

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL BLOQUE “B1” DE  
LA I.E. JAÉN DE BRACAMOROS, DE LA CIUDAD DE  
JAÉN, 2019**

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

**PRESENTADA POR:  
BACH. NEYSER ANYELO GUERRERO ZAVALETA**

**ASESOR:  
ING. MARCOS MENDOZA LINARES**

**CAJAMARCA – PERÚ**

**2021**

## **AGRADECIMIENTO**

A mi madre, por todo el amor, sacrificio y esfuerzo puesto en sus hijos. Mi mayor motivo, mi más grande ejemplo. No me alcanzará la vida para retribuir todo lo que nos has dado.

A mi asesor el Ing. Marcos Mendoza Linares, por su apoyo y contribución al desarrollo de la presente tesis.

Al Dr. Ing. Arnold Mendo Rodríguez, por sus consejos, amistad, calidad humana y profesional.

Al Dr. Ing. Miguel Mosqueira Moreno, por su profesionalismo, recomendaciones y orientación brindada.

A las autoridades de la I.E. Jaén de Bracamoros por facilitarme el ingreso a sus instalaciones.

## **DEDICATORIA**

A mi madre Celinda Zavaleta Coronel por su inmenso amor hacia sus hijos, por ser mi mayor fortaleza y apoyo incondicional en cada etapa de mi vida.

A la memoria de mi hermano Marlon Junior Guerrero Zavaleta, que desde el cielo guía mi camino. Te extrañamos mucho.

A mi familia, en especial a mis tíos Carlos, Elmer, Marino, Gladys y Empera, por su apoyo y soporte moral en tiempos difíciles. A mi hermana Carito, por su cariño y aprecio.

A mis compañeros y amigos de clases, promoción 2018-UNC-FJ, por ser un apoyo moral y motivacional.

## ÍNDICE DE CONTENIDO

<b>AGRADECIMIENTO</b> .....	ii
<b>DEDICATORIA</b> .....	iii
<b>ÍNDICE DE CONTENIDO</b> .....	iv
<b>ÍNDICE DE TABLAS</b> .....	vii
<b>ÍNDICE DE FIGURAS</b> .....	ix
<b>RESUMEN</b> .....	xii
<b>ABSTRACT</b> .....	xiii
<b>CAPITULO I: INTRODUCCIÓN</b> .....	1
1.1 Contexto del problema .....	1
1.2 Planteamiento del problema .....	1
1.3 Formulación del problema.....	2
1.4 Hipótesis.....	2
1.5 Justificación de la investigación.....	2
1.6 Alcances o delimitaciones de la investigación .....	3
1.7 Limitaciones .....	3
1.8 Objetivos.....	3
<b>CAPITULO II: MARCO TEÓRICO</b> .....	5
2.1 Antecedentes teóricos.....	5
2.1.1 Antecedentes internacionales .....	5
2.1.2 Antecedentes nacionales.....	5
2.1.3 Antecedentes locales.....	5
2.2 Bases teóricas .....	7
2.2.1 Causas de los Sismos .....	7
2.2.2 Efecto de los sismos en las edificaciones.....	8
2.2.3 Patología de la edificación .....	9
A. Lesión.....	9
B. Causa.....	14
2.2.4 Lesiones en los elementos de concreto armado .....	20
A. Lesiones físicas .....	20
B. Lesiones mecánicas.....	21
C. Lesiones químicas.....	27
2.2.5 Lesiones en muros de albañilería y revestimientos.....	28
A. Lesiones en muros de albañilería.....	28
B. Lesiones en revestimientos .....	29
2.2.6 Análisis estructural de la edificación .....	30

2.2.7 Normativa de Diseño Sismorresistente.....	31
2.2.8 Filosofía del Diseño Sismorresistente .....	31
2.2.9 Principios del Diseño Sismorresistente .....	31
2.2.10 Diseño de elementos de concreto armado .....	33
A. Diseño de Losas aligeradas en una dirección .....	33
B. Diseño de escaleras.....	35
C. Diseño de Vigas .....	38
D. Diseño de Columnas .....	42
E. Diseños de muros estructurales.....	44
F. Diseño de cimentaciones .....	46
2.3 Definición de términos básicos .....	47
<b>CAPITULO III: MATERIALES Y MÉTODOS.....</b>	<b>48</b>
3.1 Ubicación Geográfica.....	48
3.2 Tiempo o época de investigación. ....	51
3.3 Procedimiento.....	51
3.3.1 Recopilación y análisis de la información .....	52
3.3.2 Reconocimiento e inspección visual de la edificación.....	55
3.3.3 Calidad del concreto usado .....	60
3.3.4 Estudio Patológico .....	61
3.3.5 Modelamiento estructural de la edificación .....	62
A. Consideraciones para el modelamiento estructural: .....	64
B. Cargas a ingresar en el modelamiento estructural: .....	67
C. Parámetros sísmicos de la norma E.030-2018 para el análisis estático y dinámico: .	73
D. Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes .....	75
E. Análisis dinámico modal espectral .....	77
3.4 Tratamiento, análisis y presentación de resultados .....	80
3.4.1 Tipo, nivel, diseño y método de investigación. ....	80
3.4.2 Población .....	80
3.4.3 Muestra .....	80
3.4.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos .....	80
3.4.5 Presentación de resultados.....	81
A. Resultados del estudio Patológico .....	81
B. Resultados del modelamiento estructural .....	84
C. Verificación del diseño de elementos de concreto armado.....	91
D. Reforzamiento de muro de concreto armado.....	115
<b>CAPITULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....</b>	<b>121</b>
4.1 Estudio Patológico.....	121

4.2 Modelamiento estructural .....	121
4.2.1 Sistema estructural.....	121
4.2.2 Distorsión de entrepiso .....	122
4.2.3 Cortante basal .....	122
4.2.3 Verificación del diseño de elementos de concreto armado .....	122
4.3 Elección del reforzamiento .....	123
<b>CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>124</b>
<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>126</b>

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Lesiones físicas.....	10
Tabla 2: Lesiones mecánicas.....	11
Tabla 3: Lesiones químicas.....	13
Tabla 4: Causas directas.....	14
Tabla 5: Causas indirectas.....	15
Tabla 6: Causas de proyecto y ejecución.....	16
Tabla 7: Lesiones en muros de albañilería.....	28
Tabla 8: Tipos de lesiones y causas en la pintura.....	30
Tabla 9: Categoría de las edificaciones y factor “U”.....	32
Tabla 10: Lesiones registradas en el bloque “B1”.....	56
Tabla 11: Libreta de campo para ensayo no destructivo - Esclerometría.....	61
Tabla 12: Diagnóstico de lesiones.....	62
Tabla 13: Resumen de cargas vivas.....	68
Tabla 14: Carga muerta en losa aligerada y maciza.....	70
Tabla 15: Carga muerta distribuida por tabiquería.....	71
Tabla 16: Parámetros Sísmicos – Norma E.030 – 2018 y 2003.....	74
Tabla 17: Datos del espectro en las direcciones X, Y y Z.....	77
Tabla 18: Cortante en muro de concreto armado – Dirección X.....	85
Tabla 19: Cortante en columnas – Dirección X.....	85
Tabla 20: Cortante en muros de concreto armado – Dirección Y.....	86
Tabla 21: Cortante en columnas – Dirección Y.....	86
Tabla 22: Distorsiones de entrepiso – Dirección X.....	87
Tabla 23: Distorsiones de entrepiso – Dirección Y.....	87
Tabla 24: Modos de vibración del bloque “B1”.....	88
Tabla 25: Periodos fundamentales de vibración del bloque “B1”.....	89
Tabla 26: Cortante estático en la dirección X y Y.....	90
Tabla 27: Cortante dinámico en la dirección X y Y.....	90
Tabla 28: Verificación de cortante dinámica mínima.....	90
Tabla 29: Acero de refuerzo calculado para momento positivo.....	93
Tabla 30: Acero de refuerzo calculado para momento negativo.....	93
Tabla 31: Acero calculado a colocar y acero de Exp. Técnico en Aligerados - Aulas 1er y 2do piso.....	94
Tabla 32: Resultados del cálculo y comparación de acero en losas aligeradas.....	96
Tabla 33: Acero de refuerzo calculado para momento positivo en escalera.....	98
Tabla 34: Acero de refuerzo calculado para momento negativo en escalera.....	98
Tabla 35: Resultados del cálculo y comparación de acero en escaleras.....	98
Tabla 36: Acero de refuerzo calculado para momento positivo.....	100
Tabla 37: Acero de refuerzo calculado para momento negativo izquierdo.....	100
Tabla 38: Acero de refuerzo calculado para momento negativo derecho.....	100
Tabla 39: Resultados del cálculo y comparación de acero en vigas principales.....	102
Tabla 40: Fuerzas internas sin mayorar en columna.....	103
Tabla 41: Fuerzas internas últimas actuantes en la columna.....	103
Tabla 42: Fuerzas internas sin mayorar en muro M-1.....	107

Tabla 43: Fuerzas internas últimas actuantes en muro M-1. ....	107
Tabla 44: Fuerzas internas últimas actuantes en muro M-2. ....	111
Tabla 45: Refuerzo para un metro de ancho - Zapata corrida. ....	114
Tabla 46: Propiedades y demandas del muro M-2. ....	118
Tabla 47: Propiedades del sistema CFRP entregadas por el fabricante. ....	118
Tabla 48: Procedimiento realizado para diseño de refuerzo por cortante de muro estructural M-2. ....	119



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Movimiento de placas y generación de sismos. Mecanismo de subducción. ...	8
Figura 2: Colapso de Edificación por Sismo. ....	8
Figura 3: Manchas por humedad. ....	11
Figura 4: Deformación de estructuras aporricadas. ....	12
Figura 5: Exceso de cotas y falta de numeración de ejes. ....	16
Figura 6: Armado sin escala. ....	17
Figura 7: Disposiciones de armaduras incorrectas y correctas en nudos de muros y losas de escalera de concreto armado. ....	17
Figura 8: Falta de longitud de desarrollo y traslape. ....	18
Figura 9: Cedimiento de un puntal. ....	18
Figura 10: Falta de puntales en encofrado. ....	19
Figura 11: Escaso recubrimiento. ....	19
Figura 12: Excesivo doblado. ....	20
Figura 13: Manchas por humedad accidental. ....	21
Figura 14: Fisuras por esfuerzos de tracción, compresión y cortantes en vigas. ....	22
Figura 15: Fisuras por flexión compuesta. ....	22
Figura 16: Fisuras por compresión simple. ....	23
Figura 17: Columna fisurada por exceso de compresión. ....	23
Figura 18: Fisuración por retracción. ....	24
Figura 19: Fallo por columna corta. ....	24
Figura 20: Fallo por piso blando. ....	25
Figura 21: Golpeteo en edificaciones. ....	25
Figura 22: Inadecuado relleno y sellado de junta sísmica. ....	26
Figura 23: Fallo en conexión viga columna. ....	26
Figura 24: Fisuras en nudos de viga-columna. ....	27
Figura 25: Fisuración en estrella. ....	27
Figura 26: Fisura en muros de albañilería por excesiva deformación de vigas. ....	29
Figura 27: Desprendimiento del acabado. ....	29
Figura 28: Descascaramiento de pintura. ....	30
Figura 29: Sección de losa aligerada en una dirección. ....	33
Figura 30: Gradadas de una escalera. ....	36
Figura 31: Espesor medio de una escalera. ....	36
Figura 32: Fuerza cortante de diseño en vigas. ....	39
Figura 33: Requerimientos de estribos en vigas. ....	41
Figura 34: Ubicación del departamento de Cajamarca en el Perú. ....	48
Figura 35: Ubicación de la provincia de Jaén en el departamento de Cajamarca. ....	49
Figura 36: Vista satelital de la I.E. Jaén de Bracamoros. ....	50
Figura 37: Ubicación del bloque “B1” en la I.E. Jaén de Bracamoros. ....	51
Figura 38: Esquema de los procedimientos realizados en la evaluación estructural. ....	52
Figura 39: Plano referencial del bloque B1. ....	54
Figura 40: Plano referencial del bloque B1 con bloques adyacentes. ....	54
Figura 41: Vista frontal del bloque “B1”. ....	55

Figura 42: Vista frontal de junta sísmica entre bloque “B1” y bloque “C”.....	57
Figura 43: Vista posterior de junta sísmica entre bloque “B1” y bloque “C”.....	57
Figura 44: Vista en planta de junta sísmica entre bloque “B1” y bloque “C”.....	58
Figura 45: Vista interior de muros aislados del eje Z’.....	59
Figura 46: Vista posterior de muros aislados sin material sellante del eje Z’.....	59
Figura 47: Sellado con material de acabado en junta sísmica.....	60
Figura 48: Procedimiento para ensayo no destructivo – Esclerometría.....	60
Figura 49: Pasos en ETABS v.16.2.1 para el modelamiento estructural.....	62
Figura 50: Vista en planta y en 3D de la configuración de ejes en el programa Etabs. .	64
Figura 51: Definición del concreto $f'c=210$ kg/cm <sup>2</sup> en Etabs.....	65
Figura 52: Definición del acero $f_y=4200$ kg/cm <sup>2</sup> en Etabs.....	66
Figura 53: Vista en 3D del bloque “B1”.....	67
Figura 54: Cargas vivas asignadas al bloque “B1”.....	68
Figura 55: 1 m <sup>2</sup> de losa aligerada en una dirección.....	69
Figura 56: Sección de tabique de albañilería con revoque de mortero de cemento.....	70
Figura 57: Cargas muertas asignadas a losas del bloque “B1”.....	72
Figura 58: Cargas muertas asignadas a vigas del bloque "B1".....	72
Figura 59: Configuración del peso sísmico en Etabs.....	75
Figura 60: Definición de carga sísmica estática en la dirección X.....	76
Figura 61: Definición de carga sísmica estática en la dirección Y.....	76
Figura 62: Espectro en la dirección X cargado en el programa Etabs.....	79
Figura 63: Procedimiento para intervenir lesiones físicas.....	81
Figura 64: Esquema de intervención para lesiones físicas.....	81
Figura 65: Área a intervenir en lesión física.....	82
Figura 66: Tratamiento de junta sísmica entre bloques.....	83
Figura 67: Modelo estructural del bloque “B1”.....	84
Figura 68: Carga muerta (tonf/m) en vigueta.....	91
Figura 69: Máximo positivo en 1er y 3er tramo.....	91
Figura 70: Máximo positivo en 2do y 4to tramo.....	92
Figura 71: Máximo negativo en 1er apoyo interior.....	92
Figura 72: Máximo negativo en 2do apoyo interior.....	92
Figura 73: Máximo negativo en 3er apoyo interior.....	92
Figura 74: Diagrama de momento flector (tonf-m) en vigueta.....	93
Figura 75: Diagrama de fuerza cortante (tonf) en vigueta.....	94
Figura 76: Fuerza cortante máxima en vigueta.....	95
Figura 77: Cargas últimas en escalera – 1er tramo.....	97
Figura 78: Diagrama de momento flector (tonf – m) Eje 19– Envolvente.....	99
Figura 79: Columna de sección 0.25 m x 1.00 m.....	102
Figura 80: Puntos (Pu, Mu) ubicados en el diagrama de interacción dirección X-X...	104
Figura 81: Puntos (Pu, Mu) ubicados en el diagrama de interacción dirección Y-Y...	104
Figura 82: Puntos (Pu, Mu) ubicados en el diagrama de interacción nominal dirección X-X.....	105
Figura 83: Muro de concreto armado M-1.....	106
Figura 84: Puntos (Pu, Mu) ubicados en el diagrama de interacción dirección X-X...	108

Figura 85: Puntos (Pu, Mu) ubicados en el diagrama de interacción dirección Y-Y...	108
Figura 86: Puntos (Pu, Mu) ubicados en el diagrama de interacción nominal dirección Y-Y. ....	109
Figura 87: Muro de concreto armado M-2. ....	110
Figura 88: Puntos (Pu, Mu) ubicados en el diagrama de interacción dirección Y-Y...	111
Figura 89: Puntos (Pu, Mu) ubicados en el diagrama de interacción nominal dirección Y-Y. ....	112
Figura 90: Presiones en el suelo por cargas de gravedad. ....	113
Figura 91: Cortante de diseño en muro M-2.....	115
Figura 92: Esquema en planta de incremento de sección en muro M-2.....	117
Figura 93: Cortantes típicos en muro estructural M-2.....	120

## RESUMEN

La investigación se realizó con el fin de conocer el comportamiento estructural del bloque “B1” de la I.E. Jaén de Bracamoros, el cual presentó fisuras ante el sismo de magnitud 8.0 ocurrido en Lagunas, departamento de Loreto, sismo que presentó una aceleración máxima de  $32.6 \text{ cm/seg}^2$  en Jaén, en la estación UNJ, aceleración aproximadamente 8 veces menor de la aceleración esperada para esta zona según la norma técnica E.030-2018 (p. 5), es por ello que se evaluó ante un sismo con las características que establece dicha norma, teniendo como base el expediente técnico, del cual se ha tomado las especificaciones técnicas del concreto y acero de refuerzo, así también los planos estructurales para la mejor representación de dicho estudio. El modelamiento estructural se realizó con ayuda del software Etabs, del cual se obtuvieron resultados como: Modos de vibración, participación de masa modal, periodos fundamentales de vibración, fuerza cortante estática y dinámica en la base, derivas de entrepiso, fuerzas internas en los elementos estructurales; de estos resultados se determinó que el sistema estructural en la dirección Y es de muros estructurales y no dual como indica el expediente técnico; las derivas de entrepiso son menores incluso al 50% del límite permisible de la norma E.030-2018; el muro de concreto armado M-2 presenta baja resistencia al cortante actuante ( $\emptyset V_n < V_u$ ). Las fisuras causadas por el movimiento sísmico no afectan la resistencia ni rigidez de elementos estructurales. Por lo que se determinó que el bloque “B1” cumple con los lineamientos de la norma técnica E.030-2018, sin embargo, no cumple con los requisitos de resistencia de la norma técnica E.060-2009, en conclusión, el bloque “B1” presenta un inadecuado comportamiento estructural. Es así que se presenta dos alternativas de reforzamiento, una incrementando la sección del muro de 15 cm a 25cm y otra reforzando con fibras de carbono (CFRP), ambas logran una capacidad resistente del M-2 mayor que el cortante actuante ( $\emptyset V_n > V_u$ ). Finalmente se propone emplear las fibras de carbono para incrementar la capacidad a corte del muro de concreto, ya que su proceso de instalación es rápido y no genera trabajos invasivos, teniendo así una puesta en servicio de los ambientes en menor tiempo, no obstante, es una alternativa costosa.

**Palabras clave:** Modelamiento estructural, análisis sísmico, lesión, reforzamiento.

## ABSTRACT

The research was carried out in order to know the structural behavior of the block “B1” of the I.E. Jaén de Bracamoros, which presented cracks due to the magnitude 8.0 earthquake that occurred in Lagunas, department of Loreto, an earthquake that presented a maximum acceleration of  $32.60 \text{ cm/sec}^2$  in Jaén, at the UNJ station, acceleration approximately 8 times less than the expected acceleration for this area according to technical standard E.030-2018 (p. 5), that is why it was evaluated in the event of an earthquake with the characteristics established by said standard, based on the technical file, from which the technical specifications have been taken of concrete and reinforcing steel, as well as the structural plans for the best representation of said study. The structural modeling was carried out with the help of the Etabs software, from which results were obtained such as: vibration modes, modal mass participation, fundamental periods of vibration, static and dynamic shear force in the base, mezzanine drifts, internal forces in the elements structural, from these results, it was determined that the structural system in the Y direction is made of structural walls and not dual as indicated in the technical file; the mezzanine drifts are less than even 50% of the permissible limit of standard E.030-2018; the M-2 reinforced concrete wall presents low resistance to acting shear ( $\phi V_n < V_u$ ). Cracks caused by seismic movement do not affect the strength or stiffness of structural elements. Therefore, it was determined that block “B1” complies with the guidelines of the technical standard E.030-2018, however, it does not meet the resistance requirements of the technical standard E.060-2009, in conclusion, the block “B1” presents an inadequate structural behavior. Thus, two reinforcement alternatives are presented, one increasing the section of the wall from 15 cm to 25 cm and another reinforcing with carbon fibers (CFRP), both achieve a resistant capacity of the M-2 greater than the acting shear ( $\phi V_n > V_u$ ). Finally it is proposed to use carbon fibers to increase the shear capacity of the concrete wall, since its installation process is fast and does not generate invasive work, thus having a commissioning of the environments in less time, however, it is an expensive alternative.

