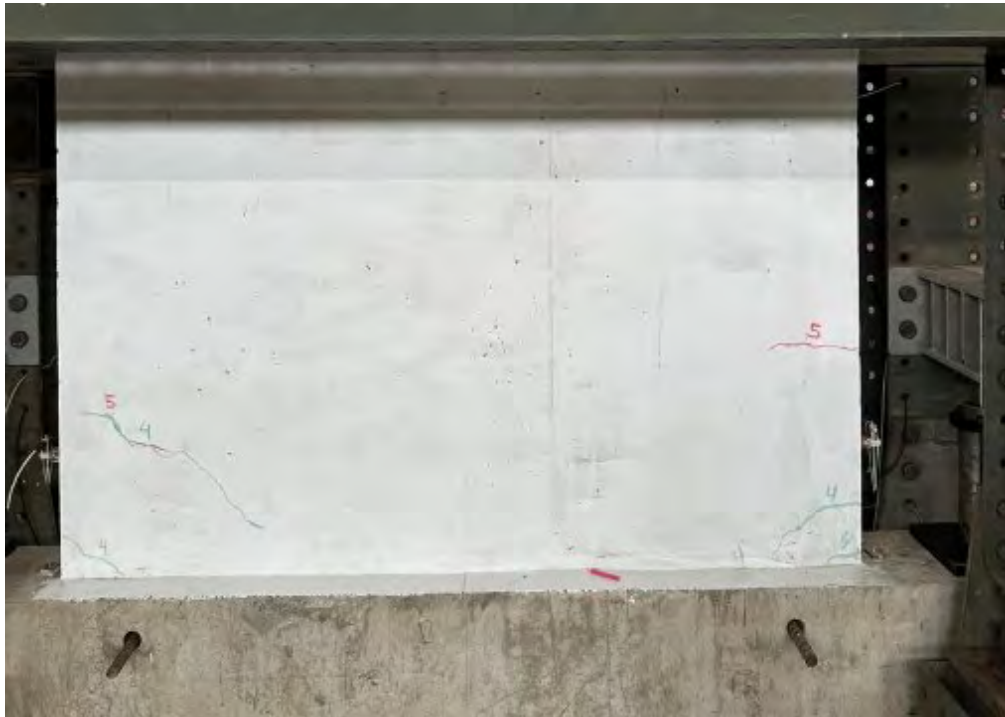
El muro empieza a denotar finas fisuras en las esquinas del muro. La resistencia máxima fue de 72.30 kN. Se muestra la figura 5.10 con la primera fisura del ensayo.



**Figura 5.10. Fase 04 (Fisuras de 0.10 mm de espesor)– Amplitud 1.60 mm**

- **FASE 05 Amplitud D1 = 2.10 mm**

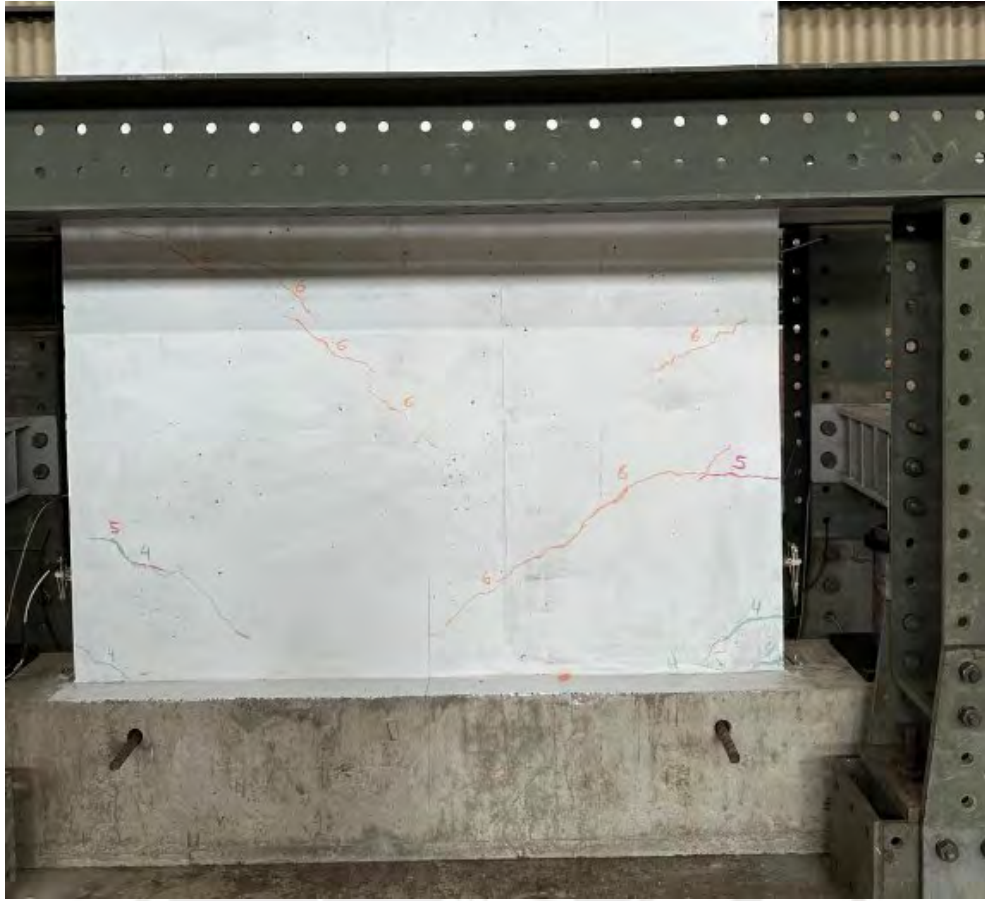
En esta fase, se pudo presenciar fisuras un poco más pronunciadas que en la fase 4. La resistencia máxima fue de 82.77 kN. La figura 5.11 muestra la fisura 5.



**Figura 5.11. Fase 05 (Fisuras de 0.10 mm de espesor) – Amplitud 2.10 mm**

- **FASE 06 Amplitud D1 = 3.10 mm**

En esta fase, se empiezan a evidenciar fisuras por la parte central del muro en dirección diagonal. La resistencia máxima fue de 92.60 kN. Se muestra lo mencionado en la figura 5.12.



**Figura 5.12. Fase 06 (Fisuras de 0.20 mm de espesor) – Amplitud 3.10 mm**

- **FASE 07 Amplitud D1 = 4.70 mm**

La fase 07 agrava más las fisuras anteriores y evidencia, en su mayoría, fisuras que parten desde la parte central hacia el centro de forma diagonal. La resistencia máxima para esta fase fue de 115.14 kN. La figura 5.13 muestran todas las fisuras acumuladas hasta la fase 07.



**Figura 5.13. Fase 07 (Fisuras de 0.30 mm de espesor) – Amplitud 4.70 mm**

- **FASE 08 Amplitud D1 = 6.30 mm**

Para una amplitud de 6.30 mm, se obtiene una resistencia máxima de 124.60 kN, lo cual ha generado la primera fisura entre la viga de cimentación y el muro. En la figura 5.14, se puede observar la fisura descrita.



Figura 5.14. Fase 08 (Fisuras de 0.5 mm de espesor)– Amplitud 6.30 mm

- **FASE 09 Amplitud D1 = 8.90 mm**

Para la fase 09, las fisuras de las fases anteriores ampliaron su grosor, y aparecen nuevas fisuras diagonales y otras entre la viga de cimentación y el muro. La resistencia máxima alcanzada en esta fase fue de 144.26 kN. La figura 5.15 se muestran todas las fisuras acumuladas hasta esta fase.



**Figura 5.15. Fase 09 (Fisuras de 0.6 mm de espesor) – Amplitud 8.90 mm**

- **FASE 10 Amplitud D1 = 12.50 mm**

En esta fase se presencian nuevas fisuras que parten desde la esquina superior del muro hasta la parte central de éste. La resistencia máxima alcanzada fue de 168.03 kN. La figura 5.16 muestra lo descrito.



Figura 5.16. Fase 10 (Fisuras de 1.00 mm de espesor) – Amplitud 12.50 mm

- **FASE 11 Amplitud  $D1 = 17.2$  mm**

En esta fase ya se ha superado el espesor de fisuras permitidas por la normativa ACI 224R-01 y se puede observar daño irreparable en el muro. La resistencia máxima alcanzada para esta amplitud fue de 190.18 kN. La figura 5.17 muestra las fisuras hasta la fase 11.



**Figura 5.17. Fase 11 (Fisuras de 2.00 mm de espesor) – Amplitud 17.20 mm**

- **FASE 12 Amplitud D1 = 24.5 mm**

Esta es la última fase que soportó el muro delgado de concreto ligero, ya que en esta fase se tiene la falla de cizalla entre el muro y la viga de cimentación, con una grieta de espesor de 2.5 mm. Así mismo, se pudo observar que el muro ha perdido parte de su verticalidad. La resistencia final del muro fue de 195.27 kN y lo descrito se muestra en las figuras 5.18 y 5.19.



Figura 5.18. Fase 12 – Amplitud 24.50 mm



Figura 5.19. Fase 12 – Grieta de 2.5 mm

### 5.6.4 Procesamiento de resultados y análisis comparativo

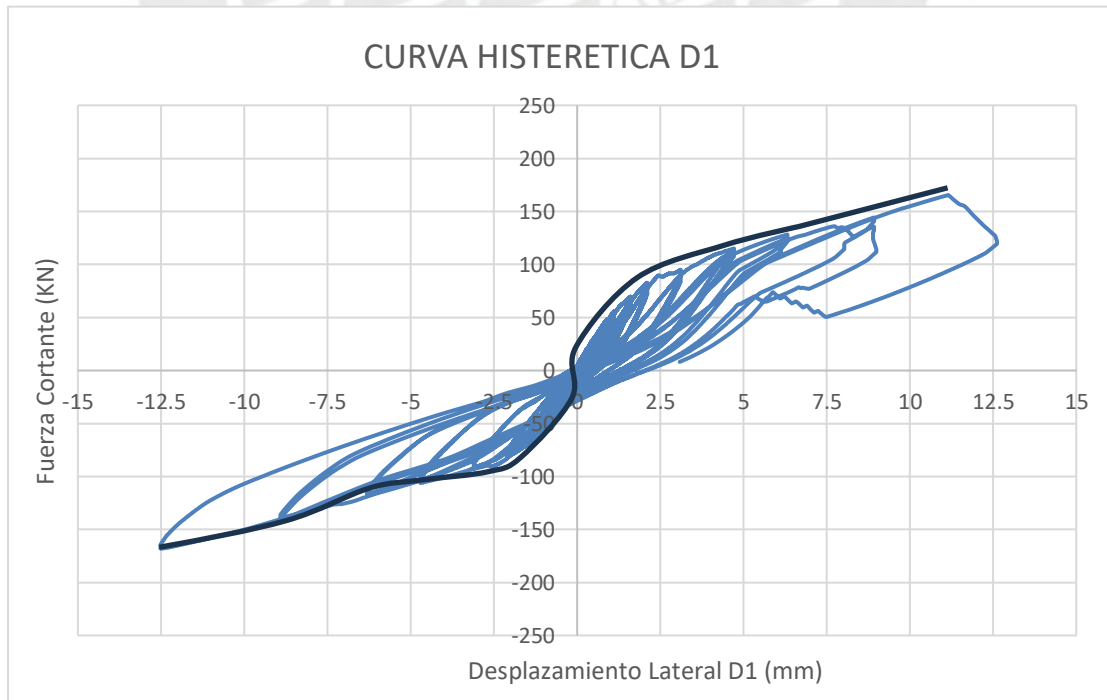
Luego de mostrar la secuencia de fases de ensayo cíclico, se presenta en la Tabla 5.3 un cuadro resumen y comparativo con lo elaborado por el ingeniero Floriano Verde, que ensayó tres muros de concreto estándar de las mismas características del nuestro.

**Tabla 5.3. Cuadro comparativo entre resistencias laterales máximas por fase**

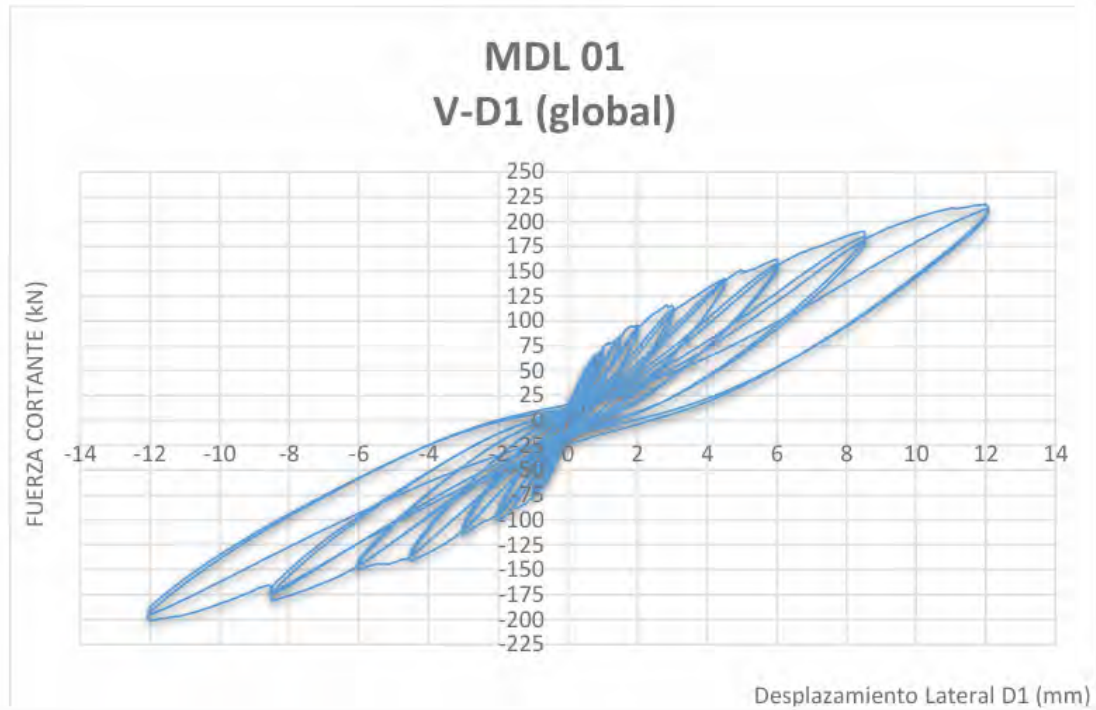
	FASE											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
RESISTENCIA LATERAL MÁXIMA (KN) - CONCRETO LIGERO	37.77	55.06	58.78	72.3	82.77	92.6	115.14	124.6	144.26	168.03	190.18	195.27
RESISTENCIA LATERAL MÁXIMA (KN) -CONCRETO ESTANDAR (FLORIANO,2023)	55.1	70.17	75.77	91.27	103.59	118.41	144.47	166.41	193.26	219.68	-	-
PORCENTAJE COMPARATIVO (%)	68.55	78.47	77.58	79.22	79.90	78.20	79.70	74.88	74.65	76.49		

En la figura 5.20, se muestra el ciclo de histéresis para el muro ensayado. Es importante mencionar que es de interés compararlo con los ensayos de muros similares, pero hechos con concreto de peso estándar. Se ha definido el diagrama hasta la fase 10, la cual se aproxima a la distorsión máxima dada por la normativa E.030.