Key words: Structural modeling, seismic analysis, injury, reinforcement.

## **CAPITULO I: INTRODUCCIÓN**

### **1.1 Contexto del problema**

El Perú está comprendido entre una de las regiones de más alta actividad sísmica que existe en la tierra, por lo tanto está expuesto a este peligro, que trae consigo la pérdida de vidas humanas y pérdidas materiales (Castillo y Alva, 1993). La afectación o daño depende de la acción sísmica y de la capacidad sismorresistente de la estructura.

Evidentemente, “la posible catástrofe es mayor, cuanto más grande sea el terremoto, cuanto más cerca este de un centro urbano, cuanto más numerosa sea la población, mayor el desarrollo económico y más bajo el nivel de preparación” (Bertero, citado por Cortez y Fernández 2017). Por otra parte, esto es debido a un deficiente análisis y diseño estructural, mal uso de los programas computacionales, incorrecta interpretación de los resultados que estos arrojan, inadecuada configuración o distribución de los elementos resistentes, normativas no actualizadas o el no uso de ellas al momento del cálculo, elementos estructurales sobre reforzados, o en el peor de los casos no hubo presencia de un equipo técnico o profesional para la ejecución del mismo.

### **1.2 Planteamiento del problema**

En Jaén así como en otras ciudades del Perú existen edificaciones que no han sido analizadas y diseñadas correctamente, las cuales sumadas a un proceso constructivo deficiente ocasionan que las edificaciones se comporten inadecuadamente ante un sismo severo, el cual puede ocurrir en cualquier momento, esto nos lleva a estudiar estas edificaciones y buscar diferentes mecanismos para reducir un inadecuado comportamiento estructural.

Según la norma técnica E.030-2018, Jaén se encuentra en la zona sísmica 2, correspondiéndole un factor Z de 0.25g, por lo que se espera aceleraciones en el suelo de  $245.17 \text{ cm/seg}^2$ . El sismo ocurrido el 26 de mayo del 2019 en Lagunas, tuvo una magnitud de 8.0, y la aceleración máxima registrada en Jaén por la estación UNJ fue de  $32.60 \text{ cm/seg}^2$ , esto según el informe de la red acelerográfica CIP – UNI; este sismo ocasionó la aparición de fisuras en las instalaciones de la I.E. Jaén de Bracamoros, esto preocupa ya que la aceleración máxima registrada es aproximadamente 8 veces menor de la aceleración esperada, por lo que es necesario evaluar el comportamiento estructural del bloque “B1” de la I.E. Jaén de Bracamoros ante la presencia de un evento sísmico con las

características que establece la norma técnica E.030-2018, para garantizar la seguridad estructural y la tranquilidad de los cientos de estudiantes que acuden a este centro educativo, con esto determinaremos si es necesario reforzar la estructura para cumplir con las normas de estructuras vigentes.

### **1.3 Formulación del problema**

¿Cuál es el comportamiento estructural del bloque “B1” de la I.E. Jaén de Bracamoros, de la ciudad de Jaén, 2019?

### **1.4 Hipótesis**

El comportamiento estructural que presenta el bloque “B1” de la I.E. Jaén de Bracamoros, es inadecuado, no cumpliendo con las normas técnicas E.030-2018 y E.060-2009.

### **1.5 Justificación de la investigación**

La presente investigación se justifica por la necesidad de conocer el comportamiento estructural que presenta el bloque “B1” de la I.E. Jaén de Bracamoros, la cual debido al sismo de magnitud 8.0 ocurrido el 26 de mayo del 2019 en el distrito de Lagunas, provincia de Alto Amazonas, ubicada en el departamento de Loreto, perteneciente a la Región Loreto, presenta fisuras y grietas en las instalaciones de su relativamente nueva estructura, ya que su construcción se realizó en el año 2015.

Siendo una edificación del tipo esencial según nuestra norma peruana de diseño sismorresistente (NTE E.030-2018), además de tener muy pocos años de haber sido construida, y por la aceleración máxima registrada menor a la aceleración esperada de acuerdo a la norma E.030-2018 para esta zona, no debió presentar dichas lesiones, esto puede ser un indicador que ante posteriores eventos sísmicos los daños a la estructura pueden ser mayores, y dependiendo de la hora en que ocurra y por el uso que tienen sus bloques, la de albergar a cientos de estudiantes, puede ocasionar la pérdida de numerosas vidas humanas. Por lo tanto al realizar el siguiente estudio se estará brindando la información a la población estudiantil y autoridades correspondientes de la institución.

Los resultados obtenidos servirán para plantear recomendaciones y soluciones, además servirán de base para futuros estudios de investigación.

## **1.6 Alcances o delimitaciones de la investigación**

La investigación se realizó en el bloque “B1” de la I.E. Jaén de Bracamoros, ubicada en la provincia de Jaén perteneciente al departamento de Cajamarca. Según la zonificación sísmica de la norma técnica peruana E.030-2018 “Diseño Sismorresistente” la provincia de Jaén se encuentra en la zona 2.

El período de investigación comprendió los meses de julio a noviembre del 2019, realizando una evaluación del comportamiento estructural, utilizando la normativa vigente de estructuras E.030-2018 y E.060-2009, para luego verificar el sistema estructural, las distorsiones de entrepiso, y el diseño de los elementos de concreto armado que componen el sistema estructural.

## **1.7 Limitaciones**

No se tiene el cuaderno de obra empleado en la construcción del bloque “B1” de la I.E. Jaén de Bracamoros.

Las especificaciones técnicas del concreto, acero de refuerzo, capacidad portante del suelo y medidas geométricas del bloque “B1” a usar en el modelamiento estructural se tomaron del expediente técnico.

## **1.8 Objetivos**

### **Objetivo general**

- Evaluar el comportamiento estructural del bloque “B1” de la I.E. Jaén de Bracamoros, de la ciudad de Jaén, 2019.

### **Objetivos específicos**

- Realizar el análisis sísmico estático y dinámico modal espectral siguiendo los lineamientos de la norma técnica E.030-2018.
- Verificar el sistema estructural sismorresistente de acuerdo a la norma técnica E.030-2018.
- Determinar las derivas de entrepiso.
- Verificar el diseño de los elementos de concreto armado de acuerdo a la norma técnica E.060-2009.
- Proponer alternativas de reforzamiento para el bloque “B1” de la I.E. Jaén de Bracamoros.



- Examinar las lesiones que presenta el bloque “B1” de la I.E. Jaén de Bracamoros.

## **CAPITULO II: MARCO TEÓRICO**

### **2.1 Antecedentes teóricos**

#### **2.1.1 Antecedentes internacionales**

Ruales (2016:149), en su estudio Evaluación de la Vulnerabilidad sísmica del Edificio de la facultad de Economía Bloque B, de la Universidad Central del Ecuador, utilizando la norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-RE, 2015), concluye y recomienda que:

La edificación posee vulnerabilidad ante la presencia de un evento extremo tanto al realizar la evaluación rápida con la adaptación del formato FEMA 154, así como al realizar el análisis de la estructura con el programa computacional SAP2000 v15.1.0; éste último evidenció que se presentan fallas en un alto porcentaje de los elementos estructurales, y no cumple con las exigencias de la Norma Ecuatoriana de la Construcción actual.

#### **2.1.2 Antecedentes nacionales**

Cabanillas (2018), en su estudio sobre el comportamiento estructural del edificio de industrias alimentarias de la Universidad Nacional de Cajamarca con diferentes tipos de arriostres, 2017, determinó que el edificio construido, fallará debido a la excesiva carga de flexo-compresión en las columnas, fuerzas cortantes y momentos flectores en las vigas. Así también menciona que las columnas, están sometidas a cargas de flexo-compresión, aproximadamente 5.98 y 2.45 veces en promedio de la que pueden resistir, en el primer y segundo nivel respectivamente. En el tercer nivel no se presenta problema alguno.

Vizconde (2004), realizó la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de un edificio existente: Clínica San Miguel, Piura, donde concluye que el comportamiento sísmico del edificio Consultorios A cambia drásticamente de comportarse como un edificio de pórticos a uno con comportamiento dual debido a la interferencia de tabiques de albañilería no aislados a los pórticos.

#### **2.1.3 Antecedentes locales**

Ramos (2018), en su tesis evaluó el comportamiento estructural del bloque A1 de la I.E. Jaén de Bracamoros, en la que concluye que el bloque A1 de la Institución Educativa Jaén

de Bracamoros se comporta adecuadamente ante el análisis sísmico estático y dinámico modal espectral aplicado en ambas direcciones X y Y, cumpliendo con la norma de diseño sismorresistente (NTP E.030). Así también concluye que los muros portantes de albañilería absorben la fuerza cortante de la estructura cumpliendo con lo especificado en la Norma Técnica E. 070.

Se realizó una visita a la I.E. Jaén de Bracamoros, presenciando en el bloque A1 desprendimiento de pintura en parapetos, humedad en falso cielo raso a causa de filtraciones en la losa aligerada, y en otros bloques fisuras y grietas a causa del sismo ocurrido el 26 de mayo en Lagunas, provincia de Alto Amazonas, ubicada en el departamento de Loreto, perteneciente a la Región Loreto, así también un progresivo deterioro en acabados, lesiones que deben ser atendidas en la menor brevedad posible y dar mantenimientos periódicos a todas las instalaciones de la edificación.

Vera (2017), evaluó el comportamiento estructural de una vivienda autoconstruida en el año 2012, sector camino real II, calle tres marías-provincia de Jaén, en donde determinó que el comportamiento estructural de estas vivienda autoconstruida es deficiente por no cumplir con los requisitos mínimos de lo que las normas exigen, por lo que es indispensable la intervención de un especialista y que las estructuras estén monitoreadas constantemente para ver en que ámbitos pueda producirse una anomalía estructural y ser reforzada para evitar daños considerables en un futuro.

Reyes (2013), realizó la evaluación del comportamiento estructural sismorresistente del edificio principal de la UNC – Sede Jaén, en la cual determinó que la capacidad de resistencia de los elementos estructurales no será eficaz ante un evento sísmico, ya que el acero existente es insuficiente según sus cálculos realizados mediante el modelamiento en el programa SAP 2000 v14, por lo que el edificio no tendrá un adecuado comportamiento estructural sismorresistente, aun cuando las dimensiones de los elementos estructurales de vigas, columnas y cimiento cumple con el RNE y la resistencia del concreto,  $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ , sin embargo, en la cimentación la viga de cimentación junto con la zapata controla los asentamientos diferenciales.

También concluye que la ductilidad de los elementos estructurales del edificio cumplen con la norma E. 030, de acuerdo al análisis documental, ya que se ha tomado en cuenta los detalles del plano y las especificaciones técnicas del proceso constructivo, en

particular la ductilidad local formada por anclajes, confinamientos y traslapes tanto en columnas como en vigas, están diseñados con los requerimientos sísmicos de la norma nacional sísmica E. 030 y de concreto armado E. 060, por lo que la estructura se comportará elásticamente durante sismos leves e inelásticamente durante sismos severos, evitando el colapso fortuito. Se realizó una visita al edificio principal de la UNC – Sede Jaén posterior al sismo ocurrido en Lagunas, no encontrando daño alguno en sus elementos estructurales y no estructurales, más si el deterioro de acabados producto del uso y de las constantes lluvias en la ciudad, sumado a ello la falta de mantenimiento.

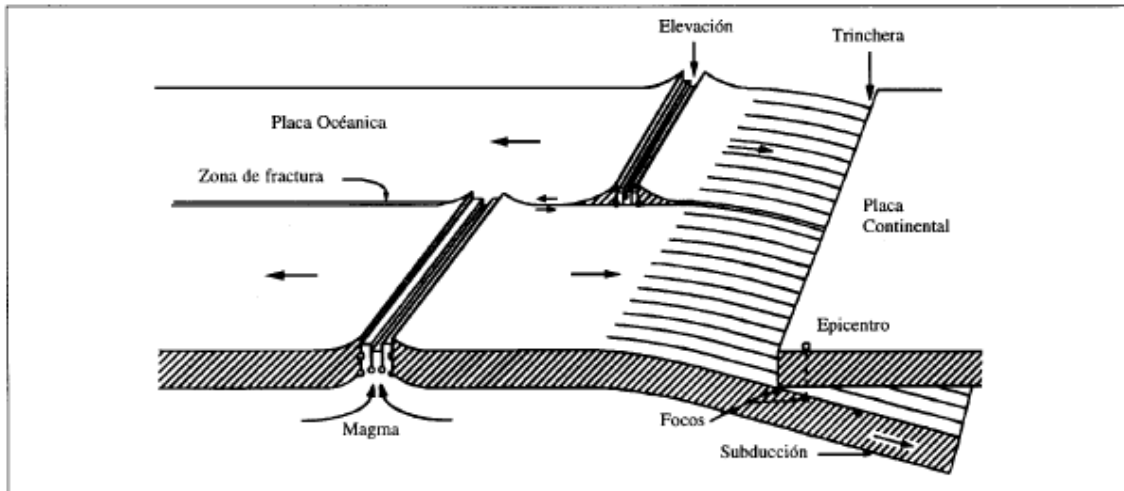
## **2.2 Bases teóricas**

### **2.2.1 Causas de los Sismos**

Los sismos son vibraciones en la corteza terrestre originada por diversos fenómenos, entre los cuales destacan la actividad volcánica, explosiones y desplazamientos bruscos que se da entre las placas tectónicas, siendo este último el más perjudicial, ocasionando los sismos más severos y perjudiciales para las estructuras, debido a su gran liberación de energía, en forma de ondas vibratorias que se propagan a través de la roca de la corteza. En la Figura 1 se observa las características del proceso de subducción (Bazán y Meli, 2000).

El punto donde se genera la liberación de energía se llama hipocentro o foco, y el punto situado en la vertical del foco en la superficie terrestre se llama epicentro, es así que con los avances tecnológicos se tienen estaciones sismológicas que registran estos eventos sísmicos y es posible obtener las distancias a las cuales ocurrieron.

**Figura 1: Movimiento de placas y generación de sismos. Mecanismo de subducción.**



**Fuente:** Tomado de Bazán y Meli 2000:16.

### 2.2.2 Efecto de los sismos en las edificaciones

Edificaciones mal diseñadas, con deficiente intervención de mano de obra calificada en su construcción, pueden verse seriamente afectadas comprometiendo la funcionalidad de sus elementos portantes ante un sismo, llegando incluso a colapsar la estructura en su totalidad, por otra parte esto también puede deberse a que el sismo ocurrido supere al sismo de diseño. En la Figura 2 se muestra el poder destructivo que puede llegar a tener un sismo en una edificación mal construida.

**Figura 2: Colapso de Edificación por Sismo.**



**Fuente:** Tomado de Villarreal 2016.

Si se tiene una edificación correctamente diseñada y construida, y el sismo ocurrido es menor al sismo de diseño, la edificación no tiene por qué presentar daños importantes en sus elementos estructurales, ya que si los hay, es un indicador de que la edificación fue concebida erróneamente, debiéndose investigar y sancionar a las personas responsables.

### **2.2.3 Patología de la edificación**

La palabra “patología” de acuerdo al diccionario de la Real Academia proviene de las palabras griegas “pathos”, que significa enfermedad y “logos” que es estudio o tratamiento, y en medicina se define como el estudio de las enfermedades. En la construcción el vocablo se define como el estudio del conjunto de los procesos degenerativos tipificados en la alteración de los materiales y los elementos constructivos. También se puede definir la patología de la edificación como el estudio de las lesiones o problemas constructivos que se presentan en una edificación y que determinan la carencia de algunas de sus condiciones básicas para las que fueron diseñadas y construidas: funcionalidad, seguridad o habitabilidad (Rodríguez *et al.* 2004).

La patología constructiva de la edificación es la ciencia que estudia los problemas constructivos que aparecen en la estructura o en alguna de sus unidades luego de haber sido construidas (Monjo 1997).

#### **A. Lesión**

Son cada una de las manifestaciones observables de un problema constructivo, siendo así el síntoma o efecto final del proceso patológico. Constituye el aviso de la existencia de un problema en la edificación y el punto de partida de cada estudio patológico, por ello resulta primordial su correcta identificación, ya que un error en este primer paso conlleva a conclusiones inoperantes. De ahí que es fundamental conocer los diferentes tipos de lesiones (Monjo 1997).

En muchas ocasiones una lesión es, a su vez, origen de otra, es por ello que se hace una distinción entre primaria y secundaria, para distinguir las que aparecieron primero y las que son consecuencia de las anteriores (Monjo 1997).

El conjunto de lesiones constructivas que pueden aparecer en la edificación es muy

numeroso, sobre todo si se tiene en cuenta la gran diversidad de materiales y elementos constructivos que se utilizan. Es por esto, que resulta indispensable tratar de simplificar la tipología en familias y en tipos (Monjo 1997).

Los sismos causantes de numerosas fallas, por el movimiento y esfuerzos que generan en los elementos constructivos son considerados del tipo mecánico, siendo de suma importancia su estudio. Es así que podemos encontrar tres grandes familias en función del “carácter” del proceso patológico: físicas, mecánicas y químicas.

#### **a. Lesiones físicas**

En esta familia se agrupan todas las lesiones de “carácter” físico, entendiéndose así a aquellas en las que la problemática patológica está basada en hechos físicos tales como partículas ensuciantes, heladas, condensaciones, etc. Habitualmente la causa origen del proceso será también física, y su evolución dependerá de procesos físicos. En consecuencia se puede incluir en esta familia los siguientes tipos de lesiones, teniendo en cuenta que para cada uno de ellos podemos encontrar variantes en función del material, el elemento o la unidad constructiva, el uso de la edificación, etc. (Monjo 1997). En la Tabla 1 se hace una clasificación general.

**Tabla 1: Lesiones físicas**

Familia	Tipo de lesión
<b>FÍSICAS</b>	Humedades Suciedad Erosión

**Fuente:** Adaptado de Monjo 1997.

**Humedad:** Causada por la aparición incontrolada de un porcentaje de humedad superior al deseado en un material o elemento constructivo cualquiera. En ocasiones se manifestará con una simple mancha, en otras, goteará el agua, cualquiera fuese el caso, supone un cambio en las características físicas del material o elemento, que debe ser atendido (Monjo 1997).

**Suciedad:** Producida por el depósito de partículas en la superficie de fachadas exteriores, y en ciertos casos la penetración de éstas en los poros superficiales provocando un ennegrecimiento (Monjo 1997).

**Erosión física:** Transformación superficial de un material, en este caso producido por los agentes atmosféricos (Monjo 1997).

**Figura 3: Manchas por humedad.**



**Fuente:** Tomado de Florentín y Granada 2009.

**b. Lesiones mecánicas**

Esta familia comprende todas las situaciones patológicas en las que predomina el factor mecánico, tanto en sus causas, en su evolución, como también en sus síntomas. Es así que se considera lesiones en las que haya movimientos o se produzcan aberturas o separación entre materiales o elementos, o aquellas en las que aparezca desgaste (Monjo 1997). En la Tabla 2 se presenta una clasificación general de ellas.

**Tabla 2: Lesiones mecánicas.**

Familia	Tipo de lesión
<b>MECÁNICAS</b>	A) Grietas - por carga - por dilatación-contracción B) Fisuras - por soporte - por acabado C) Desprendimientos - acabado continuo - acabado por elementos D) Erosión mecánica

**Fuente:** Adaptado de Monjo 1997.

**Grietas:** Son aberturas longitudinales incontroladas de un elemento constructivo, sea estructural o no, que afecta a todo su espesor (Monjo 1997).

Se puede distinguir dos subtipos en función del esfuerzo que las origina:

-Por exceso de carga



-Por dilataciones y contracciones higrotérmicas

**Fisuras:** Aberturas longitudinales que afecta solo a la cara superficial del elemento constructivo, o a su acabado (Monjo 1997).

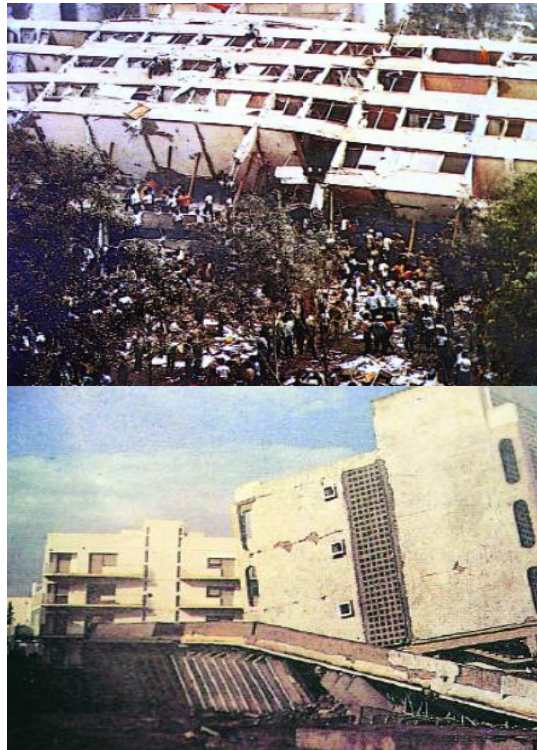
**Desprendimientos:** Esto es la separación de un material de acabado del soporte al que estaba aplicado (Monjo 1997).

**Deformaciones:** Son las variaciones en la forma del material, consecuencia de esfuerzos mecánicos (Broto, Carles).

**Erosiones mecánicas:** Es la pérdida de material superficial debida a esfuerzos mecánicos sobre ellos. Afectan principalmente a pavimentos, por el inevitable roce continuo, pero también es observable en las partes bajas y accesibles de las fachadas y tabiques por las mismas razones (Monjo 1997).

En la Figura 4 se observa el caso extremo de deformación de estructuras aporticadas (Sistema flexible) por acción sísmica (Broto, Carles):

**Figura 4: Deformación de estructuras aporticadas.**



**Fuente:** Tomado de Broto, Carles.

### c. Lesiones químicas

Lesiones que comprende todas aquellas con un proceso patológico de carácter químico, en el cual el origen puede estar en las sales, ácidos o álcalis que reaccionan químicamente para acabar produciendo algún tipo de descomposición del material lesionado que provoca con el tiempo, su pérdida de integridad, afectando, por ende, su durabilidad (Monjo 1997). En la Tabla 3 se muestra una clasificación general de lesiones químicas.

**Tabla 3: Lesiones químicas.**

Familia	Tipo de lesión
<b>QUÍMICAS</b>	A) Eflorescencias B) Oxidación C) Corrosión D) Organismos D.1 Animales D.2 Vegetales E) Erosión química

**Fuente:** Adaptado de Monjo 1997.

**Eflorescencias:** Es la cristalización en la superficie de un material de sales solubles contenidas en el mismo que son arrastradas hacia el exterior por el agua que las disuelve, agua que en el exterior se evapora y permite la mencionada cristalización (Monjo 1997).

**Criptoflorescencias:** Cuando la cristalización se produce bajo la superficie del material (Broto).

**Oxidaciones:** Producto del contacto con el oxígeno, la superficie de los metales se transforma en óxido (Monjo 1997).

**Corrosiones:** Pérdida progresiva de partículas de la superficie del metal, haciendo que este disminuya su sección transversal (Monjo 1997).

**Organismos:** Este tipo engloba todas las lesiones donde tiene importancia la presencia de un organismo vivo, sea animal o vegetal, que afectan a la superficie del material o elemento constructivo, bien por su simple presencia, bien por el ataque que los mismos o los productos químicos que segregan, realizan a la estructura física o química del material sobre el que se apoyan (Monjo 1997).

**Erosión química:** La erosión química es todo tipo de transformación molecular en la superficie de los materiales pétreos como consecuencia de la reacción química de sus componentes con otras sustancias, tales como contaminantes atmosféricos, sales disueltas

en las aguas de capilaridad, filtración o accidentales, productos elaborados por el hombre (Monjo 1997).

Su resultado final no solo será la transformación molecular de la superficie del material, sino también la evaporación o pérdida del material como consecuencia de la mayor fragilidad o solubilidad de las nuevas estructuras moleculares.

## B. Causa

La causa es el origen de un proceso patológico, por lo tanto identificarla es el objetivo del diagnóstico para atacar el mal desde un principio, ya que una mala identificación de esta llevara a inútiles intervenciones, solucionando el problema temporalmente, volviendo a aparecer en un futuro la misma lesión e incluso acompañada de otras.

Las causas al igual que las lesiones son muchas, pero pueden agruparse en causas directas e indirectas: Directas cuando son el origen inmediato de los procesos patológicos, tales como los agentes atmosféricos, esfuerzos mecánicos, empujes; etc.; Indirectas cuando son errores y defectos de diseño o construcción, que necesitan de la acción de una causa directa para iniciar el proceso patológico, así tenemos errores en el detallado del refuerzo, materiales de baja calidad, etc. (Monjo 1997).

### a. Causas directas

Son aquellas que actúan directamente en el material, causantes inmediatas de procesos patológicos, en la Tabla 4 se muestra una clasificación general de ellas.

**Tabla 4: Causas directas.**

Familia	Tipo de causa
<b>DIRECTAS</b>	<b>MECÁNICAS</b> -Esfuerzos mecánicos (cargas y sobrecargas) -Empujes -Impactos -Rozamientos
	<b>FÍSICAS</b> -Agentes atmosféricos (lluvia, viento, helada, cambios térmicos, contaminación)
	<b>QUÍMICAS</b> -Contaminación ambiental -Humedad -Sales solubles contenidas -Organismos

	<b>LESIONES PREVIAS</b> -Humedades -Deformaciones -Grietas y fisuras -Desprendimientos -Corrosiones -Organismos
--	---

**Fuente:** Adaptado de Monjo 1997.

### b. Causas indirectas

Aquellas que se dan en la fase de diseño y ejecución de la obra, ya sea por un deficiente detallado de refuerzo, errores de cálculo, utilización de materiales defectuosos en los componentes de la estructura, siendo necesario de la acción de una causa directa para iniciar el proceso patológico (Monjo 1997). En la Tabla 5 se muestra una clasificación general de ellas.

**Tabla 5: Causas indirectas.**

<b>Familia</b>	<b>Tipo de causa</b>
<b>INDIRECTAS</b>	<b>DE PROYECTO</b> -Elección: <ul style="list-style-type: none"> <li>• del material</li> <li>• de la técnica y el sistema constructivo</li> </ul> -Diseño: <ul style="list-style-type: none"> <li>• diseño constructivo</li> <li>• pliego de condiciones</li> </ul>
	<b>DE EJECUCIÓN</b>
	<b>DEL MATERIAL</b> -defecto de fabricación -Cambio del material
	<b>DE MANTENIMIENTO</b> -uso incorrecto -falta de mantenimiento periódico

**Fuente:** Adaptado de Monjo 1997.

Así también Santa Cruz *et al.* (2004), presenta las siguientes causas indirectas plasmadas en la Tabla 6:

**Tabla 6: Causas de proyecto y ejecución.**

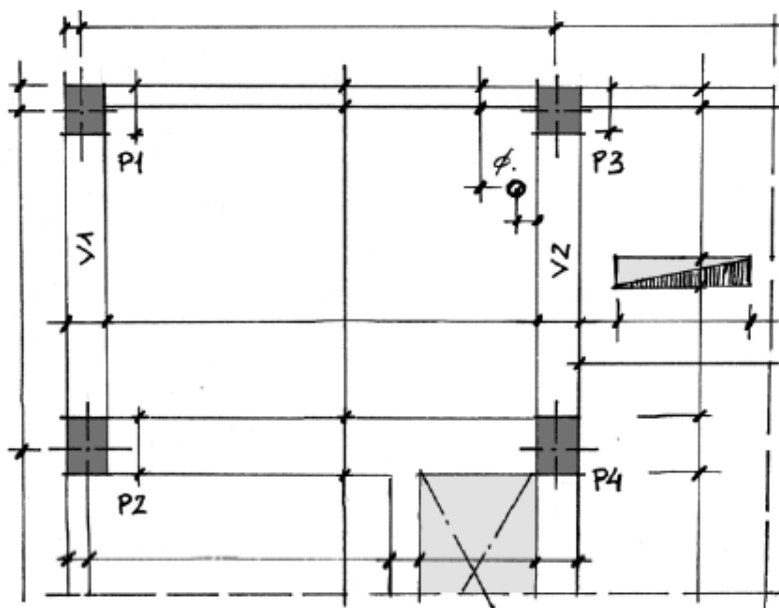
Causas	Tipo de causa
INDIRECTAS	<b>DE PROYECTO</b> -Errores técnicos <ul style="list-style-type: none"> <li>• Modelo de cálculo erróneo</li> <li>• Estimación incorrecta de las cargas y sobrecargas que actuarán en la estructura</li> <li>• Estimación incorrecta de las cargas dinámicas</li> <li>• Detalles constructivos mal concebidos y/o mal diseñados</li> <li>• Errores de acotación, escala, simbología, etc.</li> </ul>
	<b>DE EJECUCIÓN</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Trabajo deficiente de la empresa contratista</li> <li>• Mano de obra no calificada</li> <li>• Cedimientos de encofrados</li> <li>• Mala ejecución en el doblado de armaduras</li> <li>• Errores de replanteo</li> <li>• Escaso recubrimiento</li> <li>• Calidad del concreto deficiente</li> </ul>

**Fuente:** Elaborado con base en Santa Cruz *et al.* 2004.

**De proyecto:**

**Errores en la acotación:** Excesiva o deficiente acotación, induce a interpretar incorrectamente o a asumir dimensiones equivocadas respectivamente.

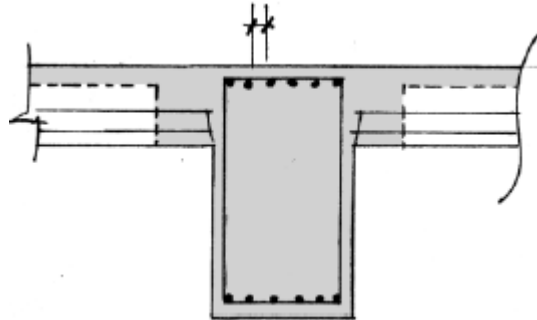
**Figura 5: Exceso de cotas y falta de numeración de ejes.**



**Fuente:** Tomado de Santa Cruz *et al.* 2004.

**Errores de escala:** Cuando los detalles no se presentan en la escala correcta, donde se aprecien la cantidad de aceros, recubrimientos, separación de barras longitudinales, diámetro de los aceros (Santa Cruz *et al.* 2004).

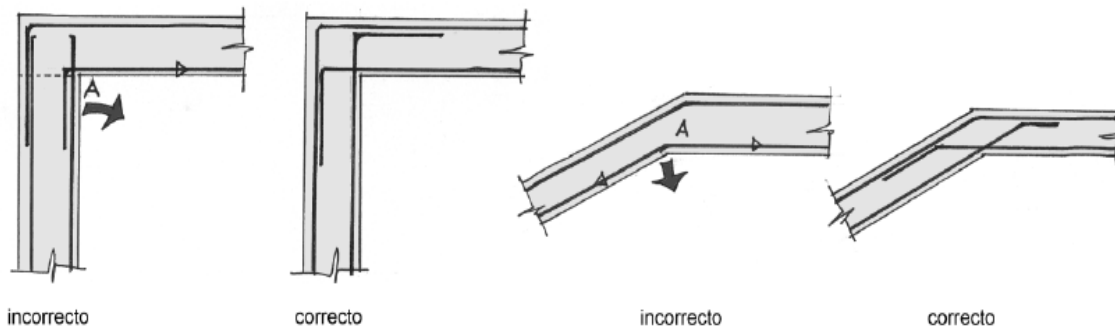
**Figura 6: Armado sin escala.**



**Fuente:** Tomado de Santa Cruz *et al.* 2004.

**Errores por disposición incorrecta de armaduras:** Incorrecta disposición de armaduras en los detalles estructurales o en la colocación en obra.

**Figura 7: Disposiciones de armaduras incorrectas y correctas en nudos de muros y losas de escalera de concreto armado.**

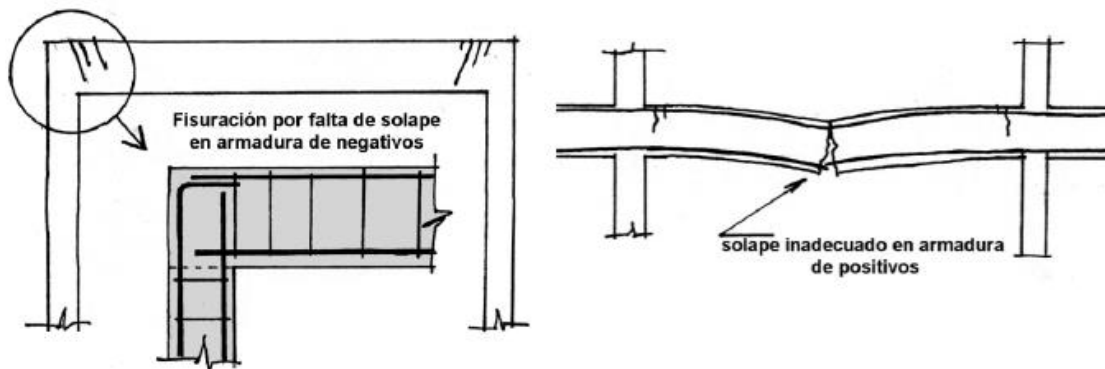


**Fuente:** Tomado de Santa Cruz *et al.* 2004.

Las figuras señaladas como incorrectas (ver Figura 7), debido a la disposición del armado en el nudo pueden provocar bajo esfuerzos de tensión el desprendimiento del recubrimiento (A) y originar el colapso del elemento en cuestión (Santa Cruz *et al.* 2004).

También la falta de longitud de desarrollo de la armadura y distancias de traslape menores a lo normativa, son causantes de fisuras y grietas por anclaje deficiente y mala distribución de esfuerzos respectivamente.

**Figura 8: Falta de longitud de desarrollo y traslape.**

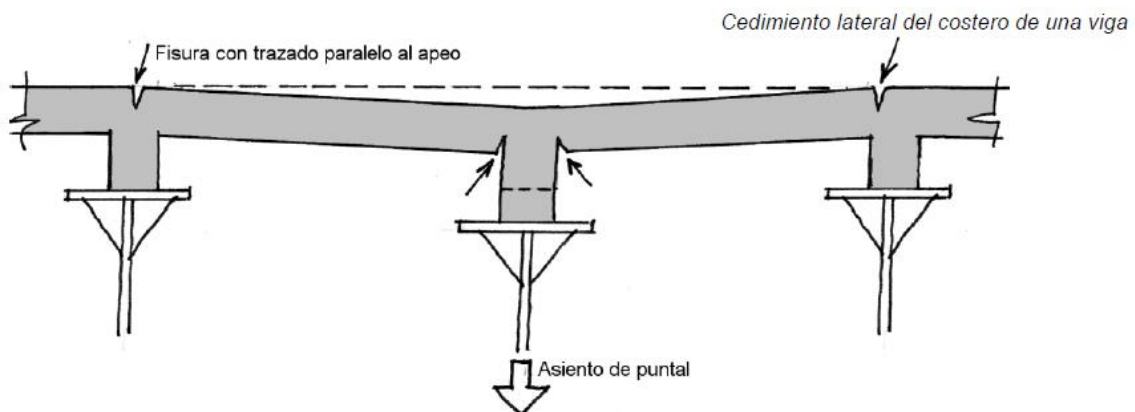


**Fuente:** Tomado de Santa Cruz *et al.* 2004.

**De ejecución:**

**Cedimiento del encofrado:** Una mala sujeción del encofrado, puede provocar cedimientos de este con el vaciado del concreto o en la etapa de fraguado.

**Figura 9: Cedimiento de un puntal.**



**Fuente:** Tomado de Santa Cruz *et al.* 2004.

Puntales en una sola cara del encofrado, y dejar otras desprotegidas, puede devenir en un cedimiento del encofrado si la sujeción de estas caras son débiles (Santa Cruz *et al.* 2004). En la Figura 10 se observa en la primera columna la falta de un puntal en la cara de su encofrado, la vivienda en construcción se ubica en el sector Morro solar, provincia de Jaén, departamento de Cajamarca y fue tomada para representar mejor el concepto de cedimiento de encofrados.

**Figura 10: Falta de puntales en encofrado.**



**Fuente:** Archivos propios.

**Escaso recubrimiento:** La falta de dados de concreto que marquen el recubrimiento necesario de la armadura hacen que esta pierda verticalidad acercándose al encofrado, disminuyendo así notoriamente el recubrimiento previsto o establecido (Santa Cruz *et al.* 2004).

**Figura 11: Escaso recubrimiento.**

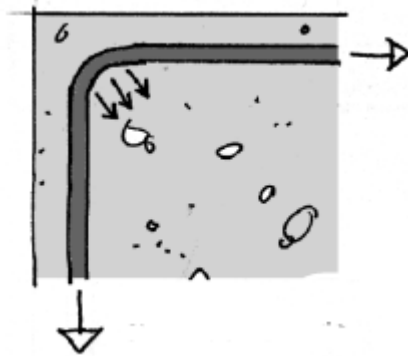


**Fuente:** Tomado de Santa Cruz *et al.* 2004



**Mal doblado de armaduras:** Excesivo doblado de las barras de acero, no cumpliendo con los radios establecidos (Santa Cruz *et al.* 2004).

**Figura 12: Excesivo doblado.**



**Fuente:** Tomado de Santa Cruz *et al.* 2004.

**Vaciado del concreto a elevada altura:** Si no se ha tenido un control de calidad adecuado y un proceso constructivo correcto, vaciar el concreto de una elevada altura hará que el agregado grueso se segregue, provocando así cangrejas.

#### 2.2.4 Lesiones en los elementos de concreto armado

Las edificaciones están compuestas por diferentes elementos estructurales de concreto armado, que están expuestos a sufrir diferentes tipos de lesiones, las cuales pueden ser perjudiciales para el fin que fueron construidos (Santa Cruz *et al.* 2004).

Las lesiones mecánicas causadas por acciones sísmicas son de suma importancia, ya que si no son atendidas adecuadamente pueden incurrir en más lesiones y un posterior colapso de la estructura.

##### A. Lesiones físicas

**Erosión física:** Producido por heladas, que hacen que el agua que se encuentra en los poros superficiales del elemento incremente su volumen al congelarse y se genere la descamación del concreto (Monjo y Maldonado 2001).

**Manchas de humedad:** Por fugas en tuberías de las instalaciones sanitarias denominada humedad accidental, y agentes atmosféricos (Monjo 1997).

**Figura 13: Manchas por humedad accidental.**



**Fuente:** Tomado de Monjo 1997.

## **B. Lesiones mecánicas**

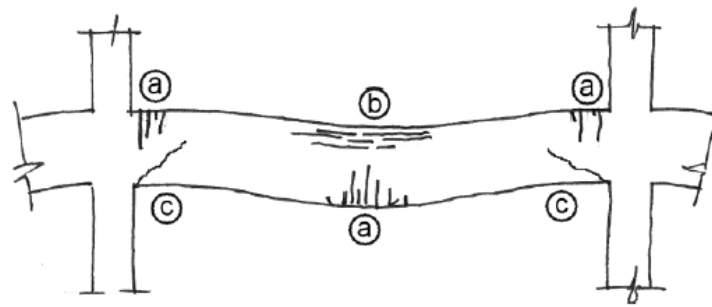
**Fisuras por esfuerzos de tracción en vigas:** El concreto a esfuerzos de compresión tiene una elevada resistencia, pero a esfuerzos a tracción no, pudiendo ser esta resistencia aproximadamente un 10 % de la resistencia a compresión (Santa Cruz *et al.* 2004).

**Fisuras por esfuerzos de compresión en vigas:** Cargas mayores a las de diseño, insuficiente sección, originan este tipo de fisuras (Santa Cruz *et al.* 2004).

**Fisuras debido a esfuerzos cortantes:** Un exceso de esfuerzos cortantes superiores a los de diseño originan estas fisuras:

En la Figura 14 se muestran las fisuras por este tipo de esfuerzos.