La figura 5.20, muestra el diagrama global del muro de concreto ligero, y en la figura 5.21, el diagrama para el concreto estándar.



**Figura 5.20. Diagrama de lazo histérico MDL-CL**



**Figura 5.21. Diagrama de lazo histerético para muro de concreto estándar**

Fuente: Floriano Verde, Alfredo. (2023). Propuesta de reparación y reforzamiento de muros de 100 mm de espesor con ferrocemento ante carga lateral cíclica. Repositorio PUCP.

## CAPITULO VI

# ANÁLISIS Y COMPARACIÓN ENTRE EDIFICACIONES DE PESO CONVENCIONAL Y PESO LIGERO

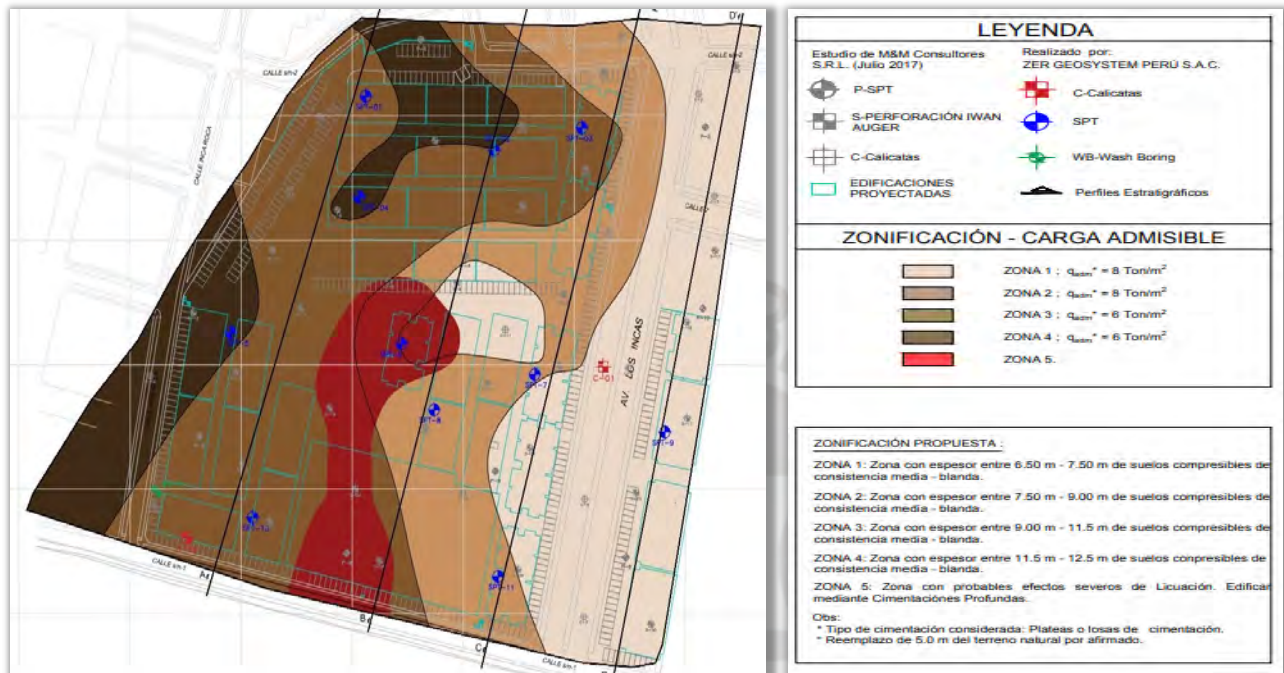
### 6.1 Parámetros Generales

El caso aplicativo se centrará en la ciudad de Chiclayo, en un proyecto de 40 bloques de edificaciones de 8 niveles con base en un sistema de muros de ductilidad limitada (MDL). La particularidad de este proyecto es la baja capacidad portante del suelo y sus altos asentamientos. En la figura 6.1 se muestra una planta general del proyecto descrito.



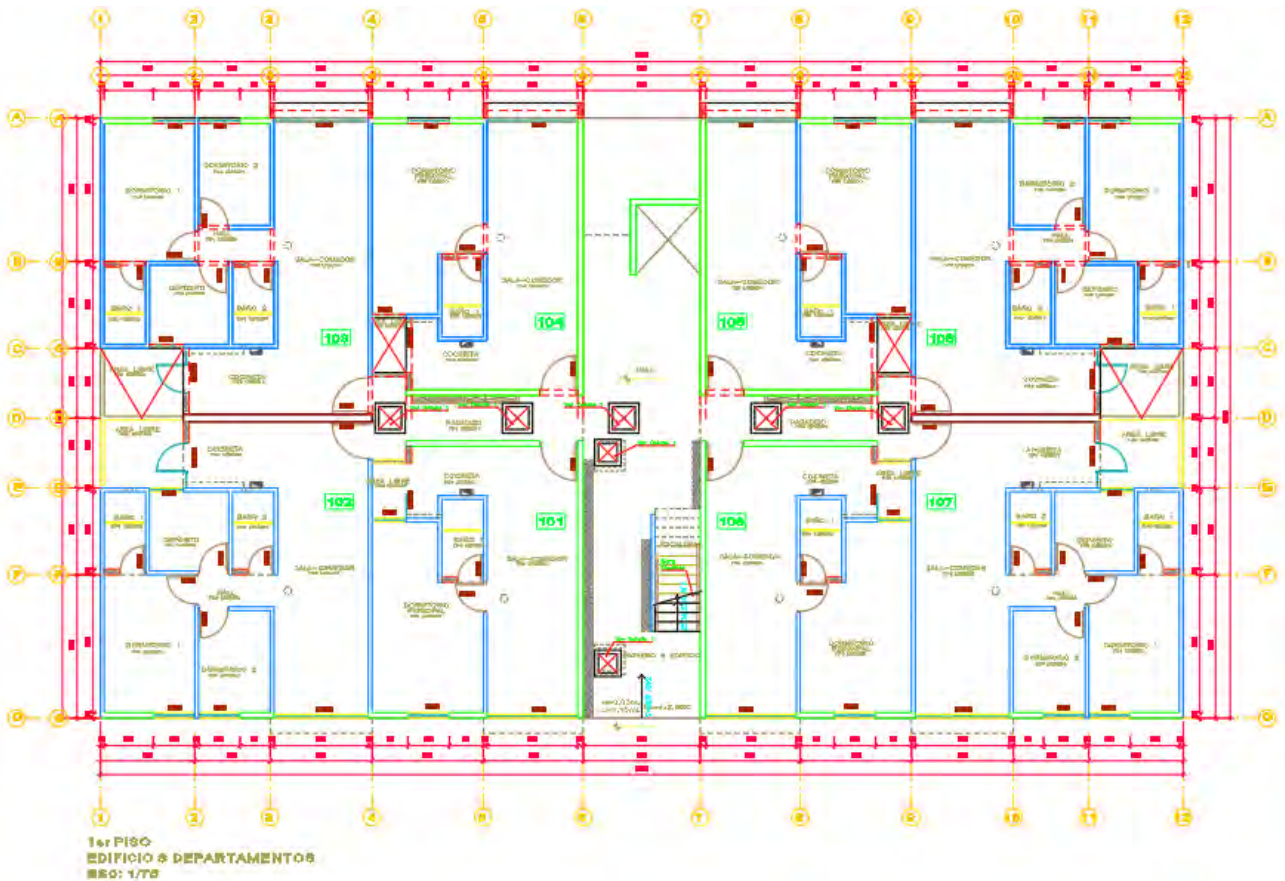
Figura 6.1. Planta General Proyecto Remanso Los Incas- Fuente: Empresa Privada

En la figura 6.2, se muestran las zonas diferenciadas por la capacidad portante que se ha obtenido. Se observa que se tienen capacidades portantes de 6 ton/m<sup>2</sup>, es decir, si se tuviera un edificio de peso convencional, para 8 niveles, no podría ser edificado con esa capacidad. Así mismo, se ha considerado un tipo de suelo S2 para la elaboración del espectro de respuesta sísmica.



**Figura 6.2. Leyenda de zonas y capacidades portantes**

La planta de arquitectura mostrada en la Figura 6.3, consta de 8 departamentos por piso, con muros de espesores entre 10 ,15 centímetros y 20 centímetros. Los muros que superan los 10 centímetros, se dan por las instalaciones eléctricas. Cada departamento consta de 3 dormitorios, una cocina, una sala comedor y dos baños. Las losas de techo se plantean de 12 centímetros de peralte, a excepción de los baños, la zona de hall y el vestíbulo previo, debido a la alta concentración de tuberías, ya sea sanitarias, eléctricas o gas.



**Figura 6.3. Planta de arquitectura 8 departamentos por piso.**

A continuación, se realizará el comparativo entre 2 edificaciones con la misma arquitectura o distribución, variando únicamente las propiedades del concreto ligero obtenida en el laboratorio como el peso específico y el módulo de elasticidad. Con respecto a los parámetros sísmicos usados, serán los siguientes:

**Z= 0.45 (Chiclayo)**

**U= 1.0 (Vivienda)**

**S= 1.05 (S2 – Suelos Intermedios)**

**R= 4 (Muros de Ductilidad Limitada)**

## 6.2 Análisis estático y dinámico

La resistencia a la compresión del concreto, elegida para esta comparación, será la de 210 kg/cm<sup>2</sup>. El peso específico y el módulo de elasticidad para esta resistencia serán las mostradas en las figuras 6.4 y 6.5.

The image shows a software interface for defining material properties, organized into several sections:

- General Data:**
  - Material Name:
  - Material Type:
  - Directional Symmetry Type:
  - Material Display Color:
  - Material Notes:
- Material Weight and Mass:**
  - Specify Weight Density  Specify Mass Density
  - Weight per Unit Volume:  tonf/m<sup>3</sup>
  - Mass per Unit Volume:  tonf-s<sup>2</sup>/m<sup>4</sup>
- Mechanical Property Data:**
  - Modulus of Elasticity, E:  tonf/m<sup>2</sup>
  - Poisson's Ratio, U:
  - Coefficient of Thermal Expansion, A:  1/C
  - Shear Modulus, G:  tonf/m<sup>2</sup>
- Design Property Data:**
  -
- Advanced Material Property Data:**
  - 
  - 
  -
- Modulus of Rupture for Cracked Deflections:**
  - Program Default (Based on Concrete Slab Design Code)
  - User Specified

Figura 6.4. Propiedades del concreto de peso convencional

**General Data**

Material Name:

Material Notes:

---

**Material Weight and Mass**

Specify Weight Density       Specify Mass Density

Weight per Unit Volume:  tonf/m<sup>3</sup>

Mass per Unit Volume:  tonf-s<sup>2</sup>/m<sup>4</sup>

---

**Mechanical Property Data**

Modulus of Elasticity, E:  tonf/m<sup>2</sup>

Poisson's Ratio, U:

Coefficient of Thermal Expansion, A:  1/C

Shear Modulus, G:  tonf/m<sup>2</sup>

---

**Design Property Data**

---

**Advanced Material Property Data**

---

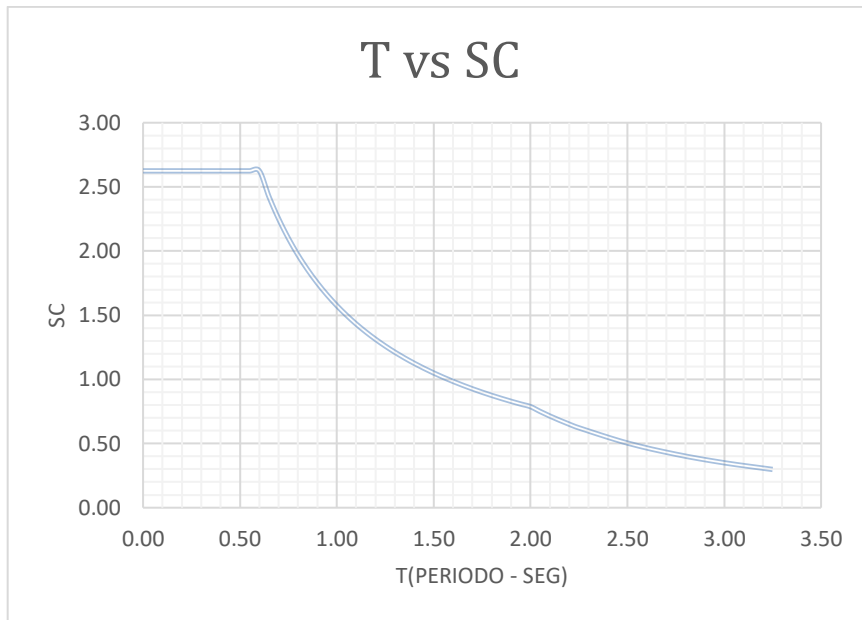
**Modulus of Rupture for Cracked Deflections**

Program Default (Based on Concrete Slab Design Code)

User Specified:

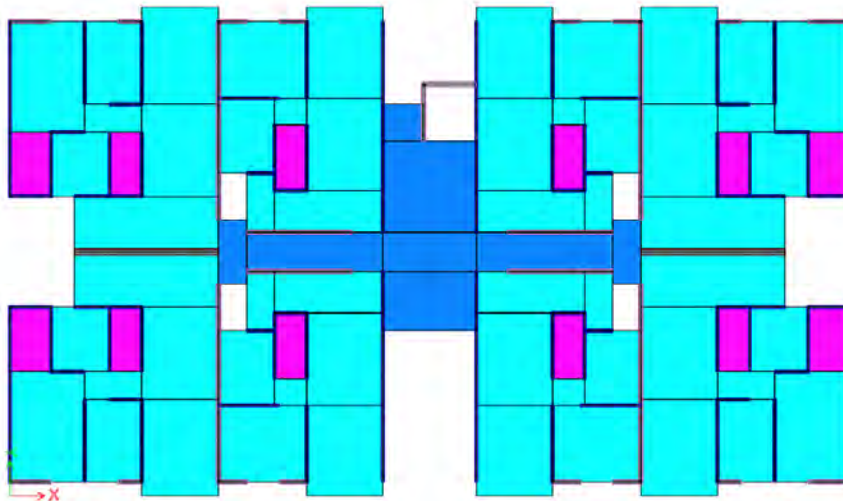
**Figura 6.5. Propiedades del concreto de peso ligero**

Luego de colocar las propiedades del concreto para cada modelo específico, se procede a realizar el análisis estático y dinámico. En la Figura 6.6, se muestra el espectro sísmico usado en los dos modelos.

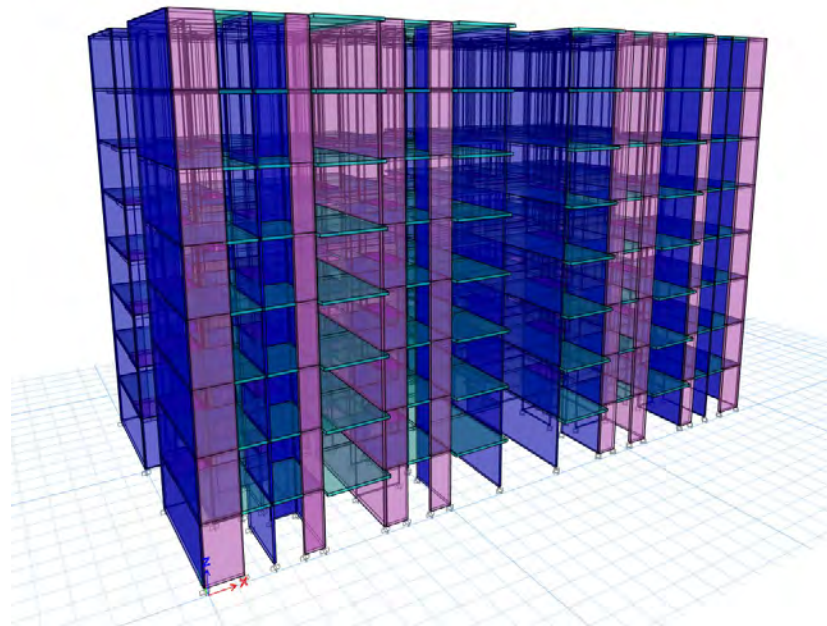


**Figura 6.6. Espectro dinámico – Periodo vs SC.**

El espectro dinámico presentado afectará a los modelos tridimensionales en ambas direcciones. Así mismo, se entiende que el valor de C (factor de amplificación sísmica) depende del periodo de vibración de la edificación. El valor de SC, se verá afectado por el valor de  $Z \cdot U \cdot g / R$ , siendo “g” el valor de la aceleración de la gravedad.



**Figura 6.7. Modelamiento estructural edificio 8 niveles MDL – Planta.**



**Figura 6.8. Modelamiento tridimensional edificio 8 niveles MDL**

Con el modelamiento desarrollado en un software estructural (Fig. 6,7 y 6,8), se obtiene los resultados de los periodos de vibración, fuerzas de gravedad, fuerzas sísmicas, desplazamientos, distorsiones.

Periodos de Vibración

**Tabla 6.1. Comparación de periodos de vibración**

	PERIODOS (seg)	
	XX	YY
<b>CONCRETO CONVENCIONAL</b>	0.255	0.17
<b>CONCRETO LIGERO</b>	0.27	0.18

En la tabla 6.1, se puede observar que los periodos son muy parecidos, es decir, que la reducción del peso de la edificación, no afecta la rigidez del edificio en gran escala.

## Fuerzas de Gravedad y Sísmicas

**Tabla 6.2. Comparación de fuerzas de gravedad y sísmicas.**

	DERIVAS X10 <sup>-3</sup>		CARGAS DE GRAVEDAD (Ton)		Vbasal ESTÁTICA (Ton)		Vbasal DINÁMICA (Ton)	
	XX	YY	MUERTA	VIVA	XX	YY	XX	YY
CONCRETO CONVENCIONAL	1.88	0.89	2495.50	618.00	782.43	782.43	562.00	557.00
CONCRETO LIGERO	2.14	1.02	1900.00	618.00	606.72	606.72	439.00	436.00

En la tabla 6.2, se muestra la comparación de los desplazamientos relativos (derivadas), cargas de gravedad y cargas sísmicas. Para las derivadas, se nota un incremento de 13 % para la dirección X-X y de 14 % para la dirección Y-Y. No existe gran variación en desplazamiento y aún se está dentro de lo especificado en la normativa E.030, para edificios de ductilidad limitada (0.005). Por otro lado, en el caso de las cargas de gravedad, la carga muerta disminuye en 24 % aproximadamente y es considerada una variación considerable para los fines que se buscan en esta investigación. Luego, analizando las fuerzas horizontales también se han generado reducciones. Las fuerzas basales estáticas se reducen en un 23% para la dirección X-X e Y-Y; luego, las fuerzas basales dinámicas se reducen en 22 % en la dirección X-X e Y-Y.

### **6.3 Predimensionamiento y comparación de plateas de cimentación**

La capacidad portante más desfavorable, según la figura 6.2, tiene un valor de 6 ton/m<sup>2</sup> y se verifica si esa capacidad será suficiente para soportar un edificio de 8 niveles con el sistema de muros de ductilidad limitada.

Para el concreto convencional se tiene una carga muerta de 2495.5 toneladas y una carga viva de 618 toneladas. Si se considera un 50 por ciento de carga viva para las cargas totales, se tendrá un total de carga de gravedad de:

$$P (CM+0.5CV) = 2495.5 + 0.5*618 = 2804.5 \text{ toneladas.}$$

Para el cálculo del peso de la platea se ha colocado un espesor de 40 centímetros con un área igual al perímetro de la edificación.

$$P (\text{platea}) = 457*0.4*2.4 = 438.72 \text{ toneladas.}$$

El Peso total que tendrá el suelo considerando el total de los pesos será de

$$P \text{ total} = 2804.5 + 438.7 = 3243.2 \text{ toneladas.}$$

Si solo se considera las cargas de gravedad, se tiene un esfuerzo total de:

$$\text{Esfuerzo en Suelo} = \frac{3243.2}{457} = 7.09 \text{ ton/m}^2$$

El esfuerzo de 7.09 ton/m<sup>2</sup> supera a la capacidad portante de 6.00 ton/m<sup>2</sup>. Existen algunas opciones de poder solucionar este problema. Se puede aumentar el área de la platea, sin embargo, en este tipo de proyectos, generalmente, se tienen todos los espacios definidos y muchas veces se complica esta solución. Por otro lado, se podría reducir la altura de la edificación para así reducir el peso de la edificación, pero esto sería no aprovechar el área del terreno en su máxima plenitud.

Para el concreto ligero se tiene una carga muerta de 1900 toneladas y una carga viva de 618 toneladas. Al igual que con el concreto estándar se considerará el 50 por ciento de carga viva para el análisis de esfuerzo en suelo.

$$P \text{ (CM+0.5CV)} = 1900 + 0.5 \cdot 618 = 2209 \text{ toneladas.}$$

Para el cálculo del peso de la platea, se va a considerar un concreto estándar.

$$P \text{ (platea)} = 457 \cdot 0.4 \cdot 2.4 = 438.72 \text{ toneladas.}$$

El Peso total que tendrá el suelo considerando el total de los pesos será de:

$$P \text{ total} = 2204.5 + 438.7 = 2647.7 \text{ toneladas.}$$

Y el esfuerzo o presión en el suelo tendrá un total de:

$$\text{Esfuerzo en Suelo} = \frac{2647.7}{457} = 5.79 \text{ ton/m}^2$$

La presión en el suelo para el concreto ligero llega al valor de 5.79 ton/m<sup>2</sup>, el cual resulta menor que las 6 ton/m<sup>2</sup> especificadas anteriormente. Es decir, con la reducción del peso específico del concreto, se pueden tener los 8 niveles propuestos inicialmente y sin modificar el área de la platea.

Ahora se realizará el análisis considerando fuerzas sísmicas, guiadas con el método de Meyerhof.

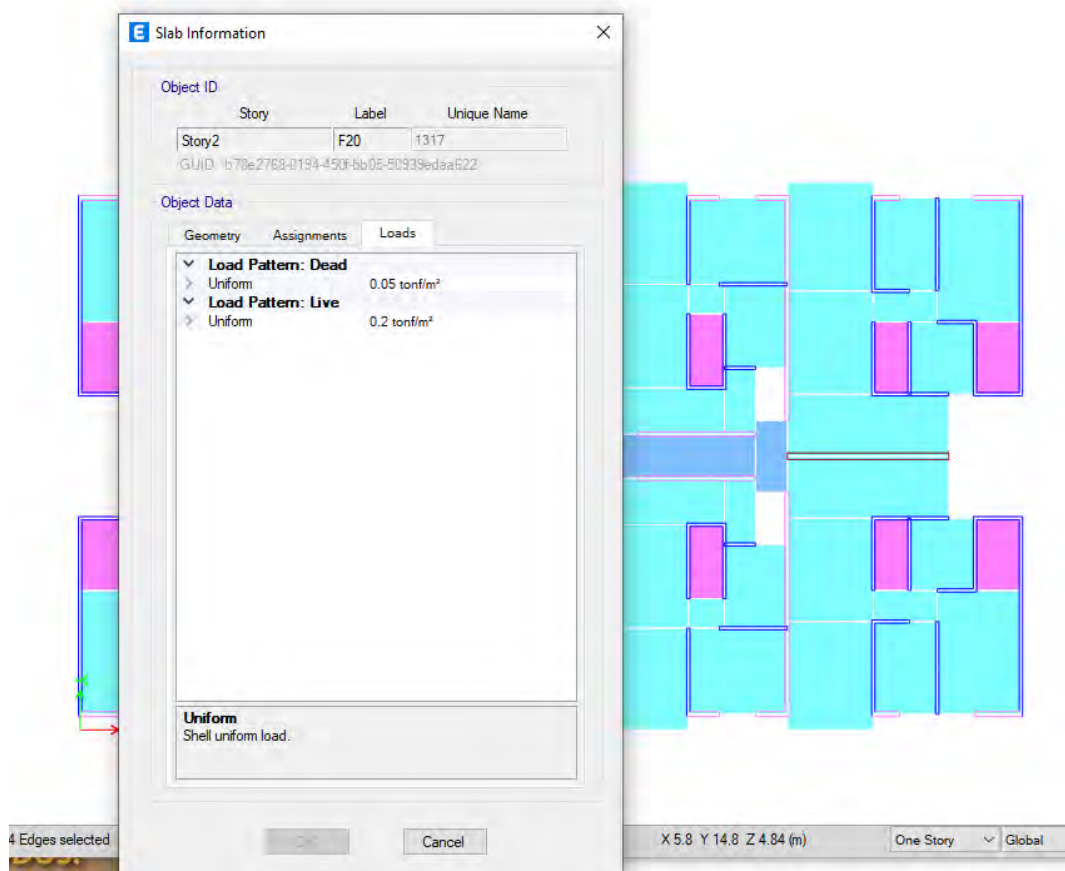
**Tabla 6.3. Cálculo de esfuerzo en suelo considerando fuerzas sísmicas - Meyerhof**

	Area de Platea(m2)	CARGAS DE GRAVEDAD (Ton)		Momentos-Sismo (Ton-m)		Excentricidad (m)		Esfuerzo ( ton/m2)	
	457	TOTAL	XX	YY	XX	YY	XX	YY	
CONCRETO CONVENCIONAL		3244.00	6042.40	6099.20	1.86	1.88	8.15	9.27	
CONCRETO LIGERO		2648.00	4720.00	4764.84	1.78	1.80	6.62	7.57	

En la tabla 6.3, se puede apreciar que los esfuerzos en el suelo usando concreto convencional, considerando cargas sísmicas, llegan a 8.15 ton/m<sup>2</sup> en la dirección X-X y 9.27 ton/m<sup>2</sup> en la dirección perpendicular. Por otro lado, para el concreto ligero, se tienen esfuerzos de 6.62 ton/m<sup>2</sup> y 7.57 ton/m<sup>2</sup> en dirección X-X e Y-Y respectivamente. La comparación se da con la capacidad portante amplificada 30 por ciento más según la norma técnica peruana E.060, es decir, la capacidad portante a comparar será de 7.80 ton/m<sup>2</sup>.

## 6.4 Diseño y comparación de losas macizas

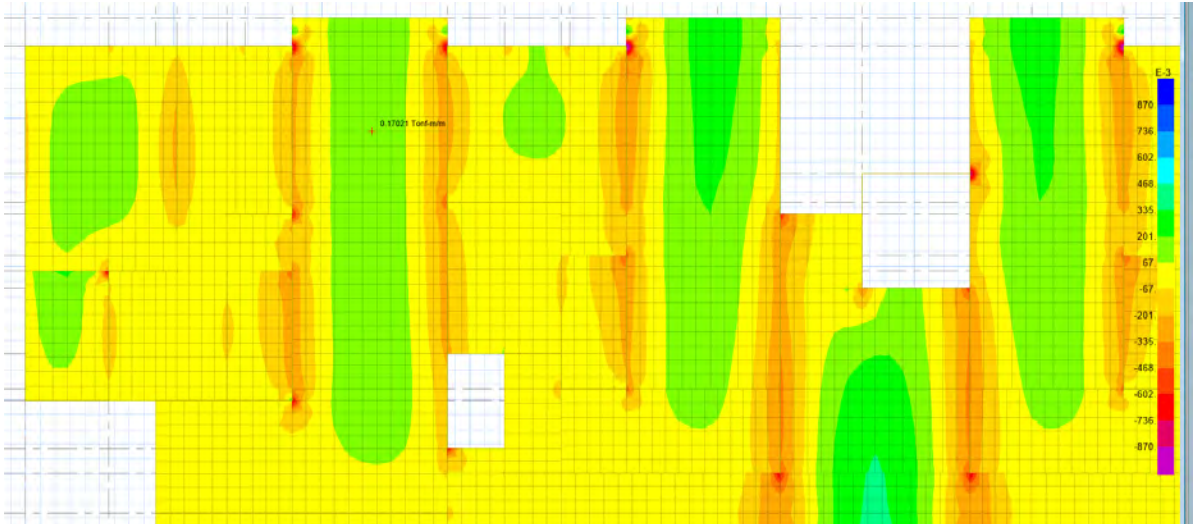
Para el diseño y comparación del diseño de las losas macizas, se incluirán las propiedades mecánicas halladas en el laboratorio para el concreto ligero y la normativa peruana E.060 para el concreto estándar. Como primer paso, se establecerán las cargas consideradas en cada nivel (Fig. 6.9). Para la carga muerta adicional al peso propio solo se considerará el peso por metro cuadrado de un piso laminado ( $50 \text{ kg/m}^2$ ). Para la carga viva se considera lo estipulado por la normativa peruana E.020 para viviendas ( $200 \text{ kg/m}^2$ ).