**Figura 14: Fisuras por esfuerzos de tracción, compresión y cortantes en vigas.**



- a) Fisuras debidas a esfuerzos de tracción
- b) Fisuras debidas a esfuerzos de compresión
- c) Fisuras debidas a esfuerzos de cortante

**Fuente:** Tomado de Santa Cruz *et al.* 2004.

**Fisuras por flexión compuesta:** Mayormente presentes en columnas, apareciendo fisuras perpendiculares al elemento en la parte traccionada, y fisuras paralelas al mismo en la parte a compresión (Santa Cruz *et al.* 2004).

**Figura 15: Fisuras por flexión compuesta.**



**Fuente:** Tomado de Santa Cruz *et al.* 2004.

También se presenta la **fisuración por compresión simple**, esto ocurre cuando las cargas de compresión superan a las admisibles, y las cargas de flexión no son de consideración, en la figura 16 y 17 podemos apreciar este tipo de fisuras:

**Figura 16: Fisuras por compresión simple.**



**Fuente:** Tomado de Santa Cruz *et al.* 2004.

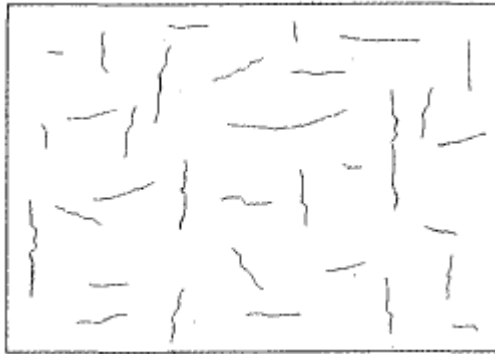
**Figura 17: Columna fisurada por exceso de compresión.**



**Fuente:** Tomado de Broto, Carles.

**Fisuración por retracción:** Cuando no se han previsto las juntas necesarias en elementos de gran superficie como losas, debido al fenómeno de retracción conjunta térmica e hidráulica, se genera una fisuración abundante (Santa Cruz *et al.* 2004).

**Figura 18: Fisuración por retracción.**



**Fuente:** Tomado de Monjo y Maldonado 2001.

Las lesiones que pueden causar los sismos son muchas, dependiendo así de la intensidad de estos, de la rigidez de la estructura y de la configuración estructural que éstas tienen.

**Columna corta:** La falta de una junta sísmica entre muros de albañilería y columnas, provoca grandes esfuerzos de cortante en la parte no confinada de la columna, generando el fallo de esta (Villarreal 2016).

**Figura 19: Fallo por columna corta.**



**Fuente:** Tomado de Villarreal 2016.

**Piso blando:** La falta de muros de albañilería en un primer piso y la aparición de estos en pisos continuos, ocasiona un piso flexible, el cual tiende a fallar ante las acciones sísmicas (Villarreal 2016).

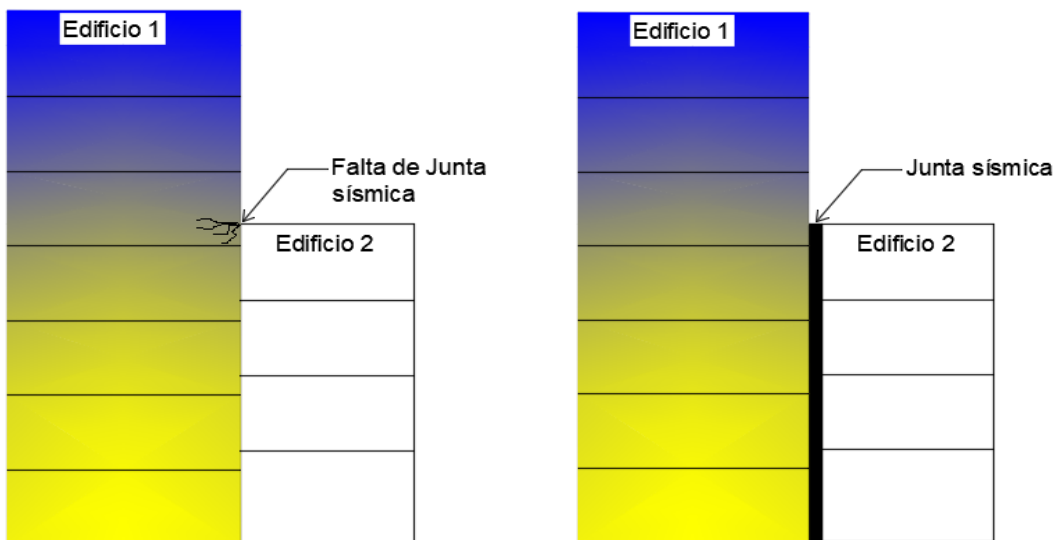
**Figura 20: Fallo por piso blando.**



**Fuente:** Tomado de Villarreal 2016.

**Golpeteo:** La falta de una junta sísmica entre edificaciones contiguas o la existencia de esta pero con un espaciamiento escaso, origina el golpeteo entre los edificios, causando grietas en sus elementos constructivos.

**Figura 21: Golpeteo en edificaciones.**



**Fuente:** Elaboración propia.

**Figura 22: Inadecuado relleno y sellado de junta sísmica.**



**Fuente:** Tomado de Villarreal 2016.

**Fallas en conexión viga columna:** Se produce debido al deficiente anclaje entre las armaduras de estos elementos, así también la poca dimensión de longitud de desarrollo de los aceros o en el peor de los casos su no presencia.

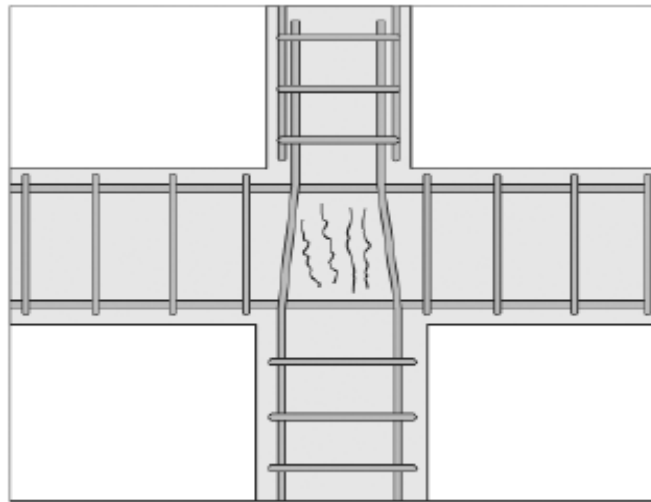
**Figura 23: Fallo en conexión viga columna.**



**Fuente:** Tomado de Villarreal 2016.

También debido a la ausencia de estribos en los nudos, como se aprecia en la Figura 24.

**Figura 24: Fisuras en nudos de viga-columna.**



**Fuente:** Tomado de Broto, Carles.

### C. Lesiones químicas

**Fisuración por ataque químico árido-álcali:** Cuando los agregados utilizados en la elaboración del concreto contienen sílice pobremente cristalizada o amorfa, que puede reaccionar con los álcalis propios del cemento. Es así que esta reacción en presencia de agua produce un gel que es expansivo, pudiendo provocar fisuras y desmoronamiento del concreto (Santa Cruz *et al.* 2004). En la Figura 25 se aprecia la fisuración en estrella ocasionado por la reacción árido-álcali.

**Figura 25: Fisuración en estrella.**



**Fuente:** Tomado de Santa Cruz *et al.* 2004.

**Fisuración por ataque químico de sulfatos:** Los sulfatos reaccionan con algunos componentes del cemento, generando así fisuración y disgregación del concreto (Santa Cruz *et al.* 2004).

**Oxidación de las armaduras:** Esto se produce por el contacto con el oxígeno del aire,



generándose una película de óxido en la superficie del acero (Santa Cruz *et al.* 2004).

**Corrosión de las armaduras:** Se traduce en la pérdida de sección por el desprendimiento de láminas de óxido de su superficie, por lo tanto disminuye la cuantía de refuerzo colocada en el elemento estructural (Santa Cruz *et al.* 2004).

### 2.2.5 Lesiones en muros de albañilería y revestimientos

Los muros de albañilería pueden ser portantes o no, depende de su diseño y disposición en obra. No son ajenos a sufrir lesiones, ya que están expuestos al igual que los elementos de concreto armado a acciones higrotérmicas, humedades, deformaciones, acciones sísmicas, etc.

Los revestimientos son el acabado superficial que se le da a los elementos de la edificación, siendo también susceptibles a sufrir lesiones, así también pueden ser un reflejo de las lesiones que presenta el elemento al que revisten.

#### A. Lesiones en muros de albañilería

En la Tabla 7 se presentan los diferentes tipos de lesiones que pueden sufrir los muros de albañilería.

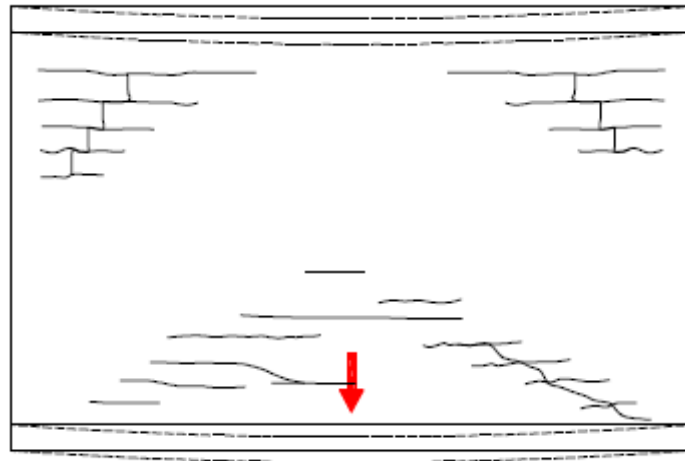
**Tabla 7: Lesiones en muros de albañilería.**

Familia	Lesión
FÍSICAS	<ul style="list-style-type: none"><li>• Humedades</li><li>• Suciedad</li><li>• Erosión física</li></ul>
MECÁNICAS	<ul style="list-style-type: none"><li>• Deformaciones</li><li>• Grietas</li><li>• Fisuras</li></ul>
QUÍMICAS	<ul style="list-style-type: none"><li>• Eflorescencias</li><li>• Organismos</li><li>• Erosión química</li></ul>

**Fuente:** Elaborado con base en Monjo y Maldonado 2001.

Los muros de albañilería también pueden sufrir lesiones debido a excesivas deformaciones de las vigas como se muestra en la Figura 26.

**Figura 26: Fisura en muros de albañilería por excesiva deformación de vigas.**



**Fuente:** Tomado de Florentín y Granada 2009.

## **B. Lesiones en revestimientos**

**Fisuramiento en su superficie:** Esto puede deberse a diferentes causas: demasiada agua en la mezcla, fraguado y secado rápido por exposición al sol, ataque de sulfatos (Florentín y Granada 2009).

**Superficie desmoronada y disgregada:** Producto de la cristalización de sales solubles, partículas sucias y humedades por capilaridad (Florentín y Granada 2009).

**Desprendimiento del acabado:** A causa de la pérdida de adherencia por presencia de agua, espesor excesivo del recubrimiento, suciedad en el elemento de soporte (Florentín y Granada 2009).

**Figura 27: Desprendimiento del acabado.**



**Fuente:** Tomado de Florentín y Granada 2009.

**Manchas por humedad:** Presencia de agua en los poros superficiales.

**Suciedades:** Por almacenamiento de partículas en suspensión que transporta el viento. Así también se pueden presentar lesiones en la pintura como se muestra en la Tabla 8.

**Tabla 8: Tipos de lesiones y causas en la pintura.**

<b>Lesión</b>	<b>Causas</b>
<b>Descascaramiento</b>	Falta de cohesión entre mortero y pintura
<b>Cambio de color</b>	Retención de polvo, crecimiento de microorganismos.
<b>Fisuración</b>	Recubrimiento poco elástico.
<b>Escamación</b>	Soporte muy liso o con presencia de polvo.
<b>Bajo brillo</b>	Pintura de baja calidad

**Fuente:** Elaborado con base en Broto, Carles.

En la Figura 28 se muestra el descascaramiento de la pintura.

**Figura 28: Descascaramiento de pintura.**



**Fuente:** Tomado de Florentín y Granada 2009.

### **2.2.6 Análisis estructural de la edificación**

Es la etapa previa al diseño de los elementos de concreto armado que se realiza mediante métodos aproximados o herramientas sofisticadas de análisis. El propósito es obtener la respuesta (deformaciones y acciones interiores) de los elementos estructurales ante sollicitaciones externas (Otazzi 2014).

Con los avances en programas de ingeniería es que ahora se cuenta con herramientas

valiosas que nos permiten realizar análisis y diseños estructurales en un menor tiempo, siendo de mucha ayuda para el ingeniero estructural. Entre todos los programas existentes en el mercado, Etabs es uno de los más sobresalientes, ya que cuenta con una interfaz de fácil familiarización con el usuario, y distintas herramientas para realizar diversos tipos de análisis sísmicos.

### **2.2.7 Normativa de Diseño Sismorresistente**

La normativa a emplear para el diseño sismorresistente será la Norma Técnica Peruana E.030 Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones, publicada el día 23 de octubre de 2018.

### **2.2.8 Filosofía del Diseño Sismorresistente**

En el artículo 3 de la NTP E.030-2018, enfoca la filosofía del diseño sismorresistente a:

- Evitar pérdida de vidas humanas.
- Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- Minimizar los daños a la propiedad.

### **2.2.9 Principios del Diseño Sismorresistente**

En el artículo 3 de la NTP E.030-2018, se menciona los siguientes principios:

- La estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto.
- La estructura debería soportar movimientos del suelo calificados como moderados para el lugar del proyecto, pudiendo experimentar daños reparables dentro de límites aceptables.
- Para las edificaciones esenciales, definidas en la Tabla N° 5 de la norma (Tabla 9 en la presente investigación), se debería tener consideraciones especiales orientadas a lograr que permanezcan en condiciones operativas luego de un sismo severo.

**Tabla 9: Categoría de las edificaciones y factor “U”**

Tabla N° 5 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR “U”		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR <i>U</i>
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones: - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones. - Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. - Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. - Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. - Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.	1,5
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Nota 1: Las nuevas edificaciones de categoría A1 tienen aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3. En las zonas sísmicas 1 y 2, la entidad responsable puede decidir si usa o no aislamiento sísmico. Si no se utiliza aislamiento sísmico en las zonas sísmicas 1 y 2, el valor de *U* es como mínimo 1,5.

Nota 2: En estas edificaciones se provee resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista.

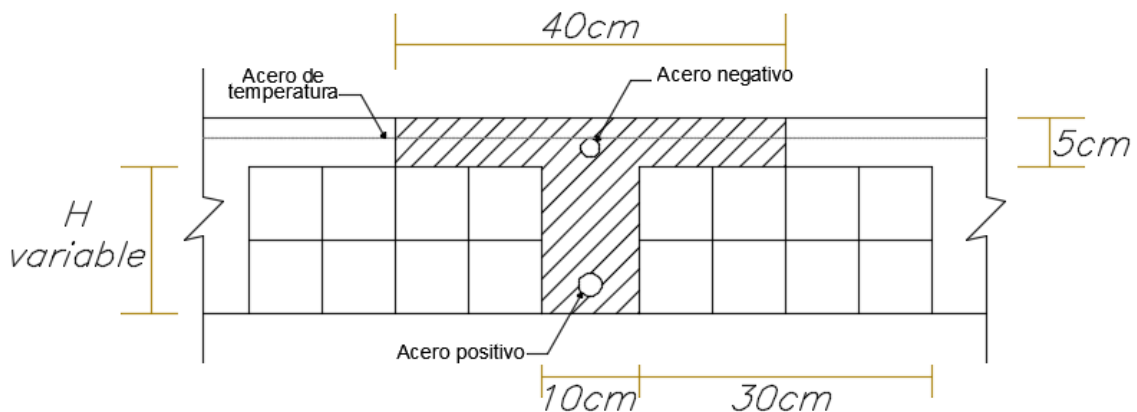
**Fuente:** Tomado de NTE E.030-2018.

## 2.2.10 Diseño de elementos de concreto armado

### A. Diseño de Losas aligeradas en una dirección

Son sin lugar a duda el sistema de techado más utilizado en nuestro medio, debido a su masiva difusión y su menor costo de construcción en comparación con una losa maciza. Las losas aligeradas en una dirección empleadas presentan viguetas de 10 cm de ancho, una separación a ejes de 40 cm, y una losa superior de 5 cm (ver Figura 29), la altura de ladrillo que se fabrica en nuestro medio generalmente tienen alturas de 12 cm, 15 cm, 20 cm y 25 cm teniendo así losas de altura total 17 cm, 20 cm, 25 cm y 30 cm respectivamente.

Figura 29: Sección de losa aligerada en una dirección.



**Fuente:** Elaboración propia.

Su diseño está gobernado por cargas de gravedad, siendo estas la carga muerta (CM) conformada por su peso propio, piso terminado, cielo raso y carga viva (CV), cuyo valor dependerá del uso del ambiente correspondiente. La resistencia requerida según se indica en el artículo 9.2.1 de la norma E. 060-2009 es:

$$U = 1.4CM + 1.7CV \quad (1)$$

**Diseño por flexión:** En el cálculo del acero a tracción en una losa aligerada se usa la expresión usual para una viga rectangular:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad (2)$$

Donde:

$A_s$  = Área de acero

$M_u$  = Momento último

$\phi$  = Factor de reducción de resistencia (0.9 para diseño por flexión)

$d$  = Peralte efectivo =  $h - 3$  cm

$a$  = Distancia del bloque rectangular en compresión a la fibra más comprimida

El valor de  $a$  se calcula con la siguiente expresión:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad (3)$$

Inicialmente se supone  $a = d / 5$ , con el cual se sigue un proceso iterativo hasta encontrar el verdadero valor del área de acero (Oviedo 2019).

$b = 40$  cm (para momento positivo)

$b = 10$  cm (para momento negativo)

En el Anexo II de la norma E.060-2009 presenta la ecuación en el sistema métrico para el cálculo del acero mínimo, siendo esta:

$$A_{S\text{mín}} = \frac{0.70 \sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \quad (4)$$

$b_w = 10$  cm

El área de acero máximo se calcula con la expresión:

$$A_{S\text{máx}} = 0.75 \rho_b b_w d \quad (5)$$

Donde  $\rho_b$  es la cuantía balanceada que produce la falla balanceada, y se calcula con la siguiente ecuación:

$$\rho_b = \frac{0.85 * f'_c * \beta_1}{f_y} \left( \frac{6000}{6000 + f_y} \right) \quad (6)$$

$\beta_1 = 0.85$  para  $f'_c \leq 280$  kg/cm<sup>2</sup>

$\beta_1 = 0.65$  para  $f'_c \geq 560$  kg/cm<sup>2</sup>

$\beta_1 = 1.05 - 0.714 \left( \frac{f'_c}{1000} \right)$  para  $280$  kg/cm<sup>2</sup>  $\leq f'_c \leq 560$  kg/cm<sup>2</sup>

### Diseño por corte:

En el Anexo II de la norma E.060-2009 presenta la ecuación en el sistema métrico para el cálculo de la fuerza cortante que proporciona el concreto:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$$

A esta resistencia se tiene que multiplicar por su factor de reducción de resistencia que es  $\phi = 0.85$  para diseño por corte. En el artículo 8.11.8 de la norma E.060-2009 permite

incrementar en un 10% el cortante calculado anteriormente, quedando la siguiente ecuación:

$$1.1 * \phi * V_c = 1.1(0.85)(0.53\sqrt{f'_c}b_wd) \quad (7)$$

El cortante calculado que proporciona el concreto de las viguetas deberá ser mayor que el cortante actuante, de lo contrario, tendrá que aumentarse el peralte de la losa o realizarse ensanches corridos o alternados.