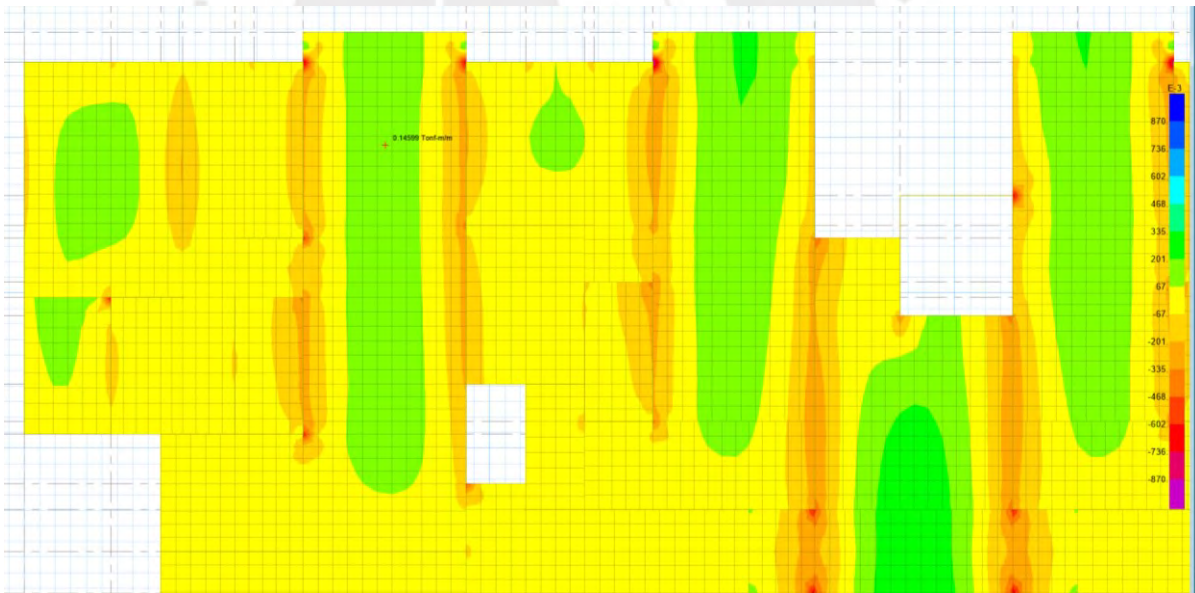
**Figura 6.9. Cargas de gravedad en losas macizas ( $\text{ton/m}^2$ )**

A partir de la definición de cargas, se adoptarán 2 combinaciones. La primera será la de servicio, la cual solo suma la carga muerta con la carga viva, con el fin de analizar deflexiones y compararlo con el momento de agrietamiento. La segunda combinación será la propuesta por la normativa peruana vigente E.060, la cual amplifica a la carga muerta por 1.4 veces y a la carga viva por 1.7 veces ( $1.4CM+1.7CV$ ).

En las figuras 6.10 y 6.11 se muestra el momento de servicio en el centro de un paño y se compara con el momento de agrietamiento del concreto estándar y del concreto ligero.



**Figura 6.10. Momento máximo de servicio en losa de espesor 12 para concreto estándar (0.17 Ton-m)**



**Figura 6.11. Momento máximo de servicio en losa de espesor 12 para concreto ligero (0.15 Ton-m)**

El momento de agrietamiento para la losa de concreto estándar, se define de la siguiente manera:

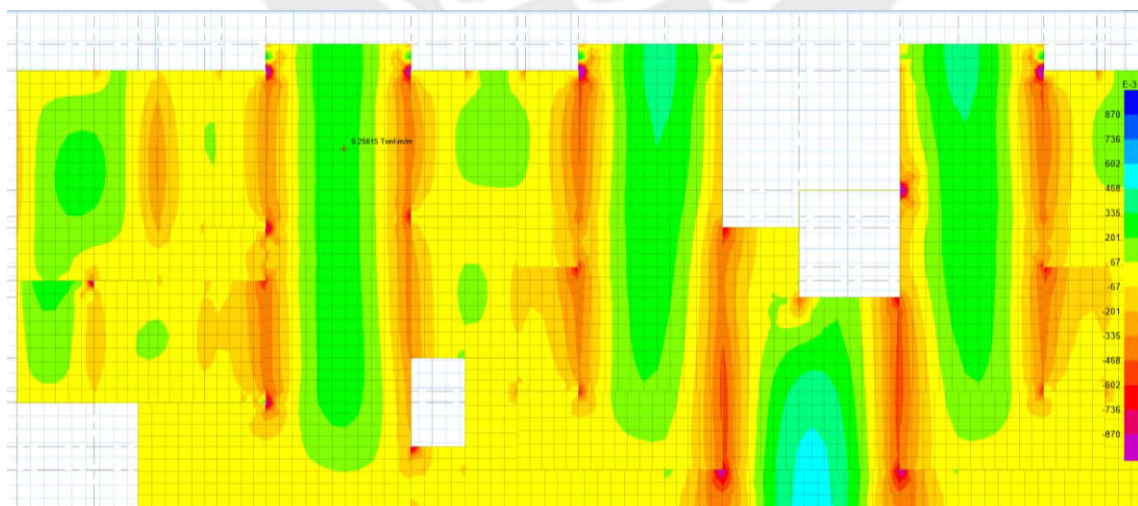
<b>f'c</b>	210 kg/cm <sup>2</sup>
<b>E<sub>c</sub></b>	2173707 ton/m <sup>2</sup>
<b>E<sub>s</sub></b>	20000000 ton/m <sup>2</sup>
<b>f<sub>r</sub></b>	29 ton/m <sup>2</sup>
<b>M<sub>cr</sub></b>	0.70 ton/m <sup>2</sup>

De la misma manera, para el concreto ligero:

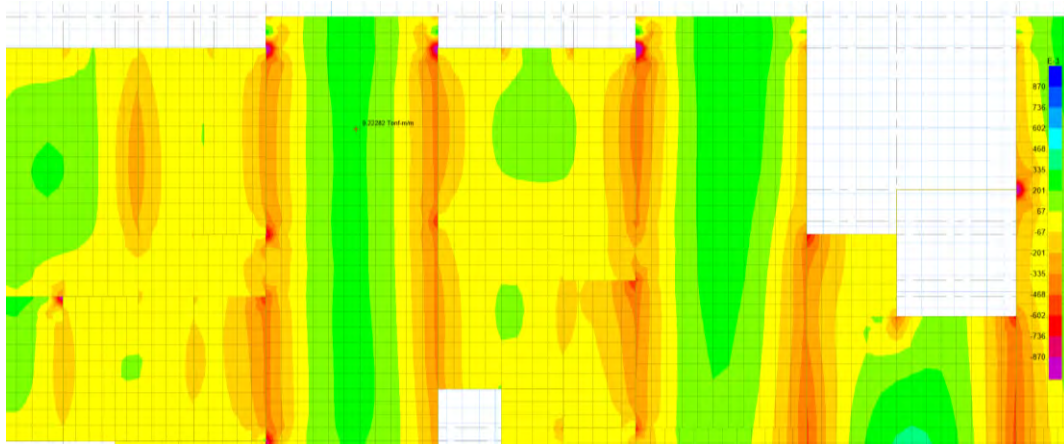
f'c	210 kg/cm <sup>2</sup>
E <sub>c</sub>	1490420 ton/m <sup>2</sup>
E <sub>s</sub>	20000000 ton/m <sup>2</sup>
f <sub>r</sub>	24 ton/m <sup>2</sup>
M <sub>cr</sub>	0.58 ton/m <sup>2</sup>

Debido a las luces cortas que existen entre muros, los momentos de servicio tienen valores pequeños y no superan los momentos de agrietamiento, indiferentemente de ser un concreto estándar o ligero. Esto indica que para el cálculo de las deflexiones se deberá usar la inercia bruta de los elementos losa.

Así mismo, se colocará el acero necesario para soportar los momentos a flexión últimos. Por ello, se muestran las solicitaciones para concreto estándar y ligero (Fig. 6.12 y 6.13).



**Figura 6.12. Momento máximo de diseño en losa de espesor 12 para concreto estándar (0.26 Ton-m)**

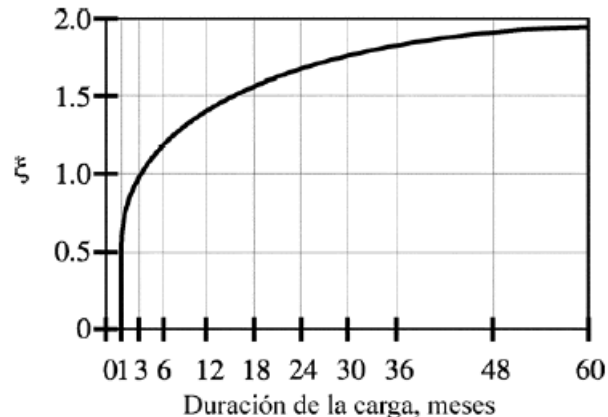


**Figura 6.13. Momento máximo de diseño en losa de espesor 12 para concreto ligero (0.22 Ton-m)**

El acero colocado en la losa maciza es una malla inferior y bastones superiores en cada apoyo de 8 mm cada 0.20 metros. Dicha malla inferior cumple con la cuantía mínima especificada en la norma técnica peruana E.060, con un valor de 0.00208, haciendo un momento resistente de 0.87 ton-m, superior a las solicitaciones.

- $\phi M_n > M_u \rightarrow 0.87 > 0.26$  (Concreto estándar)
- $\phi M_n > M_u \rightarrow 0.87 > 0.22$  (Concreto ligero)

Como la inercia no ha sido afectada por la reducción de peso del concreto, bastará realizar un solo análisis de deflexión, usando la Fig. 6.14.



*Fig. R9.5.2.5 — Factores para las deflexiones a largo plazo*

**Figura 6.14. Factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas– Norma Técnica Peruana E.060.**

## Análisis Deflexión Concreto Estándar

### Deflexión Inmediata:

$\delta_m =$	0.019 cm
$\delta_v =$	0.015 cm

$\Delta i_{CM}$	0.0190 cm
$\Delta i_{CV}$	0.0150 cm
$\Delta i_{CV} (30\%)$	0.00450 cm

### Deflexiones Diferidas:

$\xi$	2.00
$\rho_c$	0.003
$\lambda$	1.77

$\Delta d_{CM}$	0.03 cm
$\Delta d_{CV} (30\%)$	0.01 cm

### Deflexiones Totales:

Deflexión medida con el 30% de la CV actuando permanentemente:

$$0.019 + 0.0045 + 0.03 + 0.01 = 0.07 \text{ cm.}$$

$$\text{Deflexión Máxima Esperada: } 0.019 + 0.015 + 0.03 + 0.01 = 0.08 \text{ cm.}$$

## Análisis Deflexión Concreto Ligero

### Deflexión Inmediata:

$\delta_m =$	0.024 cm
$\delta_v =$	0.018 cm

$\Delta i_{CM}$	0.0240 cm
$\Delta i_{CV}$	0.0180 cm
$\Delta i_{CV} (30\%)$	0.00540 cm

### Deflexiones Diferidas:

$\xi$	2.00
$\rho_c$	0.003
$\lambda$	1.77

$\Delta d_{CM}$	0.04 cm
$\Delta d_{CV} (30\%)$	0.01 cm

### Deflexiones Totales:

Deflexión medida con el 30% de la CV actuando permanentemente:

$$0.024+0.0054+0.04+0.01 = 0.08 \text{ cm.}$$

Deflexión Máxima Esperada:  $0.024+0.018+0.04+0.01 = 0.092 \text{ cm.}$

La normativa técnica peruana tiene, para con las deflexiones, algunas limitaciones que se muestran en la figura 6.15.