**Refuerzo por cambios volumétricos:** Refuerzo necesario para evitar el agrietamiento por temperatura y contracción del concreto, se coloca perpendicular al refuerzo principal. La cuantía mínima especificada en el artículo 9.7.2 de la norma E.060-2009 para aceros con resistencia a la fluencia de 4200 kg/cm<sup>2</sup> es 0.0018, por lo tanto:

$$A_{Stemp} = 0.0018bh_f \quad (8)$$

Donde:

$h_f = 5$  cm (Espesor de la losa)

$b = 100$  cm

El número de varillas será:

$N^\circ$  varillas en  $b = A_{Stemp}/A_{Svarilla}$

Y el espaciamiento:

$S = b / N^\circ$  varillas en  $b$

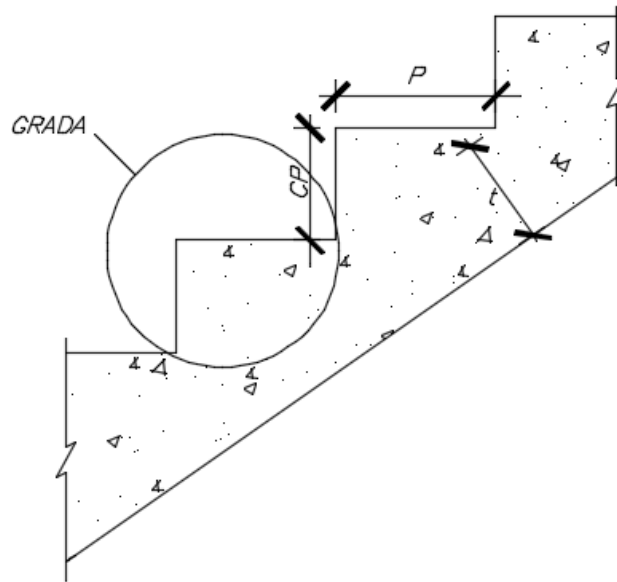
El espaciamiento máximo según el artículo 9.7.3 de la norma E.060-2009 es 5 veces el espesor de la losa sin exceder 40 cm.

## B. Diseño de escaleras

Son elementos estructurales que sirven de acceso a los diferentes pisos de una edificación. Están compuestas por tramos, descansos y barandas. Los tramos están conformados por gradas, estos a su vez por pasos y contrapasos (Oviedo 2019).



**Figura 30: Gradadas de una escalera.**



**Fuente:** Elaboración propia.

Dónde:

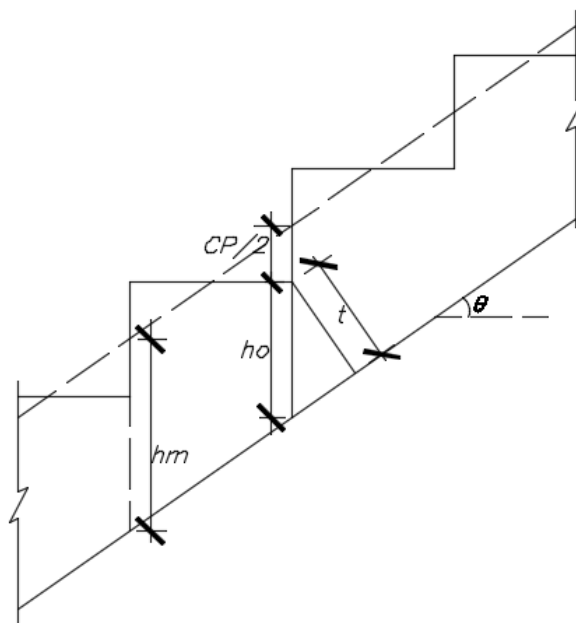
P = Paso

CP = Contrapaso

t = Espesor de garganta de escalera

Para el análisis y diseño estructural se transforma la escalera en una losa de espesor medio constante.

**Figura 31: Espesor medio de una escalera.**



**Fuente:** Adaptado de Oviedo 2019.

De la Figura 31 se presenta las siguientes ecuaciones para calcular el espesor medio constante de la escalera (Oviedo 2019):

$$h_m = h_o + \frac{CP}{2} \quad (9)$$

$$h_o = \frac{t}{\cos(\theta)} \quad (10)$$

$$\cos(\theta) = \frac{P}{\sqrt{P^2 + CP^2}} \quad (11)$$

En el modelo estructural, los momentos de diseño positivo son como se muestra a continuación (Oviedo 2019):

$$(+M)_{\text{diseño}} = \alpha(+M)_{u \text{ máx}} \quad (12)$$

Dónde:

$$\alpha = \begin{cases} 1.0 \\ 0.9 \\ 0.8 \end{cases}$$

Estos valores corresponden al apoyo que presente la escalera (Oviedo 2019):

1.0: Muros de albañilería, vigas chatas, losas.

0.9: Vigas peraltadas.

0.8: Muros de concreto armado.

Para los momentos de diseño negativo se tiene lo siguiente (Oviedo 2019):

Cuando el apoyo es semirrígido:

$$(-)M_{\text{diseño}} = \frac{1}{3}(+)M_{\text{diseño}} \quad (13)$$

Cuando el apoyo es rígido:

$$(-)M_{\text{diseño}} = \frac{1}{2}(+)M_{\text{diseño}} \quad (14)$$

Para el diseño por flexión se emplearán las ecuaciones:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} \quad (15)$$

La distancia del bloque rectangular en compresión a la fibra más comprimida se calcula con la siguiente expresión:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad (16)$$

Inicialmente se supone  $a = d / 5$ , con el cual se sigue un proceso iterativo hasta encontrar el verdadero valor del área de acero (Oviedo 2019).

El cálculo del acero transversal se hace con la ecuación (17).

$$A_{st} = 0.0018bd \quad (17)$$

### C. Diseño de Vigas

Son elementos estructurales que se apoyan en columnas o muros de concreto armado, cuya función es transmitir las cargas tributarias de las losas de piso a estos (Nawy 2009).

#### Diseño por flexión

Para el cálculo del refuerzo utilizaremos:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} \quad (18)$$

La distancia del bloque rectangular en compresión a la fibra más comprimida se calcula con la siguiente expresión:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad (19)$$

Inicialmente se supone  $a = d / 5$ , con el cual se sigue un proceso iterativo hasta encontrar el verdadero valor del área de acero (Oviedo 2019).

Para el cálculo del acero mínimo se emplea la ecuación brindada por la norma E.060-2009:

$$A_{S\text{mín}} = \frac{0.70 \sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \quad (20)$$

La cuantía máxima del refuerzo para elementos que resisten movimientos sísmicos es (Oviedo 2019):

$$\rho_{\text{máx}} = 0.50 \rho_b$$

Por lo que el área de acero máximo queda:

$$A_{S\text{máx}} = 0.50 \rho_b b_w d \quad (21)$$

En el capítulo 21 de la norma E.060-2009 presenta disposiciones especiales para el diseño sísmico, aplicables a los sistemas resistentes a fuerzas laterales de concreto armado. En la presente investigación se tiene el sistema de muros estructurales en las direcciones de análisis, por lo que son aplicable las disposiciones contenidas en el numeral 21.4 de la norma E.060-2009.

#### Diseño por corte

El diseño de secciones transversales que están sometidas a fuerza cortante debe estar basado en la ecuación (22) (diseño por resistencia) como lo indica la norma E.060-2009 en el numeral 11.1.1:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (22)$$

Donde:

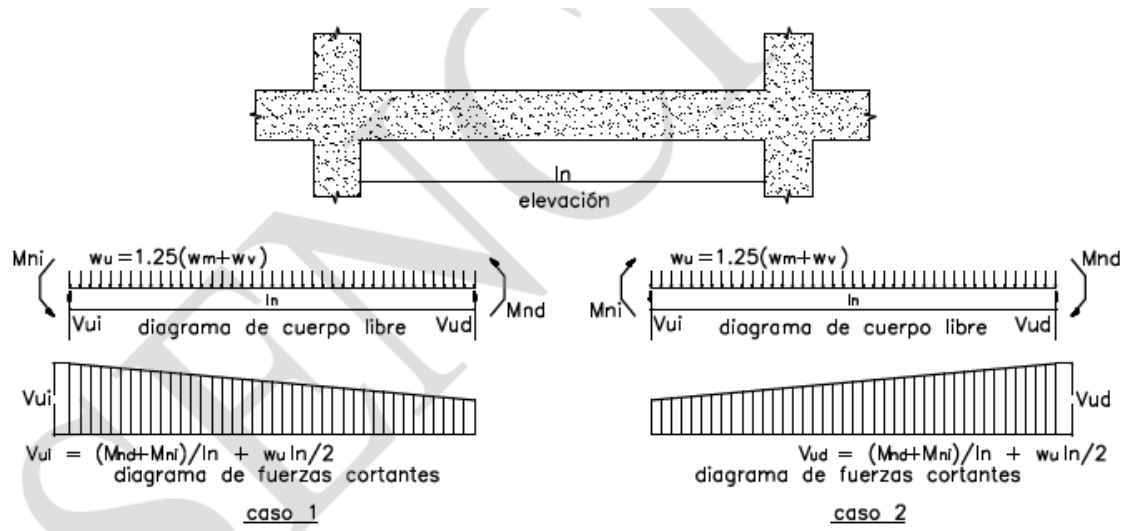
$\phi$  = Factor de reducción de resistencia (0.85 para diseño por cortante)

$V_n$  = Resistencia nominal al cortante

$V_u$  = Fuerza cortante de diseño

Determinaremos la fuerza cortante de diseño en la viga siguiendo las disposiciones del numeral 21.4.3 de la norma E.060-2009, en la cual indica que se obtiene de la suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales ( $M_n$ ) del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante isostático calculado para las cargas de gravedad tributarias amplificadas.

**Figura 32: Fuerza cortante de diseño en vigas.**



**Fuente:** Tomado de Norma E.060-2009.

$$M_n = A_s \cdot f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (23)$$

$$W_u = 1.25(w_m + w_v) \quad (24)$$

$$V_u = \frac{W_u \cdot l_n}{2} + \frac{M_{ni(-)} + M_{nd(+)}}{l_n} \quad (25)$$

La resistencia nominal al cortante se calcula mediante (Norma E.060-2009):

$$V_n = V_c + V_s \quad (26)$$

Donde:

$V_c$  = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto

$V_s$  = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante

La resistencia nominal al cortante que proporciona el concreto se calcula con la siguiente ecuación (Norma E.060-2009):

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}b_wd \quad (27)$$

Al reemplazar la ecuación (26) en la ecuación (22), encontramos el cortante que toma el acero.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (28)$$

Cuando el refuerzo de cortante se utilice perpendicular al eje del elemento, el espaciamiento será (Norma E.060-2009):

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} \quad (29)$$

Donde:

$A_v$  = Área de refuerzo para cortante, proporcionada por la suma de las áreas de las ramas de los estribos ubicados en el alma (Norma E.060-2009).

### **Límites para el espaciamiento del refuerzo de cortante**

En el numeral 11.5.5.1 de la norma E.060-2009 indica que el espaciamiento para el refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder de  $d/2$ , ni de 60 cm.

El numeral 11.5.5.3 de la norma E.060-2009 establece que si  $V_s$  sobrepasa  $2V_c$ , las separaciones máximas dadas en el numeral 11.5.5.1 se deben reducir a la mitad.

En ningún caso se debe considerar  $V_s$  mayor que  $4V_c$ , según el numeral 11.5.7.9 de la norma E.060-2009.

Esto se puede interpretar con las siguientes expresiones matemáticas:

$$V_s \leq 2V_c \rightarrow s \leq \frac{d}{2}, s \leq 60\text{cm} \quad (30)$$

$$2V_c < V_s \leq 4V_c \rightarrow s \leq \frac{d}{4}, s \leq 30\text{cm} \quad (31)$$

### **Refuerzo mínimo de cortante**

Cuando  $V_u$  exceda de  $0.5\phi V_c$  se debe colocar un área mínima de refuerzo para cortante (E.060-2009).

$$\frac{\phi V_c}{2} < V_u \leq \phi V_c \rightarrow A_{v\text{mín}} = 0.2\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_y} \quad (32)$$

Pero no debe ser menor que (Norma E.060-2009):

$$A_{v\text{mín}} = 3.5 \frac{b_w s}{f_y} \quad (33)$$

Requisitos para el diseño sísmico de elementos en flexión de los edificios con sistema resistente a fuerzas laterales de muros estructurales que proporciona la norma E.060-2009 son:

En el elemento se deberá colocar refuerzo continuo en toda la longitud de la viga, constituido por dos barras tanto en la cara superior como en la inferior (E.060-2009).

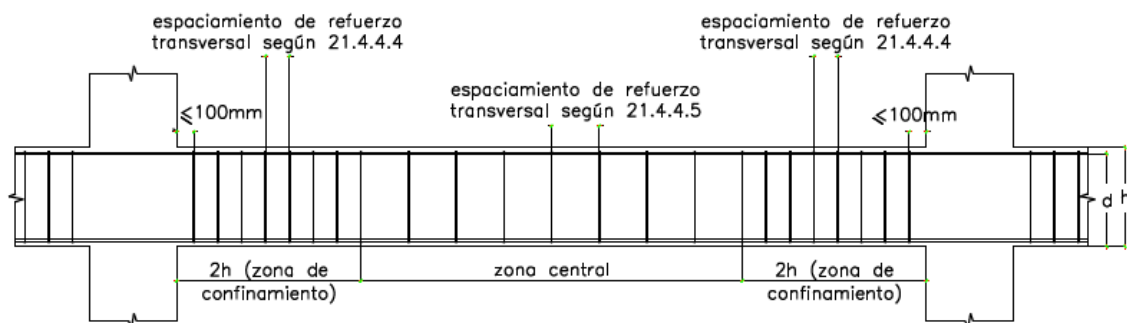
La resistencia a momento positivo calculado en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo en la misma cara. La resistencia a momento positivo y negativo del elemento sometido a flexión en cualquier sección debe ser mayor de un cuarto de la máxima resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos (E.060-2009).

El espaciamiento de los estribos en la zona de confinamiento ( $2h$ ) no debe exceder del menor de (Numeral 21.4.4.4 E.060-2009):

- a)  $d/4$ , no siendo necesario que el espaciamiento sea menor de 15 cm;
- b) Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro;
- c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento;
- d) 30 cm.

Fuera de la zona de confinamiento los estribos deben estar espaciados a no más de  $d/2$ . (Numeral 21.4.4.5 E.060-2009).

**Figura 33: Requerimientos de estribos en vigas.**



**Fuente:** Tomado de Norma E.060-2009.

## D. Diseño de Columnas

En una edificación, los elementos verticales que soportan carga axial y flexión (flexocompresión) se les conoce como columnas (Ottazzi 2014). Estos elementos además de soportar los esfuerzos provocados por el sismo, transmiten las cargas de su área tributaria según la ubicación que tenga en la edificación.

Las columnas deben ser diseñadas tomando en cuenta el esfuerzo axial y flexión. La aparición de momentos hará que las columnas se flexionen, produciendo esfuerzos de compresión a un lado y tracción en otro (Oviedo 2019).

El diagrama de interacción es el lugar geométrico de las combinaciones de carga axial (P) y momento (M) que agotan la capacidad de la sección (Ottazzi 2014).

Para construir el diagrama de interacción se siguen las mismas hipótesis, básicas y simplificadoras que se ha empleado para el análisis de una sección en flexión simple (Oviedo 2019).

La resistencia de diseño  $\phi P_n$  de elementos en compresión con estribos no debe exceder del valor calculado con la ecuación 10-2 (ecuación (34) en el presente documento) (Numeral 10.3.6.2 E.060-2009):

$$\phi P_{n \max} = 0.80 \phi [0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (34)$$

$A_g$  = Área de la sección bruta de concreto

$A_{st}$  = Área del refuerzo de la sección

Donde el factor de reducción de resistencia  $\phi = 0.70$  para columnas con estribos (numeral 9.3.2.2 E.060-2009).

La cuantía de refuerzo longitudinal en columnas no será menor que 1% ni mayor que 6% (numeral 21.4.5.1 E.060-2009).

### Diseño por flexocompresión

Con la sección definida del elemento estructural, estimamos inicialmente una distribución de refuerzo adecuada para la sección en análisis. Con la sección y el refuerzo colocado construimos el diagrama de interacción ( $\phi P_n, \phi M_n$ ), en él debemos colocar los puntos correspondientes a las resistencias requeridas, los cuales deben estar dentro. (Luna y García 2017).

Todos los puntos dentro del diagrama de interacción, representan combinaciones carga axial-momento flector que pueden ser resistidas por la sección en análisis, en cambio los puntos fuera del diagrama, son combinaciones que ocasionan la falla (Harmsen 2017).

### Diseño por corte

La fuerza cortante última  $V_u$  se determina siguiendo las disposiciones del numeral 21.4.3 de la norma E.060-2009, en el cual indica que en los elementos en flexocompresión los momentos nominales en los extremos de la luz libre del elemento analizado, estarán asociados a la fuerza axial  $P_u$  que dé como resultado el mayor momento nominal posible.

$$V_u = \frac{M_{ni} + M_{ns}}{hn} \quad (35)$$

Encontramos la resistencia nominal proporcionada por el concreto  $V_c$ , para elementos sometidos a compresión axial (numeral 11.3.1.2 E.060-2009) se hace con la ecuación (36):

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}\left(1 + \frac{N_u}{140A_g}\right)b_w d \quad (36)$$

Donde:

$N_u$  = Carga axial última (kgf)

$A_g$  = Área bruta de la sección ( $\text{cm}^2$ )

Si  $\phi V_c \leq V_u$ , se calcula el cortante que tomará el refuerzo transversal  $V_s$ :

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (37)$$

Luego encontramos el espaciamiento del refuerzo de cortante (numeral 11.5.7.2 E.060-2009):

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} \quad (38)$$

Donde:

$A_v$  = Área de refuerzo para cortante, proporcionada por la suma de las áreas de las ramas de los estribos ubicados en el alma (Norma E.060-2009).

En el numeral 21.4.5.3 de la norma E.060-2009, indica que el espaciamiento para una longitud  $L_o$  no debe exceder del menor de los siguientes valores:

$s_o \leq 8d_b$ ,  $d_b$  es el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.

$s_o \leq \frac{a}{2}$ ,  $a$  es la menor dimensión de la sección transversal del elemento.

$s_o \leq 10 \text{ cm}$

La longitud  $L_o$  (zona de confinamiento) no debe ser menor que el mayor de los siguientes valores:

$L_o \geq \frac{hn}{6}$ ,  $hn$  es la luz libre del elemento.



$Lo \geq b$  , b es la mayor dimensión de la sección transversal del elemento.

$Lo \geq 50$  cm

Fuera de la longitud de confinamiento, el espaciamiento como lo indica el numeral 21.4.5.4 (este a su vez nos refiere al numeral 7.10 y 11.5.5.1) de la norma E.060-2009 será:

$s \leq 16d_b$  ,  $d_b$  es el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro

$s \leq 48d_{bst}$  ,  $d_{bst}$  es el diámetro de la barra de los estribos.

$s \leq a$  , a es la menor dimensión de la sección transversal del elemento.

$s \leq \frac{d}{2}$  , d es el peralte efectivo.

$s \leq 30$  cm

En todo elemento la separación de los estribos no será mayor a la calculada por fuerza cortante.

### **E. Diseños de muros estructurales**

Los muros estructurales conocidos también como placas, son muros de concreto armado que dada su mayor dimensión, mucho mayor que su ancho, proporcionan en dicha dirección elevada rigidez y ductilidad que le permiten resistir de una manera eficiente las cargas debidas a las acciones sísmicas (Oviedo 2019).

El comportamiento de los muros de concreto varía de acuerdo a sus relaciones geométricas (altura total a longitud). En muros bajos ( $h/l \leq 2$ ) rige principalmente los efectos de cortante, y en muros altos ( $h/l \geq 2$ ) los efectos de flexión (Bazán y Meli).

### **Refuerzo distribuido vertical y horizontal**

Cuando el cortante actuante último excede la resistencia al corte del concreto ( $V_u > \phi V_c$ ), se provee refuerzo por corte. La cuantía de refuerzo horizontal para cortante no debe ser menor que 0.0025, y el espaciamiento de este no debe exceder tres veces el espesor del muro ni de 40 cm (Norma E.060-2009). La cuantía de refuerzo horizontal será:

$$\rho_h = \frac{V_s}{A_{cw}f_y} \quad (39)$$

La norma E.060-2009 indica que la cuantía de refuerzo vertical para cortante,  $\rho_v$ , no debe ser menor que:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{h_m}{l_m}\right)(\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025 \quad (40)$$

Pero no necesita ser mayor que el valor de  $\rho_h$  requerida. En la ecuación (40):

$h_m$  = altura total del muro

$l_m$  = longitud total del muro

Si  $h_m/l_m$  no excede de 2.0 la cuantía de refuerzo vertical no debe ser menor que la cuantía de refuerzo horizontal (Norma E.060-2009).