**DEFLEXIONES MÁXIMAS ADMISIBLES**

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

**Figura 6.15. Deflexiones máximas admisibles– Norma Técnica Peruana E.060.**

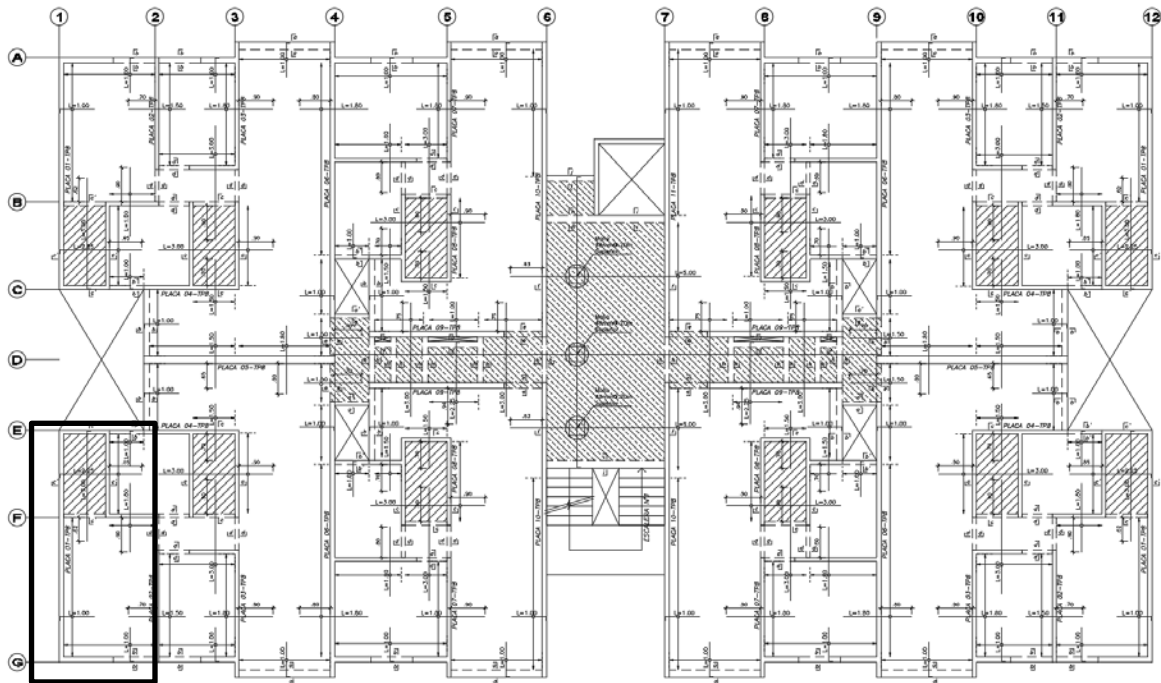
En la tabla 6.4 se realiza la comparación de las deflexiones calculadas para ambas densidades del concreto. Así mismo, se puede notar que las deflexiones para este tipo de proyectos no es un factor de consideración, ya que las luces que se tienen son cortas y la deflexión admisible es muy amplia con respecto a la calculada.

**Tabla 6.4. Cuadro comparativo de deflexiones máximas para concreto estándar y ligero.**

	Longitud de Paño (m)	2.45
	Deflexión calculada (cm)	Deflexión admisible (cm) --> L/480
Concreto Estándar	0.08	0.51
Concreto Ligero	0.092	0.51

## 6.5 Diseño y comparación de muros delgados

Se seleccionará un muro de mayor importancia y se realizará el análisis comparativo entre un muro hecho a base de concreto estándar y otro a base de concreto ligero. Dicho análisis comprenderá las fuerzas cortantes y los momentos flectores en la base. En la figura 6.16 se muestra el muro a analizar, denominado Placa 01.



**Figura 6.16. Muro seleccionado para análisis comparativo**

El muro seleccionado tiene espesores de 15, 12 y 10 centímetros. Para la dirección horizontal corta se tienen dos espesores, la sección que tiene espesor 12 centímetros tiene una longitud de 6.10 metros y el de espesor 10 centímetros tiene una longitud de 2.30 metros. Por otro lado, en la dirección horizontal larga, el muro tiene 2 espesores también, la sección de 15 centímetros de espesor, tiene una longitud de 1.42 metros y la de 10 centímetros mide en total 2.72 metros. Se ha tomado en cuenta la Placa 01 ya que generalmente son los muros extremos quienes toman la mayor carga sísmica y poseen poca carga axial, complicando más los diagramas de interacción.

En las Figuras 6.17 y 6.18 se muestran los diagramas de fuerza cortante y flexión, en la base, para el mismo muro variando para ambos concretos.

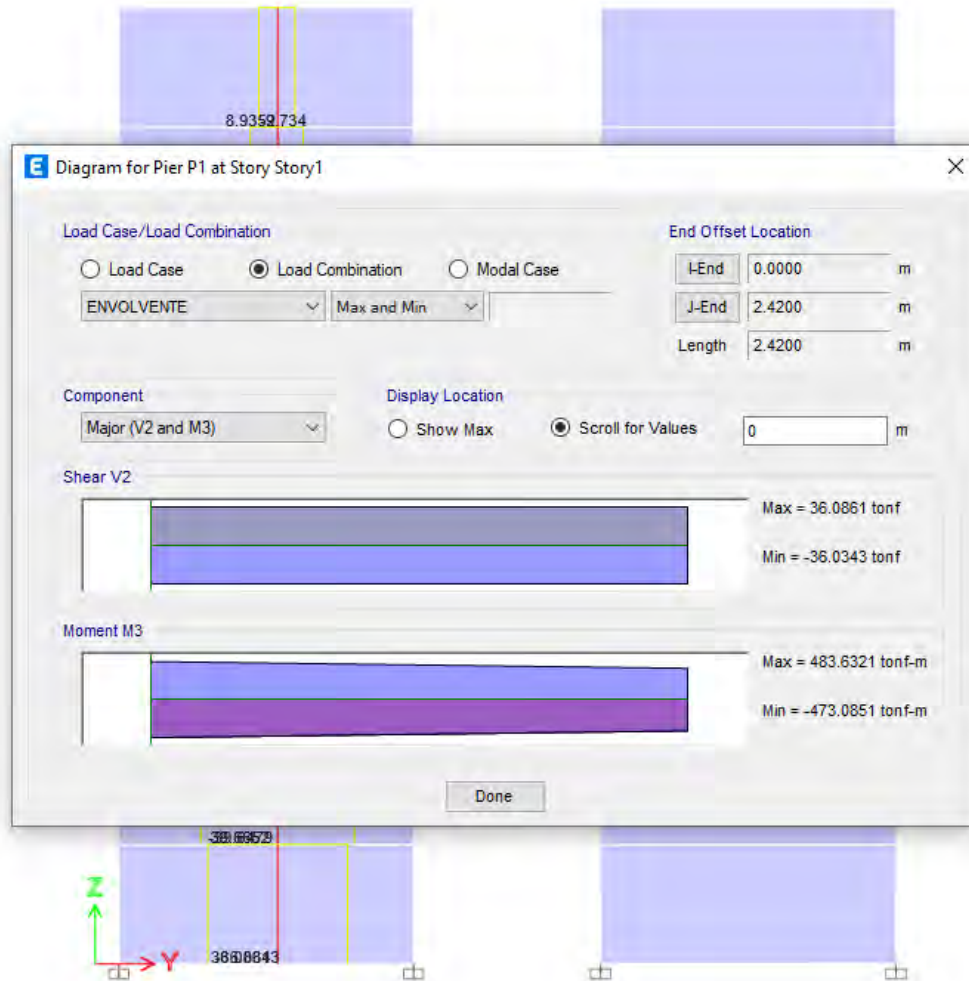
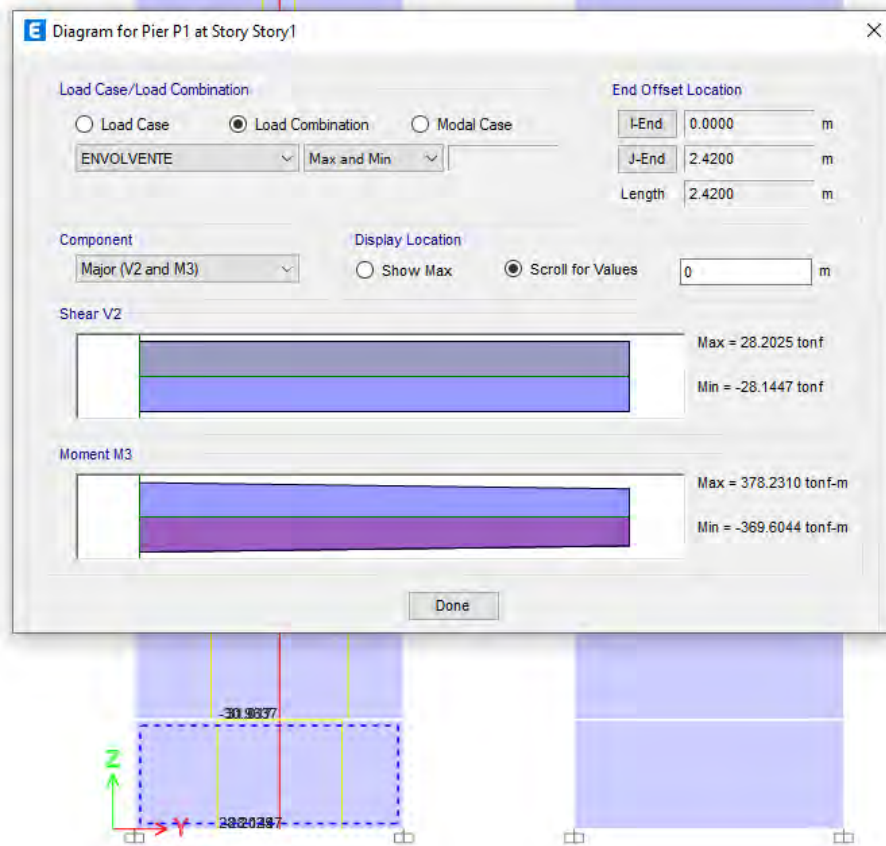


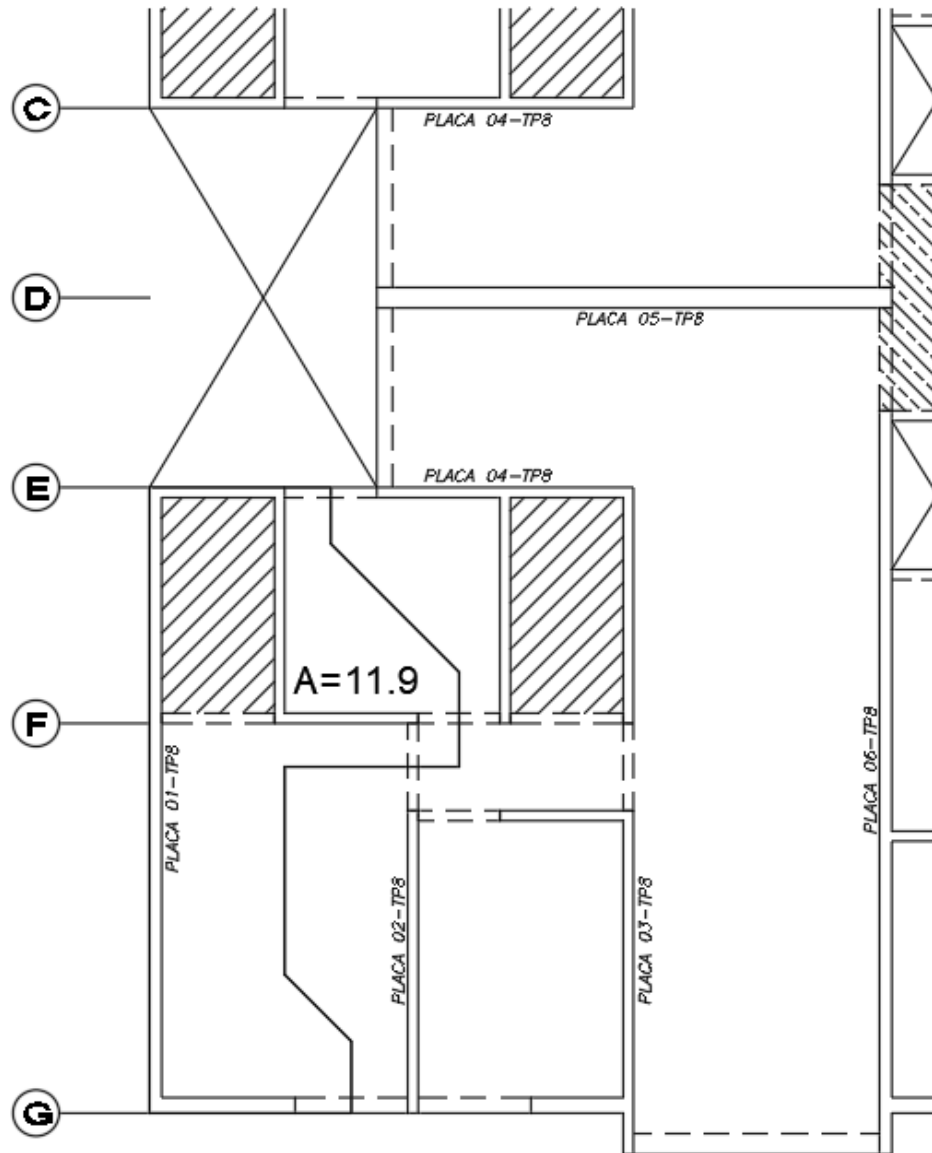
Figura 6.17. Fuerza cortante y momento flector en base – PL01 (Concreto estándar)



**Figura 6.18. Fuerza cortante y momento flector en base – PL01 (Concreto ligero)**

Se aprecia que hay una reducción importante en las fuerzas cortantes y momentos flectores, por el lado del concreto convencional se tiene una cortante máxima de 36 toneladas y un momento flector de 483 toneladas metro. Por otro lado, para el concreto ligero se tiene una cortante de 28 toneladas y un momento flector de 378 toneladas metro. La reducción de estas fuerzas bordea aproximadamente un 22 por ciento.

A continuación, se detalla como esta reducción de fuerzas se proyecta en la reducción de acero, para ello se muestra el área tributaria del muro en la figura 6.19.



**Figura 6.19. Área tributaria de PLACA 01**

El área tributaria del muro para los 8 niveles propuestos es de 11.9 metros cuadrados. En todos los niveles se tendrá la misma área, ya que es una edificación con una sola configuración arquitectónica todos los niveles. Se realiza el análisis por pandeo del muro considerando la reducción de 20 por ciento por carga viva según lo propuesto por la normativa E.020.

# ANALISIS DE PANDEO PARA PLACA P01 EN CONCRETO ESTÁNDAR

## I.- METRADO DE CARGAS

	# Pisos	SC	METRADO GENERICO			
			Factor	A(m <sup>2</sup> )	CV	P(ton)
T01-03	3	0.2	1	11.9	7.14	35.7
T04-T05	3	0.2	1	11.9	7.14	35.7
T06	1	0.2	1	11.9	2.38	11.9
T07	1	0.2	1	11.9	2.38	11.9
T08	1	0.1	1	11.9	1.19	11.9

METRADO GENERICO	
CM+0.25CV	-107.1
1.4CM+1.7CV	-177.3
CM	-102.0
CV	-20.2

FacX	0.40
FacY	0.60
Pux	-71.5
Puy	-105.7

## II.- MATERIALES, PROPIEDADES Y DEFORMACIONES UNITARIAS

10.26

f'c	210 kg/cm <sup>2</sup>
Ec	217371 kg/cm <sup>2</sup>
fy	4200 kg/cm <sup>2</sup>
Es	2000000 kg/cm <sup>2</sup>

εcu	0.0030
εy	0.0021
φFLEXION	0.70

NTE. E.060

ACI 318.05

φFLEXION = 0.70 ACI 318.99

φFLEXION = 0.65 ACI 318.05

β1	0.85
----	------

## III.- ANÁLISIS DE PANDEO

X-X	
tx	0.10m
Lx	4.14m
K	1
Ag	0.414 m <sup>2</sup>
h	2.42m
φPnw	143 ton
D/C	0.50

> Pu ok!

Y-Y	
ty	0.12m
Ly	6.12m
K	1
Ag	0.734 m <sup>2</sup>
h	2.42m
φPnw	358 ton
D/C	0.30

> Pu ok!

NTE. E.060 (14.5.2)

ACI 318.05 (14.5.2)

Tramo	K
Continuo	1
Voladizo	2

## ANALISIS DE PANDEO PARA PLACA P01 EN CONCRETO LIGERO

### I.- METRADO DE CARGAS

	# Pisos	SC	METRADO GENERICO			
			Factor	A(m <sup>2</sup> )	CV	P(ton)
T01-03	3	0.2	0.8	11.9	7.14	28.6
T04-T05	3	0.2	0.8	11.9	7.14	28.6
T06	1	0.2	0.8	11.9	2.38	9.5
T07	1	0.2	0.8	11.9	2.38	9.5
T08	1	0.1	0.8	11.9	1.19	9.5

METRADO GENERICO	
CM+0.25CV	-85.7
1.4CM+1.7CV	-147.3
CM	-80.6
CV	-20.2

FacX	0.40
FacY	0.60
Pux	-59.4
Puy	-87.8

### II.- MATERIALES, PROPIEDADES Y DEFORMACIONES UNITARIAS

10.26

f'c	210 kg/cm <sup>2</sup>
Ec	1490420 kg/cm <sup>2</sup>
fy	4200 kg/cm <sup>2</sup>
Es	2000000 kg/cm <sup>2</sup>

εcu	0.0030
εy	0.0021
φFLEXION	0.70

NTE. E.060

ACI 318.05

φFLEXION = 0.70 ACI 318.99

φFLEXION = 0.65 ACI 318.05

β1	0.85
----	------

### III.- ANÁLISIS DE PANDEO

X-X	
tx	0.10m
Lx	4.14m
K	1
Ag	0.414 m <sup>2</sup>
h	2.42m
φPnw	143 ton
D/C	0.41

> Pu ok!

Y-Y	
ty	0.12m
Ly	6.12m
K	1
Ag	0.734 m <sup>2</sup>
h	2.42m
φPnw	358 ton
D/C	0.25

> Pu ok!

NTE. E.060 (14.5.2)

ACI 318.05 (14.5.2)

Tramo	K
Continuo	1
Voladizo	2

En estos dos análisis no existen problemas de pandeo, ya que si bien es cierto el módulo de elasticidad es afectado en el concreto ligero, la resistencia a la compresión corresponde a un diseño de mezclas, la cual se adecúa para que se mantenga el valor de 210 kg/cm<sup>2</sup>, por otro lado, las alturas de entrepiso son las mismas.

En el diseño por cortante, se presentan los siguientes análisis considerando la misma resistencia a la compresión y mismas dimensiones.

DISEÑO POR CORTE CONCRETO ESTÁNDAR

Si  $h/Lm < 2$  La cuantía vertical sera por lo menos igual a la horizontal NTE. E.060 (11.10.5)

$$\rho_h = 0.0025 \rightarrow \rho_v = 0.0025 \quad (21.9.5.3)$$

$$\rho_h = 0.0020 \rightarrow \rho_v = 0.0015$$

En la mitad superior del edificio se podra usar como factor de amplificac ACI 318.05 (21.7.6.2)

maximo para corte ( $V_{ua} = \phi \cdot V_u$ ) el valor de 1.5 (21.7.6.4)

Si  $P_u < (0.1)(f'_c)(Ag)$  --> La placa o columna se disenara como una viga. (21.7.4.1)

$$\begin{aligned} \tau_n &= \phi V_c + \phi V_s & \phi V_s &= \phi \cdot A_c \cdot \rho_h \cdot f_y & V_u &\geq V_{ua} \cdot \left( \frac{M_n}{M_{ua}} \right) & \phi V_c &= (0.85)(0.53) \sqrt{f'_c} b_w d \left( 1 + \frac{N_u}{35 A_g} \right) \\ \tau_{n_{MAX}} &= \phi(2.7) \cdot A_c \cdot \sqrt{f'_c} & \rho_h &= \frac{V_u - \phi \alpha \cdot A_c \cdot \sqrt{f'_c}}{\phi \cdot A_c \cdot f_y} & \rho_v &= 0.0025 + \left( 2.5 - \frac{hm}{lm} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025 \\ \tau_c &= \phi \cdot \alpha \cdot A_c \cdot \sqrt{f'_c} \end{aligned}$$

V2MAX	41 ton
-------	--------

V3MAX	27 ton
-------	--------

**TRAMO X-X**

t	0.10 m
Lm	4.14 m
hm	19.36 m
Ac	4140 cm <sup>2</sup>
(h/Lm)	4.7
α	0.53
Vu	27.0 ton
φMn	850 ton.m
Mn	1214.3 ton
Mu	545 ton.m
Mn/Mu	2.23
Mn/Mu	2.23

ltura para usar Mn/M	
ltura - Ele. Conf. Bord	
Mu/4Vu	2.3 m
lw	4.1 m

No Usar  
Usar

Puc	177 ton
PuT	-

φVnMAX	137.7 ton
φVs	36.9 ton
φVn	64.0 ton
D/C	0.94
Nro. De Mallas	1

> Vua ok!

> Vua ok!

φVc	27.0 ton
φVc/2	13.5 ton
Vua	60.2 ton

< φVnmax ok!

Malla	ρ <sub>Formula</sub>	ρ <sub>h</sub>	φ8mm	φ3/8"	φ12mm
Horiz.	0.0025	0.0025	20.0	28.4	45.2
Malla	ρ <sub>Formula</sub>	ρ <sub>v</sub>	φ8mm	φ3/8"	φ12mm
Vertic.	0.0025	0.0025	20.0	28.4	45.2

Simple	3/8"@.25
--------	----------

Simple	3/8"@.25
--------	----------

**TRAMO Y-Y**

t	0.12 m
Lm	6.12 m
h	19.36 m
Ac	7344 cm <sup>2</sup>
(h/Lm)	3.2
α	0.53
Vu	42.0 ton
φMn	210.0 ton.m
Mn	300.0 ton
Mu	166.0 ton.m
Mn/Mu	1.81
Mn/Mu	1.81

ltura para usar Mn/M	
ltura - Ele. Conf. Bord	
Mu/4Vu	0.5 m
lw	6.1 m

No Usar  
Usar

Puc	177 ton
PuT	-

φVnMAX	244.2 ton
φVs	65.5 ton
φVn	113.5 ton
D/C	0.67
Nro. De Mallas	1

> Vua ok!

> Vua ok!

φVc	47.9 ton
φVc/2	24.0 ton
Vua	75.9 ton

< φVnmax ok!

Malla	ρ <sub>Formula</sub>	ρ <sub>h</sub>	φ8mm	φ3/8"	φ1/2"
Horiz.	0.0025	0.0025	16.7	23.7	43.0
Malla	ρ <sub>Formula</sub>	ρ <sub>v</sub>	φ8mm	φ3/8"	φ1/2"
Vertic.	0.0025	0.0025	16.7	23.7	43.0

Simple	3/8"@.225
--------	-----------

Simple	3/8"@.225
--------	-----------

DISEÑO POR CORTE CONCRETO LIGERO

Si  $h/Lm < 2$  La cuantía vertical sera por lo menos igual a la horizontal NTE. E.060 (11.10.5)

$\rho_h = 0.0025 \rightarrow \rho_v = 0.0025$  (21.9.5.3)

$\rho_h = 0.0020 \rightarrow \rho_v = 0.0015$

En la mitad superior del edificio se podra usar como factor de amplificac ACI 318.05 (21.7.6.2)

maximo para corte ( $V_{ua} = \phi V_u$ ) el valor de 1.5 (21.7.6.4)

Si  $P_u < (0.1)(f'_c)(Ag) \rightarrow$  La placa o columna se disenara como una viga. (21.7.4.1)

V2MAX	32 ton	V3MAX	21 ton
-------	--------	-------	--------

**TRAMO X-X**

t	0.10 m
Lm	4.14 m
hm	19.36 m
Ac	4140 cm <sup>2</sup>
(h/Lm)	4.7
$\alpha$	0.53
Vu	21.0 ton
$\phi M_n$	500 ton.m
Mn	714.3 ton
Mu	425 ton.m
Mn/Mu	1.68
Mn/Mu	1.68

ltura para usar Mn/M	
ltura - Ele. Conf. Bord	
Mu/4Vu	3.0 m
lw	4.1 m

No Usar  
Usar

Pu <sub>C</sub>	141 ton
Pu <sub>T</sub>	-

$\phi V_n$ MAX	137.7 ton	> V <sub>ua</sub> ok!
$\phi V_s$	36.9 ton	
$\phi V_n$	64.0 ton	> V <sub>ua</sub> ok!
D/C	0.55	
Nro. De Mallas	1	

$\phi V_c$	27.0 ton
$\phi V_c/2$	13.5 ton
V <sub>ua</sub>	35.3 ton

<  $\phi V_{nmax}$  ok!

Malla	$\rho_{Formula}$	$\rho_h$	$\phi 8mm$	$\phi 3/8"$	$\phi 12mm$
Horiz.	0.0025	0.0025	20.0	28.4	45.2
Malla	$\rho_{Formula}$	$\rho_v$	$\phi 8mm$	$\phi 3/8"$	$\phi 12mm$
Vertic.	0.0025	0.0025	20.0	28.4	45.2

Simple	3/8"@.25
--------	----------

Simple	3/8"@.25
--------	----------

**TRAMO Y-Y**

t	0.12 m
Lm	6.12 m
h	19.36 m
Ac	7344 cm <sup>2</sup>
(h/Lm)	3.2
$\alpha$	0.53
Vu	32.0 ton
$\phi M_n$	200.0 ton.m
Mn	285.7 ton
Mu	131.0 ton.m
Mn/Mu	2.18
Mn/Mu	2.18

ltura para usar Mn/M	
ltura - Ele. Conf. Bord	
Mu/4Vu	0.5 m
lw	6.1 m

No Usar  
Usar

Pu <sub>C</sub>	141 ton
Pu <sub>T</sub>	-

$\phi V_n$ MAX	244.2 ton	> V <sub>ua</sub> ok!
$\phi V_s$	65.5 ton	
$\phi V_n$	113.5 ton	> V <sub>ua</sub> ok!
D/C	0.61	
Nro. De Mallas	1	

$\phi V_c$	47.9 ton
$\phi V_c/2$	24.0 ton
V <sub>ua</sub>	69.8 ton

<  $\phi V_{nmax}$  ok!

Malla	$\rho_{Formula}$	$\rho_h$	$\phi 8mm$	$\phi 3/8"$	$\phi 1/2"$
Horiz.	0.0025	0.0025	16.7	23.7	43.0
Malla	$\rho_{Formula}$	$\rho_v$	$\phi 8mm$	$\phi 3/8"$	$\phi 1/2"$
Vertic.	0.0025	0.0025	16.7	23.7	43.0

Simple	3/8"@.225
--------	-----------

Simple	3/8"@.225
--------	-----------

Se puede apreciar en estos dos análisis que no afecta mucho la reducción de las fuerzas cortantes en el concreto ligero, ya que existen cuantías mínimas que se deben cumplir según la normativa peruana E.060.

Por último, en el diseño por flexión, se verificará hasta cuanto se podría reducir el

acero por la reducción de cargas solicitantes. Por ello, en las líneas siguientes se van a mostrar las cargas de gravedad y sísmicas para cada caso y luego, la formación del diagrama de interacción.

COMBINACIONES DE CARGA

**CONCRETO ESTÁNDAR**

**FUERZAS SISMICA Y DE GRAVEDAD - ETABS**

$0.9CM \pm CS(x,y)$

$1.25(CM+CV) \pm CS(x,y)$

$1.4CM + 1.7CV$

Story	Pier	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
Story1	P1	Dead	Bottom	-99.9	0.0	0.2	0.3	-2.2	4.0
Story1	P1	Live	Bottom	-20.1	0.0	0.1	0.1	-1.1	1.6
Story1	P1	RX	Bottom	97.2	8.8	26.5	15.2	169.9	96.1
Story1	P1	RY	Bottom	2.9	41.4	2.7	23.4	10.0	548.2
Story1	P1	Dead	Top	-92.5	0.0	0.2	0.3	-2.7	4.0
Story1	P1	Live	Top	-20.1	0.0	0.1	0.1	-1.4	1.5
Story1	P1	RX	Top	97.2	8.8	26.5	15.2	108.6	75.0
Story1	P1	RY	Top	2.9	41.4	2.7	23.4	13.8	450.2

**COMBINACIONES - BOTTOM**

		BOTTOM	P	V2	V3	M2	M3
CM	DEAD	-100	0.0	0.2	-2.2	4.0	
CV	LIVE	-20	0.0	0.1	-1.1	1.6	
RSISXX	R.SISXX	10	8.8	26.5	169.9	96	
RSISYY	R.SISYY	0	41.4	2.7	10.0	548	

COMBOS	ETABS	P	V2	V3	M2	M3
0.9CM+SISXX	MSX MAX	-80	9	27	168	100
0.9CM-SISXX	MSX MIN	-100	-9	-26	-172	-93
0.9CM+SISYY	MSY MAX	-90	41	3	8	552
0.9CM-SISYY	MSY MIN	-90	-41	-3	-12	-545
1.25(CM+CV)+SISXX	MVSX MAX	-140	9	27	166	103
1.25(CM+CV)-SISXX	MVSX MIN	-160	-9	-26	-174	-89
1.25(CM+CV)+SISYY	MVSY MAX	-150	41	3	6	555
1.25(CM+CV)-SISYY	MVSY MIN	-150	-41	-2	-14	-541
1.4CM+1.7CV	MV	-174	0	1	-5	8