### **Diseño a flexión y carga axial**

La resistencia a flexocompresión de los muros estructurales sometidos a una combinación de carga axial y flexión debe terminarse de acuerdo a los requerimientos que establece la norma E.060-2009 en los numerales 10.2 y 10.3 de la misma.

Para esto es necesario, como en columnas, graficar el diagrama de interacción, el cual servirá para verificar si el acero longitudinal (vertical) colocado es el adecuado.

### **Diseño por cortante**

El diseño por corte de muros para fuerzas horizontales en su plano, se basa en las ecuaciones (22) y (26), estas han sido obtenidas de la norma E.060-2009.

En las zonas de los muros o segmentos de muro donde se espere fluencia por flexión del refuerzo vertical como consecuencia de la respuesta sísmica inelástica de la estructura, el cortante de diseño  $V_u$  se ajusta a la capacidad en flexión instalada del muro o segmento de muro (Norma E.060-2009).

$$V_u = V_{ua} \left( \frac{M_n}{M_{ua}} \right) \quad (41)$$

En el numeral 11.10.4, la norma E.060-2009 establece que la resistencia  $V_n$ , en cualquier sección horizontal para cortante en el plano del muro no debe tomarse mayor que:

$$V_n \leq 2.6 \sqrt{f'_c} A_{cw} \quad (42)$$

$A_{cw}$  = área de corte de la sección transversal del muro (área del alma) o del segmento del muro considerado.

Así también la norma E.060-2009 indica que la contribución del concreto,  $V_c$ , no debe exceder de:

$$V_c = A_{cw} (\alpha_c \sqrt{f'_c}) \quad (43)$$

Donde  $\alpha_c$ :

$$\alpha_c = 0.80 \rightarrow \frac{h_m}{l_m} \leq 1.5$$

$$\alpha_c = 0.53 \rightarrow \frac{h_m}{l_m} \geq 2.0$$

$\alpha_c$  varía linealmente entre 0.80 y 0.53 para  $h_m/l_m$  entre 1.5 y 2.0 (Norma E.060-2009).

## **F. Diseño de cimentaciones**

Se denomina cimentación al elemento estructural que transmite las cargas de elementos verticales (columnas y muros) al terreno (Harmsen 2017). El suelo posee una resistencia menor que la del concreto, es por ello, que la cimentación tiene mayor área que su respectiva columna o muro para así reducir los esfuerzos que se transmiten al terreno.

La cimentación tiene como función transmitir con seguridad las reacciones muy concentradas de las columnas o los muros al suelo, sin asentamientos peligrosos para la estructura que se soporta y sin falla del suelo (Nawy 2009).

### **Diseño de zapata corrida**

También se le llama zapata de muro y se utilizan para cimentar muros de concreto armado o muros albañilería. Este tipo de zapatas consisten en una franja continua de losa a lo largo del muro y de un ancho mayor que el espesor del mismo (Nawy 2009).

Para zapatas bajo muros de concreto es satisfactorio calcular el momento flector en la cara del muro, en cambio para zapatas que soportan muros de mampostería el momento máximo se debe calcular en la mitad de la distancia entre el centro y la cara del muro (Nilson 1999).

### **Diseño por corte**

La fuerza cortante actuante, se calcula a una distancia “d” de la cara del muro:

$$V_{ud} = q_u(L_v - d) \leq \phi V_c \quad (44)$$

Dónde:

$V_{ud}$  = Cortante actuante a una distancia “d” de la cara del muro

$q_u$  = Reacción amplificada del suelo

$L_v$  = Longitud del volado

$d$  = Peralte efectivo

$\phi V_c$  = Cortante último que resiste el concreto (ecuación (27)).

### **Diseño por flexión**

El refuerzo principal se distribuye perpendicularmente a la dirección del muro y el momento último máximo de diseño es:

$$M_{umáx} = \frac{q_u L_v^2}{2} \quad (45)$$

Para el cálculo del acero de refuerzo se pueden utilizar las ecuaciones (18) y (19). En la otra dirección se considera acero mínimo  $A_{s \text{ min}} = 0.0018bh_z$  (Norma E.060-2009 9.7.2).

### 2.3 Definición de términos básicos

**Lesión:** Manifestación final de un proceso patológico (Monjo 1997).

**Proceso patológico:** Conjunto de acciones del problema constructivo, comprendiendo sus causas, su evolución, sus síntomas (lesiones) y su estado actual (Monjo 1997).

**Diagnóstico:** Estudio que persigue el objetivo de conocer la causa de la lesión, es una fase fundamental en el estudio patológico (Monjo 1997).

**Estudio patológico:** Análisis exhaustivo del proceso patológico previo a cualquier intervención en la lesión, para así elegir el tratamiento correcto (Monjo 1997).

**Análisis estructural:** Se realiza mediante métodos aproximados o herramientas sofisticadas de análisis, es la etapa previa al diseño de elementos estructurales (Otazzi 2014).

**Comportamiento estructural:** Respuesta de la estructura ante sollicitaciones externas. Estructuras resistentes y con capacidad de deformación (propiedad que puede salvar un edificio del colapso) permiten un correcto comportamiento sísmico (Bazán y Meli).

**Diseño sismorresistente:** Diseño que busca ductilidad, resistencia y rigidez en una estructura (Oviedo 2019).

**Elementos estructurales:** Componentes que reciben y transmiten cargas en la edificación (Nawy 2009).

**Cargas estáticas y dinámicas:** Cargas de gravedad como el peso propio de la edificación, sobrecargas de uso y cargas dinámicas como las acciones del sismo (Otazzi 2014).

**Reforzamiento:** Procedimiento para brindar resistencia, rigidez o ductilidad a un elemento debido a un incremento de cargas o deficiente diseño (Torrealva 2018).

## CAPITULO III: MATERIALES Y MÉTODOS

### 3.1 Ubicación Geográfica

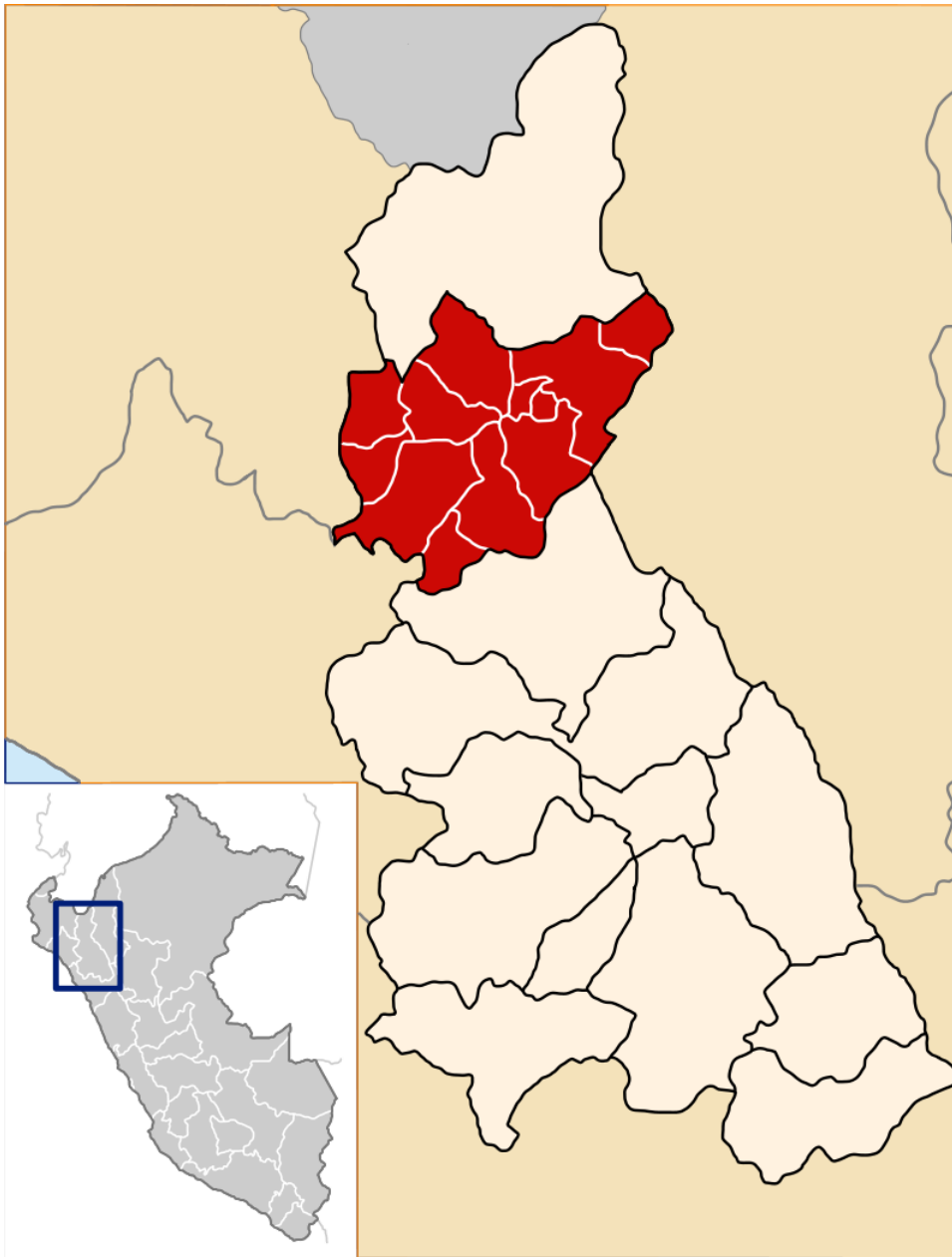
El presente proyecto de investigación se desarrolló en el departamento de Cajamarca, provincia y distrito de Jaén.

**Figura 34: Ubicación del departamento de Cajamarca en el Perú.**



**Fuente:** Tomado de Wikipedia.

**Figura 35: Ubicación de la provincia de Jaén en el departamento de Cajamarca.**



**Fuente:** Tomado de Wikipedia.

La I.E. Jaén de Bracamoros, se ubica en el sector pueblo nuevo, colindando con las siguientes calles:

Por el frente: Con la calle Lambayeque.

Por el lado derecho: Con la calle Antonio Raimondi.

Por el lado izquierdo: Con la calle Zarumilla.

Por el fondo: Con la calle Capellán Duárez.

En la Figura 36 dentro del marco rojo tenemos la I.E. Jaén de Bracamoros.

**Figura 36: Vista satelital de la I.E. Jaén de Bracamoros.**



**Fuente:** Google Earth Pro.

En la Figura 37 se muestra la ubicación del bloque “B1” (objeto de estudio) en la I.E. Jaén de Bracamoros.

**Figura 37: Ubicación del bloque “B1” en la I.E. Jaén de Bracamoros.**



**Fuente:** Google Earth Pro.

### **3.2 Tiempo o época de investigación.**

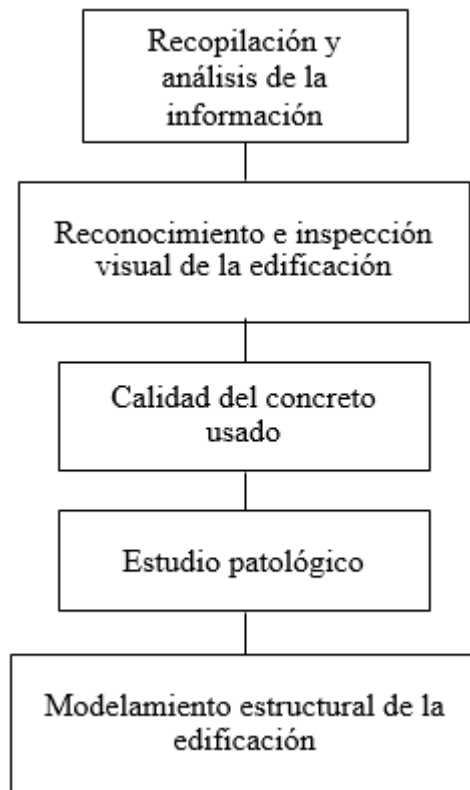
Este trabajo de investigación tuvo una duración de 5 meses, se realizó desde el mes de Julio hasta el mes de Noviembre del año 2019.

### **3.3 Procedimiento**

El procedimiento realizado en la presente investigación se muestra en el siguiente esquema:



**Figura 38: Esquema de los procedimientos realizados en la evaluación estructural.**

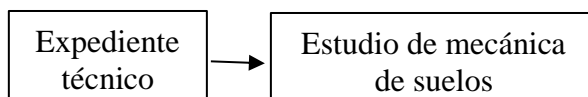


**Fuente:** Elaboración propia.

Descripción y desarrollo de los procesos seguidos en la evaluación estructural:

### 3.3.1 Recopilación y análisis de la información

Se reunió toda la información disponible de la edificación a evaluar: expediente técnico, estudio de mecánica de suelos, memoria de cálculo. Esta información facilitó el trabajo en campo permitiendo identificar rápidamente ejes, dimensiones, geometrías; y en gabinete, propiedades de los materiales usados, normativa empleada en el diseño, parámetros sísmicos, parámetros del suelo de fundación.



De la documentación existente (expediente técnico y estudio de mecánica de suelos), se extrae lo siguiente:

**Sistema estructural:** En la dirección X, pórticos y muros de concreto armado, en la dirección Y, pórticos y muros de concreto armado. Las losas de entrepiso tienen un

espesor de 20 cm.

**Propiedades de los materiales usados:** Se indica lo siguiente:

Concreto:  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ , peso específico =  $2400 \text{ kg/cm}^2$ .

Albañilería:  $f'm = 35 \text{ kg/cm}^2$ .

Acero:  $4200 \text{ kg/cm}^2$ .

**Normativa empleada en el análisis y diseño:** La normativa empleada es la vigente al año 2006.

Norma E.020 “Cargas”

Norma E.030 “Diseño Sismorresistente” (2003)

Norma E.050 “Suelos y Cimentaciones”

Norma E.060 “Concreto armado”

Norma E.070 “Albañilería Confinada”

**Parámetros sísmicos:**

$Z = 0.40$  (Zona 3)

$U = 1.5$  (Edificación esencial)

$S = 1.2$  (Suelo tipo S2 y  $T_p(s) = 0.60$ )

$R_y = 7$  (Sistema dual: pórticos y muros)

$R_x = 7$  (Sistema dual: pórticos y muros)

$C = 2.5$  (Factor de amplificación sísmica)

**Parámetros del suelo de fundación:**

Presión admisible del terreno:  $1.14 \text{ kg/cm}^2$  (Esta presión es correspondiente al bloque B1 en estudio, se utilizó posteriormente para la verificación de diseño de zapatas).

Profundidad de cimentación mín.=1 m.

Tipo de suelo S2.

**Sobrecargas y pesos adicionales:**

Aulas:  $250 \text{ kg/m}^2$ .

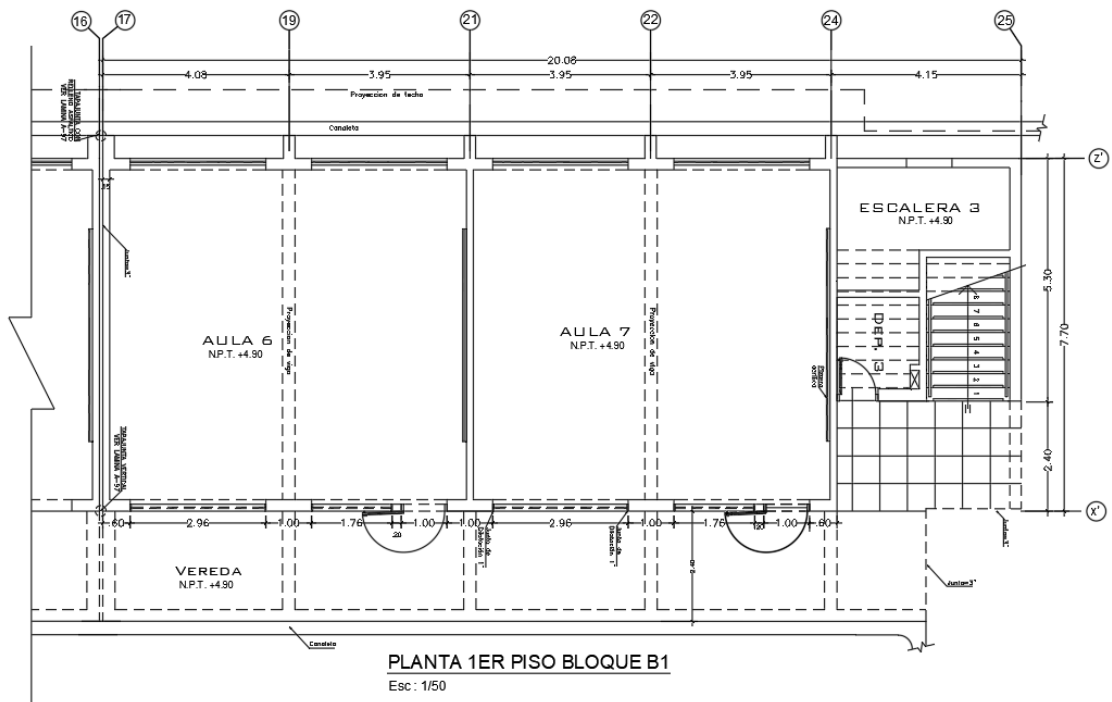
Corredores y escaleras:  $400 \text{ kg/m}^2$ .

Acabados:  $100 \text{ kg/cm}^2$ .

**Plano referencial del bloque B1:**

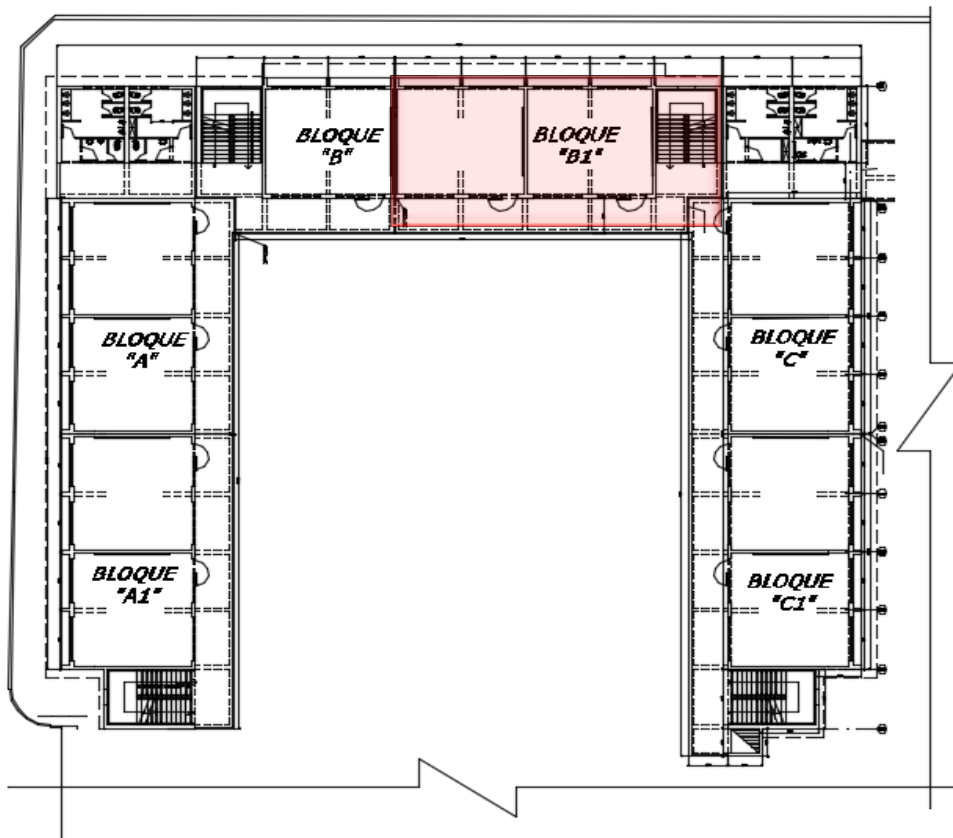
En conjunto con los planos del expediente técnico, facilitó el trabajo en campo, identificando ejes y dimensiones de los elementos de la estructura.