**COMBINACIONES - TOP**

		TOP	P	V2	V3	M2	M3
CM	DEAD	-100	0	0	-3	4	
CV	LIVE	-20	0	0	-1	1	
RSISXX	R.SISXX	10	9	27	109	75	
RSISYY	R.SISYY	0	41	3	14	450	

COMBOS	ETABS	P	V2	V3	M2	M3
0.9CM+SISXX	MSX MAX	-80	9	27	106	79
0.9CM-SISXX	MSX MIN	-100	-9	-26	-111	-71
0.9CM+SISYY	MSY MAX	-90	41	3	11	454
0.9CM-SISYY	MSY MIN	-90	-41	-3	-16	-447
1.25(CM+CV)+SISXX	MVSX MAX	-140	9	27	103	82
1.25(CM+CV)-SISXX	MVSX MIN	-160	-9	-26	-114	-68
1.25(CM+CV)+SISYY	MVSY MAX	-150	41	3	9	457
1.25(CM+CV)-SISYY	MVSY MIN	-150	-41	-2	-19	-443
1.4CM+1.7CV	MV	-174	0	1	-6	8

COMBINACIONES DE CARGA

0.9CM ± CS(x,y)

CONCRETO LIGERO

1.25(CM+CV) ± CS(x,y)

FUERZAS SISMICA Y DE GRAVEDAD - ETABS

1.4CM + 1.7CV

Story	Pier	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
Story1	P1	Dead	Bottom	-76.3	0.0	0.2	0.2	-1.7	3.1
Story1	P1	Live	Bottom	-20.1	0.0	0.1	0.1	-1.1	1.6
Story1	P1	RX	Bottom	76.0	6.9	20.7	11.9	132.7	75.2
Story1	P1	RY	Bottom	2.3	32.4	2.1	18.3	7.9	428.2
Story1	P1	Dead	Top	-70.7	0.0	0.2	0.2	-2.1	3.1
Story1	P1	Live	Top	-20.1	0.0	0.1	0.1	-1.4	1.5
Story1	P1	RX	Top	76.0	6.9	20.7	11.9	84.9	58.6
Story1	P1	RY	Top	2.3	32.4	2.1	18.3	10.8	351.7

COMBINACIONES - BOTTOM

	BOTTOM	P	V2	V3	M2	M3
CM	DEAD	-76	0.0	0.2	-1.7	3.1
CV	LIVE	-20	0.0	0.1	-1.1	1.6
RSISXX	R.SISXX	8	6.9	20.7	132.7	75
RSISYY	R.SISYY	0	32.4	2.1	7.9	428

COMBOS	ETABS	P	V2	V3	M2	M3
0.9CM+SISXX	MSX MAX	-61	7	21	131	78
0.9CM-SISXX	MSX MIN	-76	-7	-21	-134	-72
0.9CM+SISYY	MSY MAX	-68	32	2	6	431
0.9CM-SISYY	MSY MIN	-69	-32	-2	-9	-425
1.25(CM+CV)+SISXX	MVSX MAJ	-113	7	21	129	81
1.25(CM+CV)-SISXX	MVSX MIN	-128	-7	-20	-136	-69
1.25(CM+CV)+SISYY	MVSY MAJ	-120	32	3	4	434
1.25(CM+CV)-SISYY	MVSY MIN	-121	-32	-2	-11	-422
1.4CM+1.7CV	MV	-141	0	0	-4	7

COMBINACIONES - TOP

	TOP	P	V2	V3	M2	M3
CM	DEAD	-76	0	0	-2	3
CV	LIVE	-20	0	0	-1	1
RSISXX	R.SISXX	8	7	21	85	59
RSISYY	R.SISYY	0	32	2	11	352

COMBOS	ETABS	P	V2	V3	M2	M3
0.9CM+SISXX	MSX MAX	-61	7	21	83	61
0.9CM-SISXX	MSX MIN	-76	-7	-21	-87	-56
0.9CM+SISYY	MSY MAX	-68	32	2	9	355
0.9CM-SISYY	MSY MIN	-69	-32	-2	-13	-349
1.25(CM+CV)+SISXX	MVSX MAJ	-113	7	21	80	64
1.25(CM+CV)-SISXX	MVSX MIN	-128	-7	-20	-89	-53
1.25(CM+CV)+SISYY	MVSY MAJ	-120	32	3	6	357
1.25(CM+CV)-SISYY	MVSY MIN	-121	-32	-2	-15	-346
1.4CM+1.7CV	MV	-141	0	0	-5	7

Se presenta en la Fig. 6.20 un refuerzo tentativo para el muro seleccionado, se ha planteado extremos con acero de 1/2" pulgada de diámetro y en la pequeña sección de 15 centímetros de espesor dos núcleos confinados de 8 aceros de 1/2" con estribos de 3/8". La malla doble y la malla simple se ha manejado un mismo diámetro de 3/8" y espaciamiento de 22.5 centímetros.

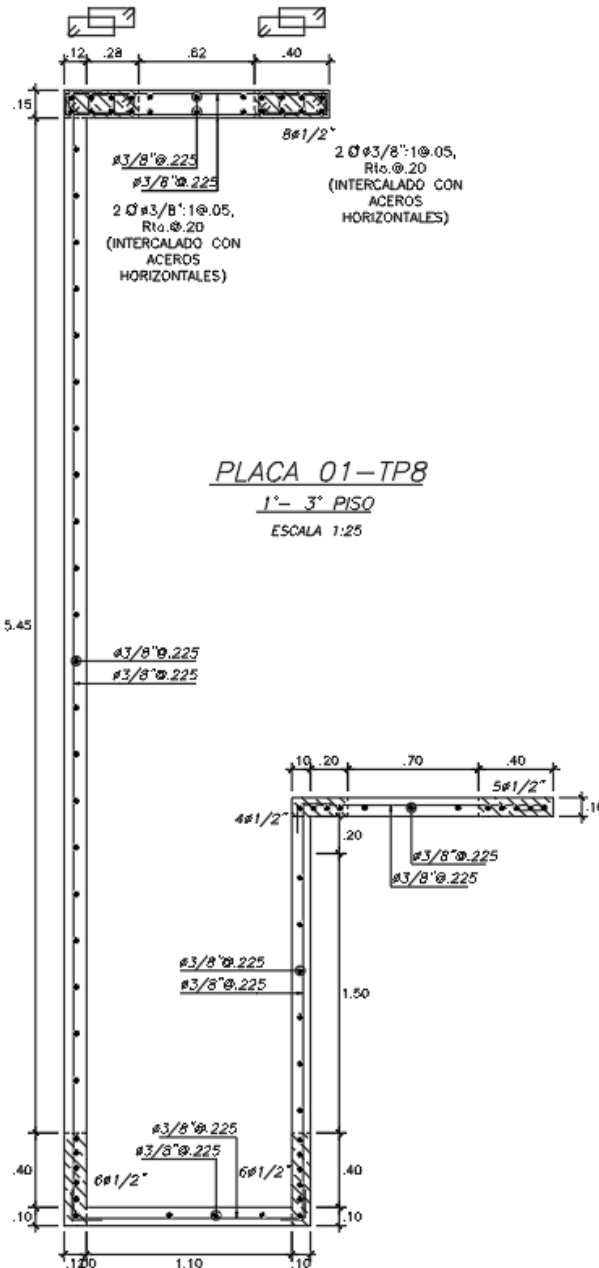


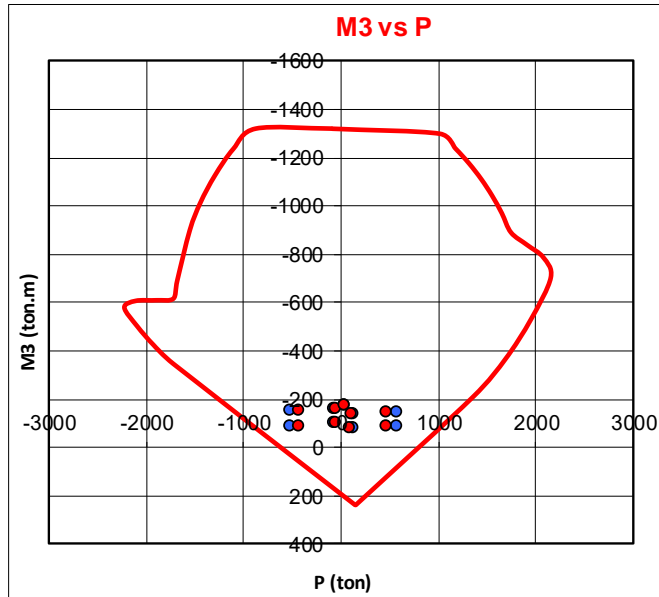
Figura 6.20. Refuerzo tentativo para placa de concreto estándar.

El diagrama de interacción para el armado descrito líneas arriba se presenta en la siguiente figura, con las combinaciones de carga superpuestas.

DIAGRAMAS DE INTERACCION

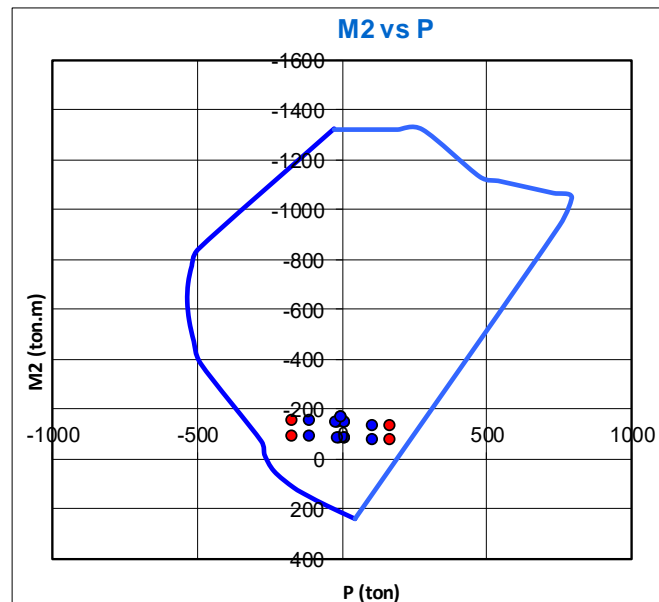
**ANALISIS POR FLEJO-COMPRESION (M3 - P)**

Nro. de Puntos	M3 vs P			
	(IZQUIERDA)		(DERECHA)	
	Curve 13	180°	Curve 1	0°
	$\phi P_n$	$\phi M_n$	$\phi P_n$	$\phi M_n$
1	-1322	-99	-1322	-99
2	-1322	-880	-1302	1008
3	-1238	-1111	-1241	1167
4	-1128	-1301	-1178	1308
5	-1015	-1450	-1113	1433
6	-900	-1559	-1045	1545
7	-691	-1689	-971	1645
8	-617	-1727	-892	1739
9	-610	-1903	-840	1906
10	-608	-2116	-788	2072
11	-580	-2233	-704	2149
12	-502	-2100	-533	1947
13	-424	-1932	-364	1678
14	-346	-1728	-207	1344
15	239	143	239	143



**ANALISIS POR FLEJO-COMPRESION (M2 - P)**

Nro. de Puntos	M2 vs P			
	(IZQUIERDA)		(DERECHA)	
	Curve 15	270°	Curve 7	90°
	$\phi P_n$	$\phi M_n$	$\phi P_n$	$\phi M_n$
1	-1322	-30	-1322	-30
2	-840	-498	-1322	42
3	-773	-520	-1322	83
4	-704	-533	-1322	122
5	-631	-536	-1322	157
6	-554	-529	-1322	191
7	-471	-513	-1322	276
8	-381	-488	-1133	474
9	-72	-281	-1117	538
10	-19	-270	-1100	602
11	49	-237	-1084	665
12	113	-170	-1068	729
13	148	-119	-1051	792
14	186	-55	-937	749
15	239	43	239	43



Por otro lado, se tiene el armado para el muro de concreto ligero, el cual respeta el mismo acero para las mallas dobles y simples al igual que los núcleos confinados en las secciones de 15 centímetros de espesor. Sin embargo, se ha podido reducir en algunos extremos, por ejemplo, con el concreto estándar se tenía 5 aceros de 1/2" pulgadas en algunos extremos, y en el concreto ligero solo se han propuestos 2 aceros del mismo diámetro, en la figura 6.21 se puede observar estas diferencias.

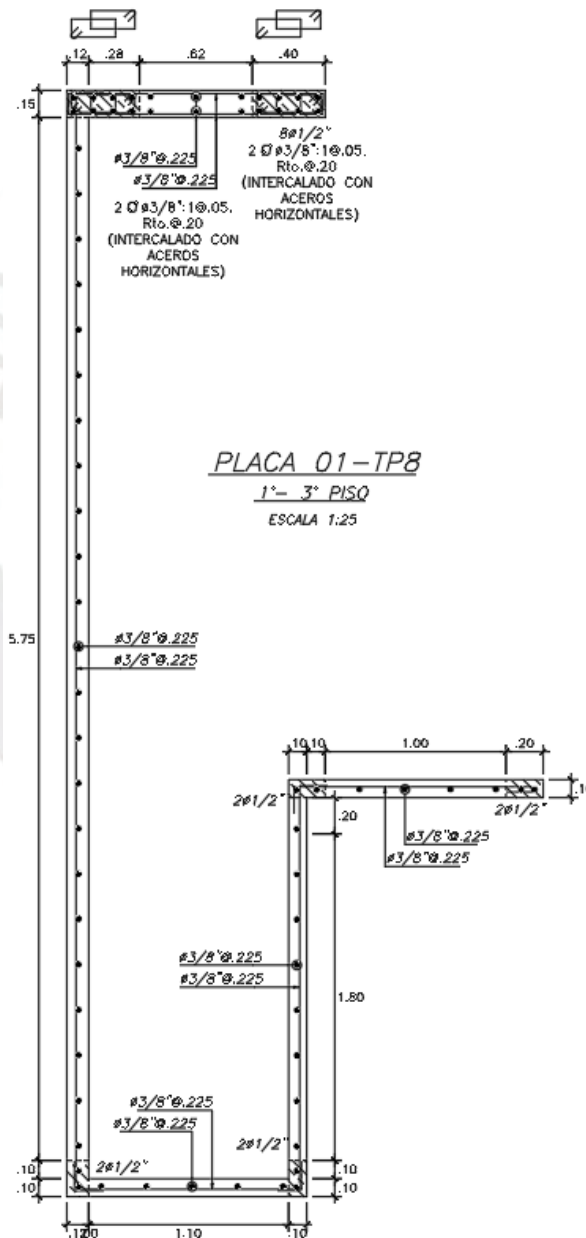


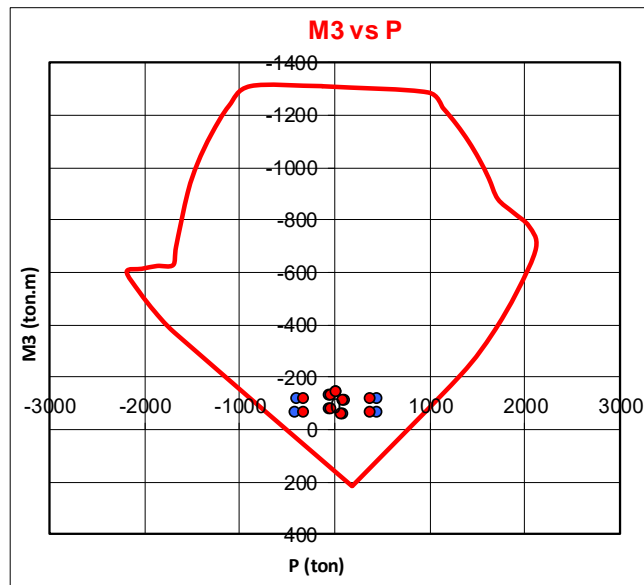
Figura 6.21. Refuerzo tentativo para placa de concreto ligero.

El diagrama de interacción, para este caso, se presenta en las siguientes líneas con las combinaciones de carga reducidas por el cambio de peso específico en el concreto.

*DIAGRAMAS DE INTERACCION*

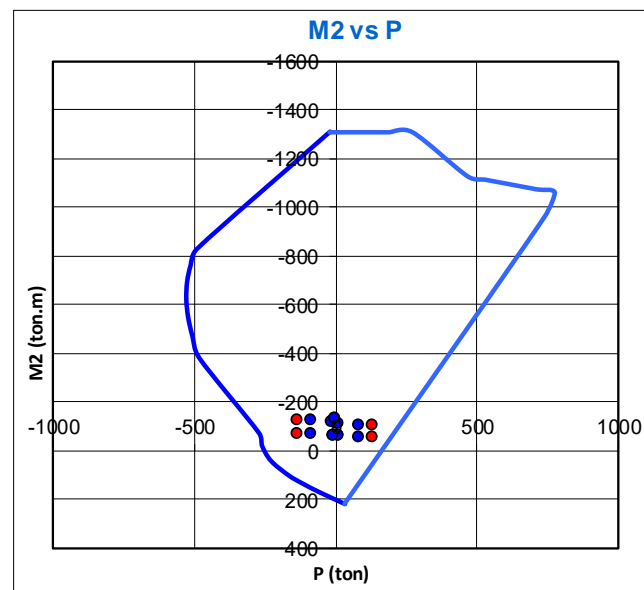
**ANALISIS POR FLEXO-COMPRESION (M3 - P)**

		M3 vs P			
		(IZQUIERDA)		(DERECHA)	
Nro. de	Curve 13	180°	Curve 1	0°	
Puntos	$\phi P_n$	$\phi M_n$	$\phi P_n$	$\phi M_n$	
1	-1310	-127	-1310	-127	
2	-1310	-885	-1286	979	
3	-1234	-1113	-1226	1138	
4	-1126	-1299	-1164	1280	
5	-1015	-1444	-1099	1405	
6	-903	-1548	-1031	1517	
7	-697	-1671	-958	1617	
8	-627	-1700	-879	1712	
9	-623	-1872	-827	1876	
10	-612	-2031	-775	2039	
11	-602	-2191	-693	2114	
12	-524	-2058	-526	1915	
13	-446	-1890	-361	1649	
14	-369	-1687	-206	1318	
15	217	184	217	184	



**ANALISIS POR FLEXO-COMPRESION (M2 - P)**

		M2 vs P			
		(IZQUIERDA)		(DERECHA)	
Nro. de	Curve 19	270°	Curve 7	90°	
Puntos	$\phi P_n$	$\phi M_n$	$\phi P_n$	$\phi M_n$	
1	-1310	-21	-1310	-21	
2	-830	-489	-1310	44	
3	-764	-511	-1310	85	
4	-695	-524	-1310	123	
5	-624	-527	-1310	157	
6	-549	-521	-1310	189	
7	-468	-505	-1310	273	
8	-380	-480	-1129	468	
9	-75	-272	-1115	530	
10	-24	-262	-1102	592	
11	39	-230	-1088	654	
12	99	-167	-1075	716	
13	132	-119	-1062	778	
14	167	-61	-958	738	
15	217	31	217	31	



Se ha tratado de mantener la misma diferencia entre solicitudes de cargas y diagramas de interacción, con la intención de que el factor de amplificación por corte sea casi el mismo para los 2 casos y no altere la malla inicial propuesta.

Por último, se muestra la tabla 6.5 como resumen entre los dos diseños.

**Tabla 6.5. Cuadro comparativo de cargas en placa P01.**

	FUERZAS CORTANTES (Ton)		Momentos Flectores Máximos (ton.m)		Cargas Axiales (Ton)	
	V2	V3	M2	M3	MUERTA	VIVA
CONCRETO CONVENCIONAL	41.00	27.00	169.90	548.00	102.00	20.20
CONCRETO LIGERO	32.00	21.00	132.70	428.00	80.60	20.20



## CAPITULO VII

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1. En el ámbito de los diseños de mezclas, se realizaron 2 tipos, una de 17.5 MPa y otra de 21 MPa de resistencia de diseño. Los ensayos a la compresión de las probetas a 7, 14, 21 y 28 días han determinado que se pueden llegar a las resistencias de diseño para que puedan comportarse como elementos estructurales ya sea en edificaciones de muros de ductilidad limitada como en otras.
2. Con respecto al módulo de elasticidad, se realizaron las pruebas en el laboratorio, siguiendo la normativa ASTM C469. Se ejecutaron 3 ensayos para cada resistencia (17.5 MPa y 21 MPa). Con respecto al valor promedio de la resistencia de 17.5 MPa, se ha obtenido un valor menor en 14.44 % a lo establecido en la normativa peruana E.060. Por otro lado, para el caso de 21 MPa, se han asemejado bastante a lo normativo, con un porcentaje de variación menor al 1 %.
3. En los ensayos del módulo de rotura, se obtuvieron resultados superiores a lo estipulado en la norma E.060. Para las vigas de 17.5 MPa, se obtuvo un valor mínimo de 2.59 MPa y un valor máximo de 2.96 MPa, con una variación normativa entre el rango de 18 a 35 por ciento. Para las vigas de 21 MPa, se obtuvo un valor mínimo de 3.07 MPa y máximo de 3.28 MPa, con una variación normativa entre 28 y 37 por ciento. En ambos casos, los valores hallados en el laboratorio fueron mayores.
4. En el ensayo del muro ante carga lateral, las fisuras fueron analizadas y medidas para cada fase, se ha podido concluir que a partir de la fase 08 hacia delante, ya superarían el ancho máximo permisible dado por la normativa ACI 224R-01 (0.41 mm) y se necesitaría reparación de manera inmediata.
5. Con respecto a la resistencia lateral, se observó un comportamiento idóneo para el muro de concreto ligero. Sin embargo, esta resistencia se ve reducida aproximadamente en un 25 por ciento con respecto a un muro de concreto

estándar. Así mismo, se puede observar en el diagrama de lazo histerético que la energía que podría disipar durante un sismo, para un muro de concreto ligero a base de esferas de poliestireno, podría tener un 75 % de disipación con respecto al concreto convencional.

6. Se realizó la comparación analítica entre dos edificaciones hechas de muros delgados (MDL), de iguales características y se obtuvieron las siguientes conclusiones:

6.1. Con respecto a los periodos de vibración, la estructura se flexibiliza en un pequeño porcentaje, esto debido a la reducción de módulo de elasticidad que se tiene. Por lo tanto, esto indica que los desplazamientos y derivas sufran un aumento que, generalmente para este tipo de estructuras, no superan el límite establecido por la normativa peruana E.030 ( $5 \times 10^{-3}$ ).

6.2. Así mismo, la reducción de la carga muerta total, sí es un efecto directo de la reducción del peso total de la estructura. Con respecto a las fuerzas cortantes basales por sismo, se ha obtenido una reducción de aproximadamente 22%.

6.3. Para el análisis de las losas macizas, los momentos se reducen ligeramente, sin embargo, la normativa E.060 exige una cuantía mínima para las losas macizas, así que no se aprecia una reducción de acero. Las deflexiones sufren un aumento leve, ya que es un efecto de la reducción del módulo de elasticidad, pero aún siguen dentro del límite establecido en la normativa E.060. Esto se debe a que en este tipo de proyectos (MDL) las luces que se manejan en las losas no son grandes.

6.4. En el análisis de una de las placas más solicitadas, se obtuvieron reducciones de cargas considerables con la reducción de peso. El acero en las mallas, como en las losas, no pueden tener menos al mínimo normativo. Sin embargo, la reducción se da en los extremos aprovechando la reducción de los momentos flectores. La reducción en el acero de esos extremos bordea el 50% de lo que se tendría usando un concreto estándar.

7. Así mismo, se recomienda efectuar más pruebas de cargas cíclicas para este tipo de muros ligeros, incluso considerando cargas axiales. De esta manera se podrá tener más información, con la intención de utilizarlos en proyectos reales de edificaciones, con gran posibilidad de usarlos con ventaja en los edificios de muros delgados.



## REFERENCIAS

1. Barriga, P. (2007). Tecnología del concreto de alto desempeño. Paris: Imprimerie Lafayette.
2. Cordero, Á. F. N., Abrio, M. T. R., & Maqueda, M. J. R. (2012). El hormigón: Historia, antecedentes en obras y factores identificativos de su resistencia. *Tecnología y desarrollo*, 10(13).
3. Cuevas Callo, H. A., & Champi Ccorimanya, W. T. (2020). Determinación de las propiedades físico mecánicas de unidades de albañilería, fabricados a base de concreto liviano con adición de perlas de poliestireno expandido, en porcentajes de 10%, 15% y 20% en función al volumen del agregado fino. [Tesis de ingeniería, Universidad Andina del Cusco]. Repositorio institucional de la Universidad Andina del Cusco. <https://hdl.handle.net/20.500.12557/3606>
4. Floriano Verde, Alfredo. (2023). Propuesta de reparación y reforzamiento de muros de 100 mm de espesor con ferrocemento ante carga lateral cíclica. Repositorio PUCP.
5. Guardo Marrugo, Matthews; Clemente Joselis; Cova, Julio; Miranda Palencia, Jorge; Torres Montes, Javier Adrián De Jesús. (2018). Universidad Tecnológica de Bolívar, Colombia, Módulo de elasticidad. Resistencia a la compresión del concreto.
6. Guerrero, K. L. H., Villalobo, M. A., Cienfuegos, W. Á., Gómez, A., Muentes, J. L., Buevas, V. D., & Salinas, S. V. Elasticity Module Resistance to Concrete Compression Módulo de Elasticidad Resistencia a la Compresión del concreto. Universidad Tecnológica de Piura.
7. Loa, G., & Tarque N., & Condori, C. (2022). Experimental and numerical modelling studies of slender reinforced concrete walls single-layer reinforcement in Peru. Vol. 273. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.115029>

8. López, E. R. (1992). Diseño de mezclas. Editorial Hozlo SCRL.
9. MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO. “Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente. SENCICO. Lima, 2018.
10. MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO. “Norma Técnica E.020 Cargas. SENCICO. Lima, 2004.
11. MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO. Resolución Ministerial N° 010-2009-VIVIENDA. “E.060 Concreto Armado”. Lima, 2009.
12. Moreno Diaz, E. V. (2013). Influencia de la inversión pública en infraestructura sobre el crecimiento de la economía peruana, periodo 1980- 2011. [Tesis de ingeniería, Universidad Nacional de Trujillo]. Repositorio de ALICIA-CONCYTEC. <http://dspace.unitru.edu.pe/handle/UNITRU/2494>
13. Ninaquispe Manchego, Y. N. (2007). Uso del concreto celular en unidades de albañilería no estructural. [Tesis de ingeniería, Universidad Nacional de Ingeniería]. Repositorio de la Universidad Nacional de Ingeniería. Repositorio de la Universidad Nacional de Ingeniería. <http://hdl.handle.net/20.500.14076/16290>
14. Quezada Quezada, P. E., & Calderón Tezanos Pinto, R. (2010). Estudio técnico económico para la elaboración de bloques de hormigón liviano en base a poliestireno expandido [Doctoral dissertation, Universidad de Talca, Chile. Escuela de Ingenieria en Construccion].
15. Rodríguez Chico, H. E. (2017). Concreto liviano a base de poliestireno expandido para la prefabricación de unidades de albañilería no estructural-Cajamarca. [Tesis de Ingeniería, Universidad Nacional de Cajamarca]. Repositorio de la Universidad Nacional de Cajamarca. <http://hdl.handle.net/20.500.14074/999>
16. Ruiz Barahona, R. C. (2020). Reducción del peso de un edificio multifamiliar de 12 pisos y 2 sótanos, utilizando concreto  $f'c= 280\text{kg/cm}^2$ , convencional, con aditivo Sika Lightcrete Pe y reemplazando la losa convencional por la Losa Vigacero, Trujillo–2020. [Tesis de Ingeniería, Universidad Privada del Norte]. Repositorio de la Universidad Privada del Norte. <https://hdl.handle.net/11537/26470>

17. Valdez Guzmán, L., & Suarez, G. (2010). Hormigones livianos. [Tesis de Ingeniería, Escuela Superior Politécnica del Litoral]. Repositorio de DSpace. <http://www.dspace.espol.edu.ec/handle/123456789/10620>
18. Veliz Barreto, A. M., & Vásquez Llerena, J. L. (2018). Obtención de concreto ligero estructural mediante el uso de Aditivos. [Tesis de Ingeniería, Universidad Nacional de San Agustín]. Repositorio de ALICIA-CONCYTEC. <http://repositorio.unsa.edu.pe/handle/UNSA/5719>