**Figura 39: Plano referencial del bloque B1.**



Fuente: Expediente técnico.

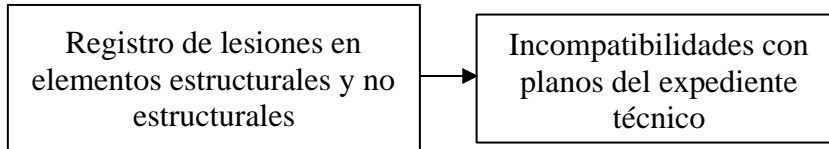
**Figura 40: Plano referencial del bloque B1 con bloques adyacentes.**



Fuente: Expediente técnico.

### 3.3.2 Reconocimiento e inspección visual de la edificación

Parte del trabajo en campo para conocer el estado actual de la edificación, lesiones que presenta en sus elementos estructurales y no estructurales, incompatibilidades de lo construido con los planos del expediente técnico.



En la Figura 41 se observa la parte frontal del bloque "B1" y en la Tabla 10 se muestra un resumen general de las lesiones encontradas en la visita de campo realizada el 26/08/2019:

**Figura 41: Vista frontal del bloque "B1".**



**Tabla 10: Lesiones registradas en el bloque “B1”.**

<b>Lesión</b>	<b>Elemento o área afectada</b>	<b>Ubicación</b>
<b>Desprendimiento de pintura</b>	Viga en voladizo	Eje 17 – 1er nivel.
<b>Fisuras y desprendimiento de pintura</b>	Techo de escalera	1er nivel.
<b>Grieta</b>	Sellado de junta sísmica	2do nivel – Entre bloque B1 Y bloque C.
<b>Erosión mecánica</b>	Muro no estructural	2do nivel.
<b>Deterioro de junta de dilatación</b>	Junta de dilatación en parapetos	2do nivel y 3er nivel.
<b>Fisura a 45°</b>	Muro	2do nivel – Escalera.
<b>Hongos</b>	Viga collarín	3er nivel.
<b>Erosión física</b>	Muro	3er nivel, lado derecho de escalera.
<b>Grieta</b>	Muro	Parte posterior de escalera, cercano a junta sísmica entre bloque B1 y bloque C.

**Fuente:** Elaboración propia.

La lesión con mayor incidencia es el desprendimiento de pintura, presentándose en vigas, columnas, muros y parapetos. En el **Anexo 1** se muestra el panel fotográfico con las lesiones registradas en la visita de campo.

En cuanto a diferencias en lo construido con lo especificado en el expediente técnico se tiene:

-En la parte frontal de la junta sísmica entre el bloque “B1” y el bloque “C” ésta existe, no siendo lo mismo en la parte posterior, donde se observa que la junta sísmica no ha sido tratada adecuadamente, presentándose un ancho no definido y una grieta en la dirección longitudinal de esta, en el expediente técnico indica que la junta sísmica debe ser de 3”. En la Figura 42 y Figura 43 se observa la parte frontal y posterior de la junta sísmica respectivamente.

**Figura 42: Vista frontal de junta sísmica entre bloque “B1” y bloque “C”.**



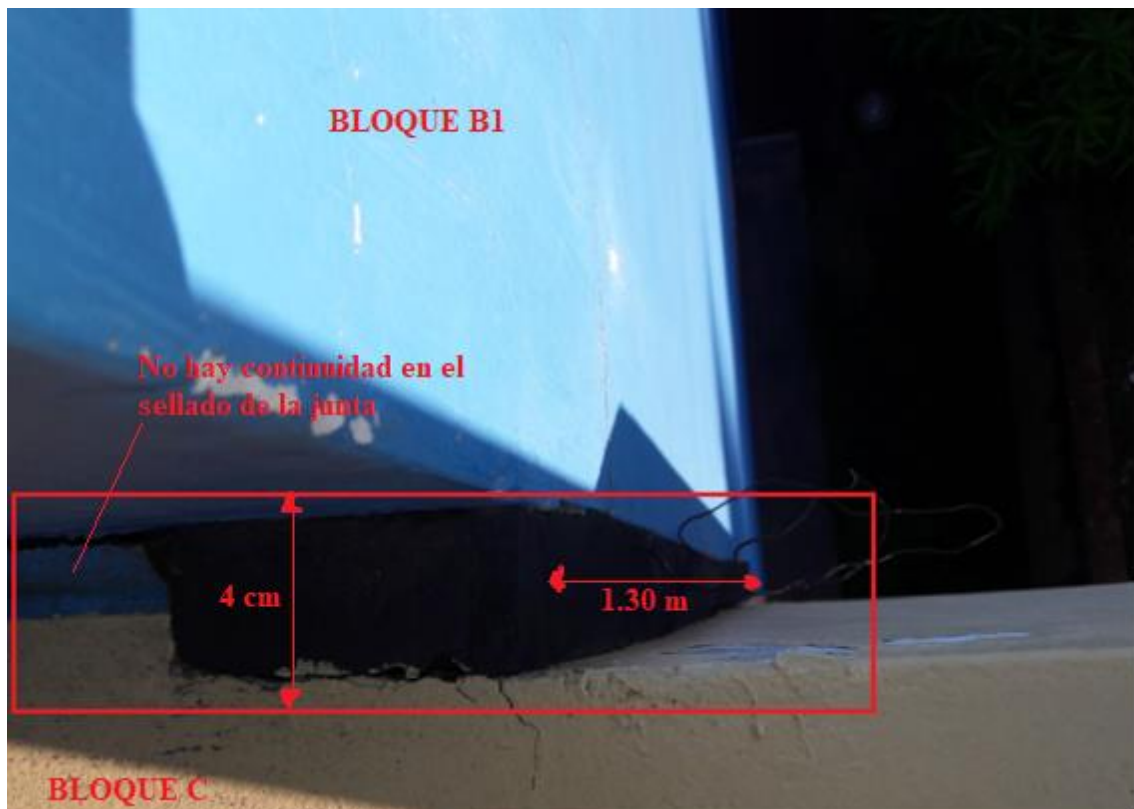
**Figura 43: Vista posterior de junta sísmica entre bloque “B1” y bloque “C”.**



-En la Figura 44 (vista del nivel superior del bloque adyacente) se observa el intento de corregir el tratamiento de la junta posterior con un ancho de 4 cm y una longitud de 1.30 m en la dirección vertical.

-En la figura 45 y figura 46 se observa que los muros del eje Z' aislados con juntas de 1", en la parte interior están correctamente sellados, en tanto en la parte posterior no, ya que las juntas en algunos casos han sido revestidas con pintura y en algunos casos sin ningún tratamiento.

**Figura 44: Vista en planta de junta sísmica entre bloque "B1" y bloque "C".**



**Figura 45: Vista interior de muros aislados del eje Z'.**



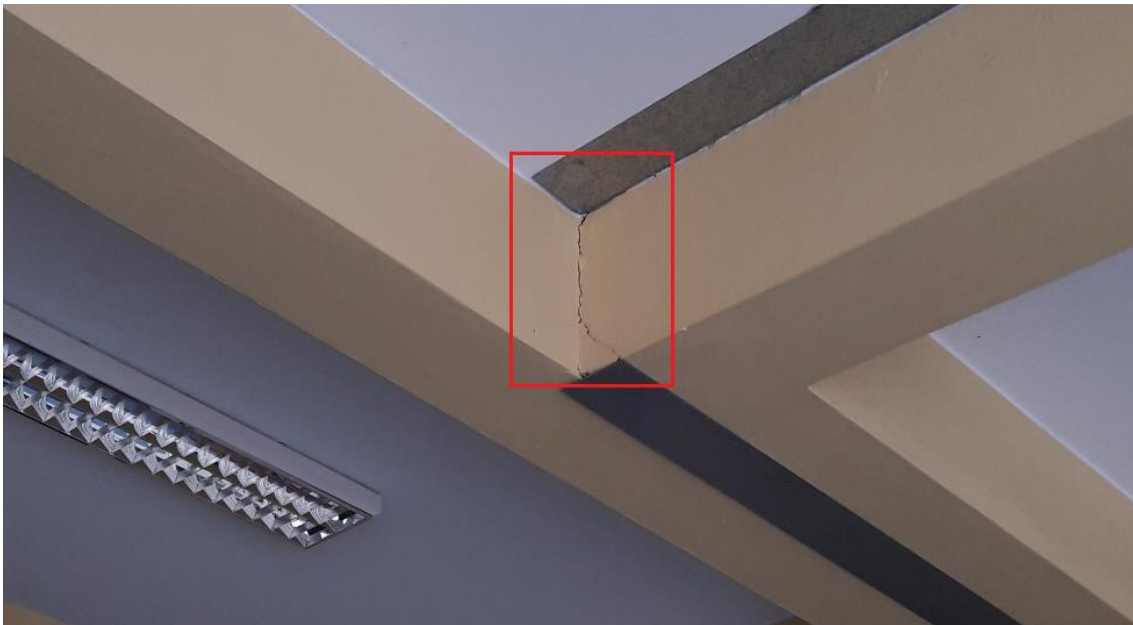
**Figura 46: Vista posterior de muros aislados sin material sellante del eje Z'.**



-Una porción de la junta sísmica en el 2do nivel de la parte frontal no fue sellada correctamente, colocando material de acabado como sello, esto se muestra en la Figura 47.

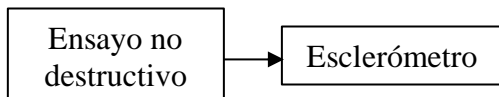


**Figura 47: Sellado con material de acabado en junta sísmica.**



### 3.3.3 Calidad del concreto usado

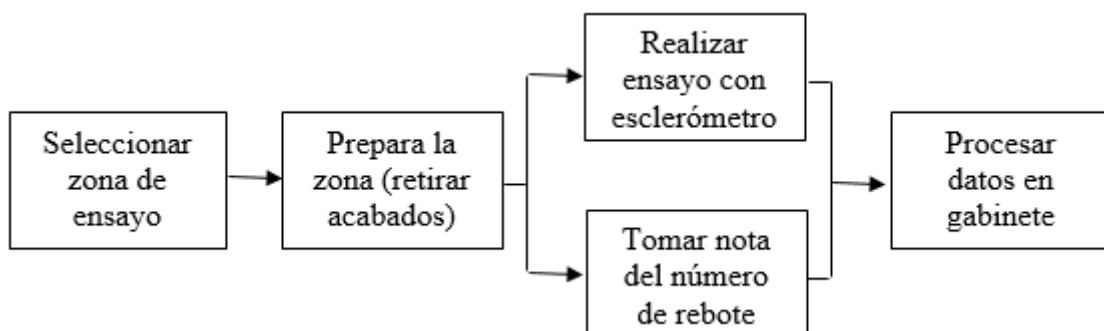
Estimaremos la resistencia del concreto usado, para ello se hizo uso de un esclerómetro.



El objetivo del ensayo es obtener el número de rebote en una superficie de concreto utilizando para ello el esclerómetro, luego se hace uso del ábaco del instrumento para estimar la resistencia a compresión en columnas, vigas y muros de concreto armado.

El procedimiento para realizar el ensayo es como se indica en la Figura 48.

**Figura 48: Procedimiento para ensayo no destructivo – Esclerometría.**



**Fuente:** Adaptado de Cabanillas 2018.

Para facilitar el trabajo en campo en la toma de nota del número de rebote de cada golpe se empleó la Tabla 11, la altura de ensayo respecto al NPT de cada nivel fue de 1.5 m para columnas y muros de concreto armado, el ángulo de ensayo en todos los casos fue de 0°. Cabe mencionar que solo se permitió realizar el ensayo en algunos elementos estructurales y al interior de los ambientes que conforman estos. La autorización estuvo dada para el día 25 de septiembre en horario de 3:30 pm, pero por actividades escolares, se cambió a los días 27 y 28 de septiembre.

**Tabla 11: Libreta de campo para ensayo no destructivo - Esclerometría**

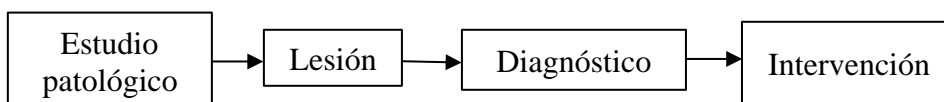
Ensayo no destructivo - Esclerometría												
<b>Responsable:</b> Neyser Anyelo Guerrero Zavaleta						<b>Fecha:</b> 27 y 28 de Septiembre						
<b>Marca de equipo:</b> PyS EQUIPOS												
<b>Modelo:</b> No indica						<b>Tipo:</b> Analógico						
						<b>Área de ensayo:</b> 20cm x 20cm						
Nivel	Elemento	Ubicación (Ejes)	Número de golpes, Número de rebote									
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

**Fuente:** Elaboración propia.

En el **Anexo 2 y 3** se presenta la autorización para la realización del ensayo en la institución educativa y el desarrollo y registro de este respectivamente.

### 3.3.4 Estudio Patológico

Las lesiones registradas en la visita de campo fueron estudiadas con sumo cuidado, identificando sus causas de aparición y realizando una clasificación de ellas. El resultado de este estudio patológico tiene como bien informar la lesión registrada, su diagnóstico y la intervención a realizarse en ella.



Las lesiones registradas en el ítem 3.3.2, han sido estudiadas de acuerdo a la teoría existente y habiéndose realizado una inspección visual minuciosa para dar con las causas

de su origen, se obtuvo el siguiente diagnóstico mostrado en la Tabla 12.

**Tabla 12: Diagnóstico de lesiones.**

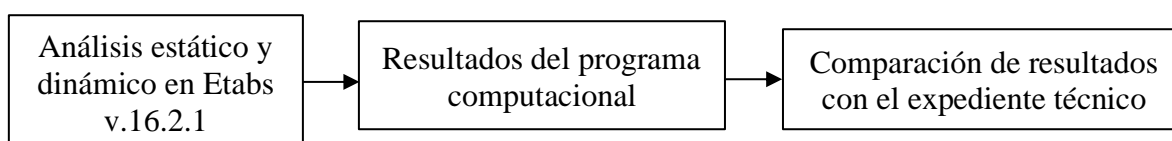
Familia	Lesión	Causa
Físicas	Humedad	Presencia de agua
	Desprendimiento de pintura	Humedad
	Erosión física	Lluvia, viento
Mecánicas	Fisuras	Acciones sísmicas
	Grietas	Acciones sísmicas
	Erosión mecánica	Impacto
Químicas	Hongos	Humedad

**Fuente:** Elaboración propia.

Los resultados del estudio patológico son presentados en el ítem 3.4.5 – A.

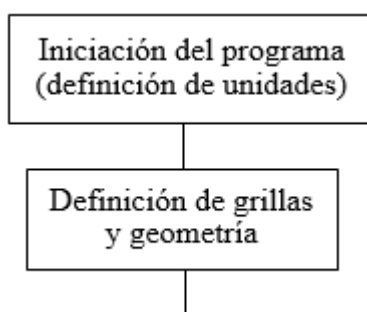
### 3.3.5 Modelamiento estructural de la edificación

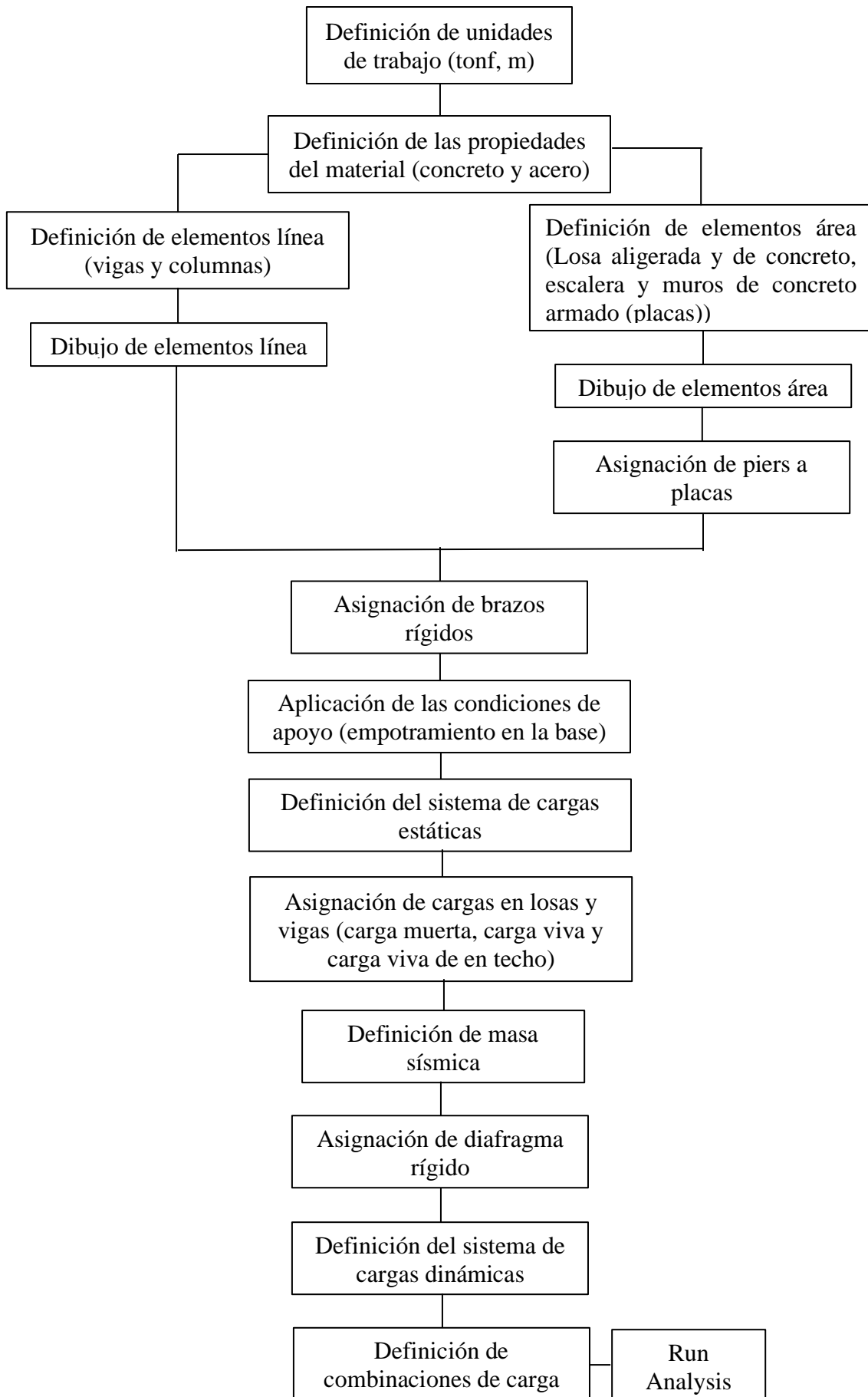
Con los parámetros sísmicos que proporciona la norma E.030-2018, la geometría de la estructura y las características de los materiales especificados en el expediente, se realizó un modelamiento estructural ayudándose para ello de un programa computacional, en este caso ETABS v.16.2.1, obteniéndose resultados que son analizados y comparados con valores correspondientes del expediente técnico.



Los pasos seguidos en el programa ETABS v.16.2.1 para el modelamiento estructural, son los siguientes:

**Figura 49: Pasos en ETABS v.16.2.1 para el modelamiento estructural.**



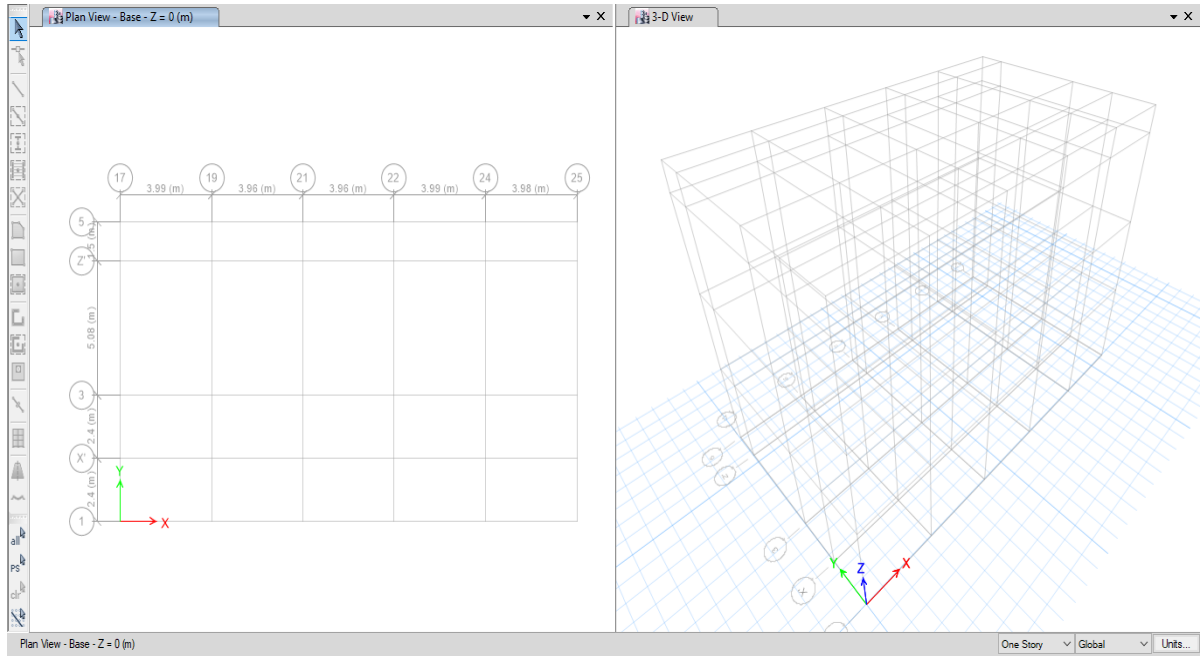


**Fuente:** Elaboración propia.

### A. Consideraciones para el modelamiento estructural:

La geometría del bloque “B1” y de las secciones de los elementos de concreto armado ingresados en el programa es tal como se muestra en los planos del **Anexo 4**. En la Figura 50 se muestra la vista en planta y en 3D de la configuración de ejes en el programa Etabs.

**Figura 50: Vista en planta y en 3D de la configuración de ejes en el programa Etabs.**



**Fuente:** Tomado de Etabs v.16.2.1.

La resistencia a compresión del concreto en todos los elementos de concreto armado y el esfuerzo de fluencia del acero para el modelamiento estructural se tomó del expediente técnico.

Concreto:

$$f'_c = 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 2100 \text{ tonf/m}^2$$

$$E_c = 15000 * \sqrt{f'_c} = 217370.65 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 2173706.5 \text{ tonf/m}^2$$

$$\mu_c = 0.15$$

$$\text{Peso unitario} = 2400 \text{ kgf/m}^3 = 2.4 \text{ tonf/m}^3$$

**Figura 51: Definición del concreto  $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$  en Etabs.**

**Fuente:** Tomado de Etabs v.16.2.1.

Acero:

$$f_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 42000 \text{ tonf/m}^2$$

$$E_s = 2000000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 20000000 \text{ tonf/m}^2$$

$$\text{Peso unitario} = 7850 \text{ kgf/m}^3 = 7.85 \text{ tonf/m}^3$$

**Figura 52: Definición del acero  $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$  en Etabs.**

**Material Property Data**

**General Data**

Material Name: Acero  $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$

Material Type: Rebar

Directional Symmetry Type: Uniaxial

Material Display Color: [Color] Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

**Material Weight and Mass**

Specify Weight Density  Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 7.85 tonf/m<sup>3</sup>

Mass per Unit Volume: 0.800477 tonf-s<sup>2</sup>/m<sup>4</sup>

**Mechanical Property Data**

Modulus of Elasticity, E: 20000000 tonf/m<sup>2</sup>

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C

**Design Property Data**

Modify/Show Material Property Design Data...

**Advanced Material Property Data**

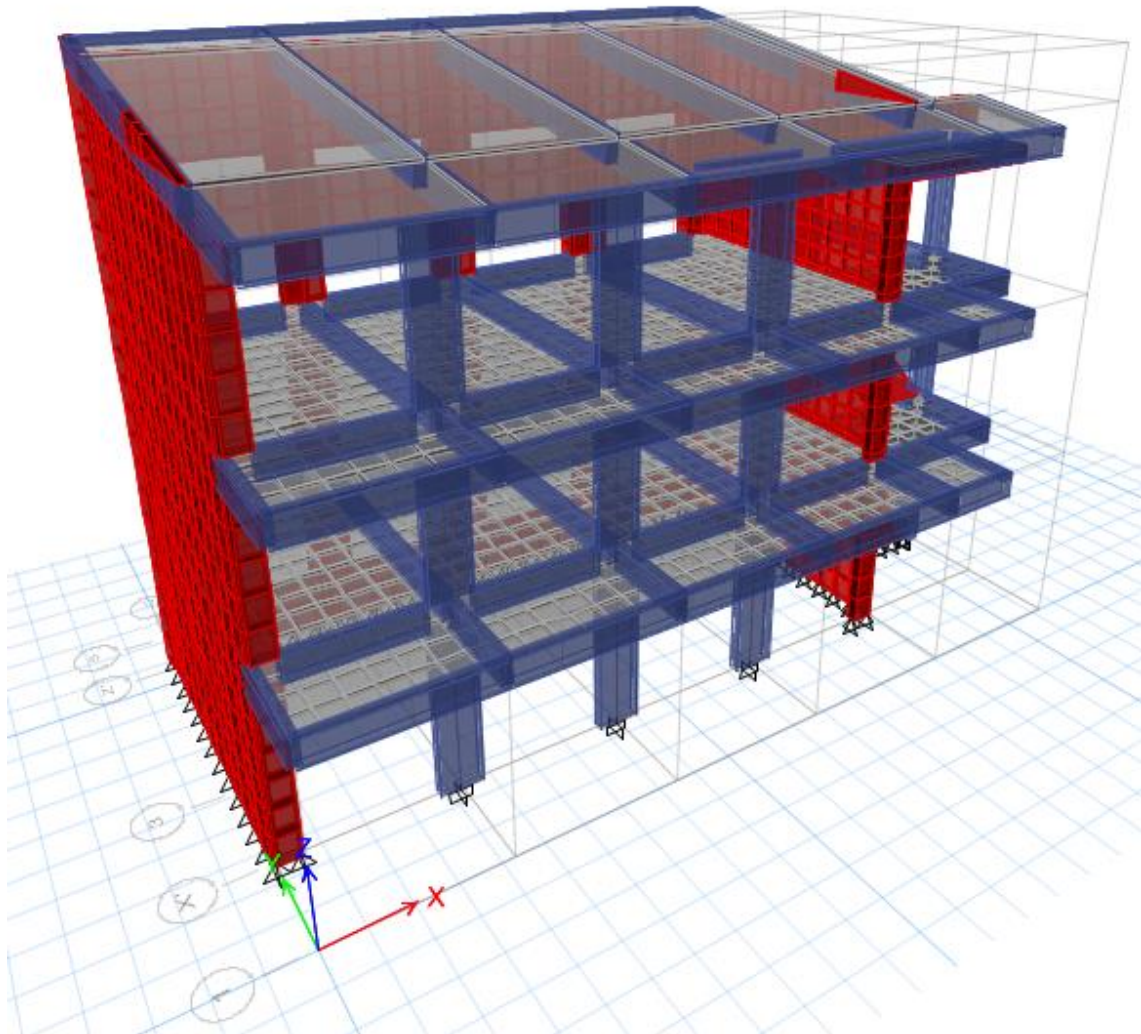
Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

OK Cancel

**Fuente:** Tomado de Etabs v.16.2.1.

En la Figura 53 se muestra una vista en 3D del bloque “B1”.

**Figura 53: Vista en 3D del bloque “B1”.**



**Fuente:** Tomado de Etabs v.16.2.1.

### **B. Cargas a ingresar en el modelamiento estructural:**

**Carga viva:** De acuerdo con la norma E.020, tenemos las siguientes cargas vivas mínimas repartidas para centros de educación:

Aulas:  $250 \text{ kgf/m}^2$

Corredores y escaleras:  $400 \text{ kgf/m}^2$

La carga viva de techo es  $100 \text{ kgf/m}^2$ , pero como presenta una inclinación, la norma E.020 en el artículo 7.1 indica que se debe reducir  $5 \text{ kgf/m}^2$  por cada grado de pendiente encima de  $3^\circ$ , hasta un mínimo de  $50 \text{ kgf/m}^2$ .

Pendiente del techo: 17%



Carga viva en techo =  $100 - 5(\alpha - 3^\circ)$

Carga viva en techo =  $100 - 5(10^\circ - 3^\circ) = 65 \text{ kgf/m}^2$

Por lo tanto, la carga viva de techo será  $65 \text{ kgf/m}^2$ .

En la Tabla 13 se resume las cargas vivas ingresadas en el modelamiento estructural.

**Tabla 13: Resumen de cargas vivas.**

Ocupación o uso	Carga viva $\text{kgf/m}^2$ ( $\text{tonf/m}^2$ )
Aulas	250 (0.250)
Corredores y escaleras	400 (0.400)
Techo	65 (0.065)

**Fuente:** Elaboración propia.

En la Figura 54 se muestra las cargas vivas asignadas al bloque “B1”.

**Figura 54: Cargas vivas asignadas al bloque “B1”.**



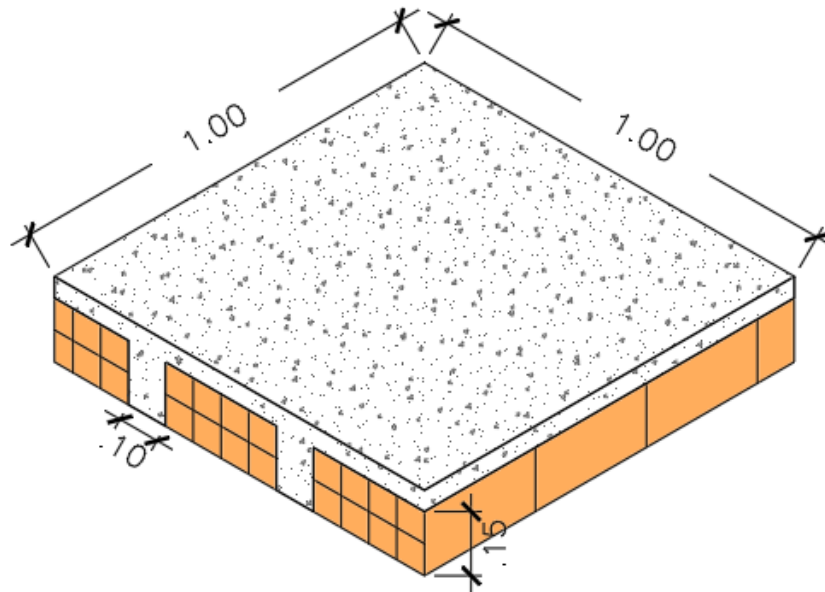
**Fuente:** Tomado de Etabs v.16.2.1.

**Carga muerta:**

Tenemos una losa aligerada de 20 cm, la cual tiene un peso propio de  $300 \text{ kgf/m}^2$  según norma E.020. El programa ETABS considera el peso de las viguetas y la losa de 5 cm que son de concreto, pero no el peso del ladrillo de techo, es por ello que se tiene que calcular para poder ser asignado al modelo estructural.

Calculamos el volumen de concreto en un metro cuadrado de losa aligerada:

**Figura 55: 1 m<sup>2</sup> de losa aligerada en una dirección.**



**Fuente:** Elaboración propia.

$$V_{c^{\circ}} = 0.05 + 0.25H \left( \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} \right), H = \text{altura de ladrillo en metros}$$

$$V_{c^{\circ}} = 0.05 + 0.25(0.15) = 0.0875 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2}$$

Ahora multiplicamos por el peso propio del concreto para obtener el peso del concreto en kgf/m<sup>2</sup>.

$$W_{c^{\circ}} = V_{c^{\circ}} * \gamma_{c^{\circ}}$$

$$W_{c^{\circ}} = 0.0875 * 2400 = 210 \text{ kgf/m}^2$$

$$\text{Peso propio de ladrillo de techo} = 300 - 210 = 90 \text{ kgf/m}^2$$

$$\text{Peso propio de revoque de mortero de cemento} = 2000 \text{ kgf/m}^3$$

$$\text{Se tiene 1 cm de revoque, por lo tanto: } 2000 * 0.01 = 20 \text{ kgf/m}^2$$

$$\text{Peso propio de piso terminado: } 100 \text{ kgf/m}^2$$

En resumen, la carga muerta uniforme ingresada en el modelo estructural es:

$$\text{Losas aligeradas: } 90 + 20 + 100 = 210 \text{ kgf/m}^2$$

$$\text{Losas macizas: } 20 + 100 = 120 \text{ kgf/m}^2$$

Esto se muestra en la siguiente tabla:

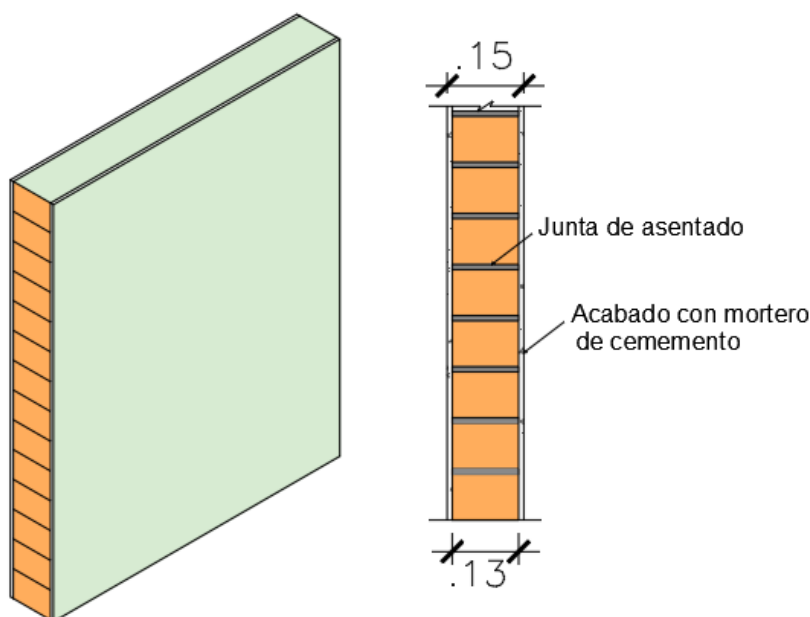
**Tabla 14: Carga muerta en losa aligerada y maciza.**

Elemento	Concepto	Carga uniforme kgf/m <sup>2</sup> (tonf/m <sup>2</sup> )
Losa aligerada	Peso propio de ladrillo de techo + cielo raso + piso terminado	210 (0.210)
Losa maciza	Cielo raso + piso terminado	120 (0.120)

**Fuente:** Elaboración propia.

La carga muerta de los tabiques de albañilería se ingresó al programa en kgf/m y se calcularon incluyendo el peso de su acabado siendo este de 1 cm por cara, teniendo un total de 2 cm.

**Figura 56: Sección de tabique de albañilería con revoque de mortero de cemento.**



**Fuente:** Elaboración propia.

Peso propio de albañilería: 1800 kgf/m<sup>3</sup>

Peso volumétrico de muro de soga con 1 cm de acabado:  $(1800 \cdot 0.13 + 2000 \cdot 0.02) / 0.15 = 1826.67 \text{ kgf/m}^3$ .

Peso de tabiquería de soga (h=1.00 m) =  $1826.67 \cdot 0.15 \cdot 1 = 274 \text{ kgf/m}$

Peso de tabiquería de soga (h=1.30 m) =  $1826.67 \cdot 0.15 \cdot 1.3 = 356.2 \text{ kgf/m}$

Peso de tabiquería de soga (h=1.80 m) =  $1826.67 \cdot 0.15 \cdot 1.8 = 493.2 \text{ kgf/m}$

Peso de tabiquería de soga (h=3.55 m) =  $1826.67 \cdot 0.15 \cdot 3.55 = 972.70 \text{ kgf/m}$

Peso volumétrico de muro de cabeza con 1 cm de acabado:

$(1800*0.23+2000*0.02) / 0.25 = 1816 \text{ kgf/m}^3$ .

Peso de tabiquería de cabeza (h=3.55 m) =  $1816*0.25*3.55 = 1611.7 \text{ kgf/m}$

Peso de tabiquería de cabeza (h=2.80 m) =  $1816*0.25*2.80 = 1271.2 \text{ kgf/m}$

Peso de tabiquería de cabeza (h=1.60 m) =  $1816*0.25*1.60 = 726.4 \text{ kgf/m}$

Las cargas del 1er nivel van a la cimentación correspondiente.

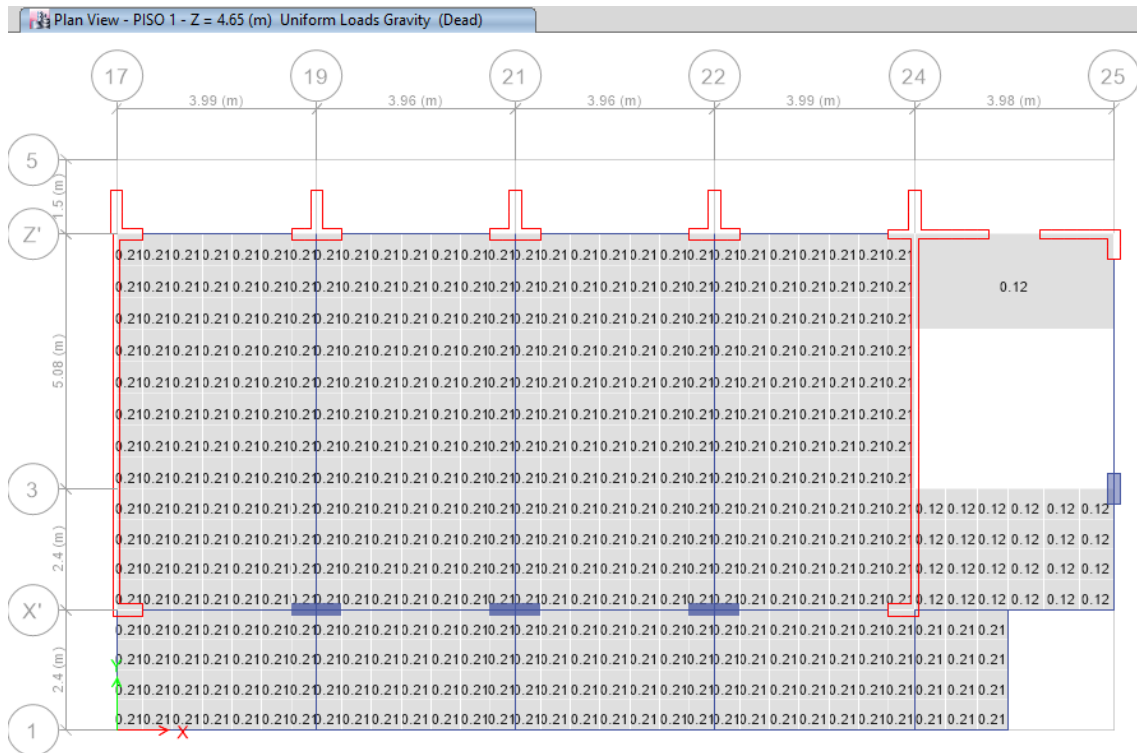
En la Tabla 15 se resume la carga distribuida por tabiquería:

**Tabla 15: Carga muerta distribuida por tabiquería.**

Asentado	Altura (m)	Carga distribuida kgf/m (tonf/m)	Descripción	Ubicación
<b>De sogá</b>	1.00	274 (0.274)	Parapeto	Voladizo
	1.30	356.2 (0.356)	Tabique	Eje Z' – 1er, 2do y 3er nivel
	1.80	493.2 (0.493)	Tabique	Eje X' – 1er, 2do y 3er nivel
	3.55	972.7 (0.973)	Tabique	Eje 21 – 1er, 2do y 3er nivel
<b>De cabeza</b>	3.55	1611.7 (1.612)	Tabique	Eje 25 – 1er y 2do nivel
	1.60 – 2.80	726.4 – 1271.2 (0.726 – 1.271)	Tabique	Eje 25 – 3er nivel

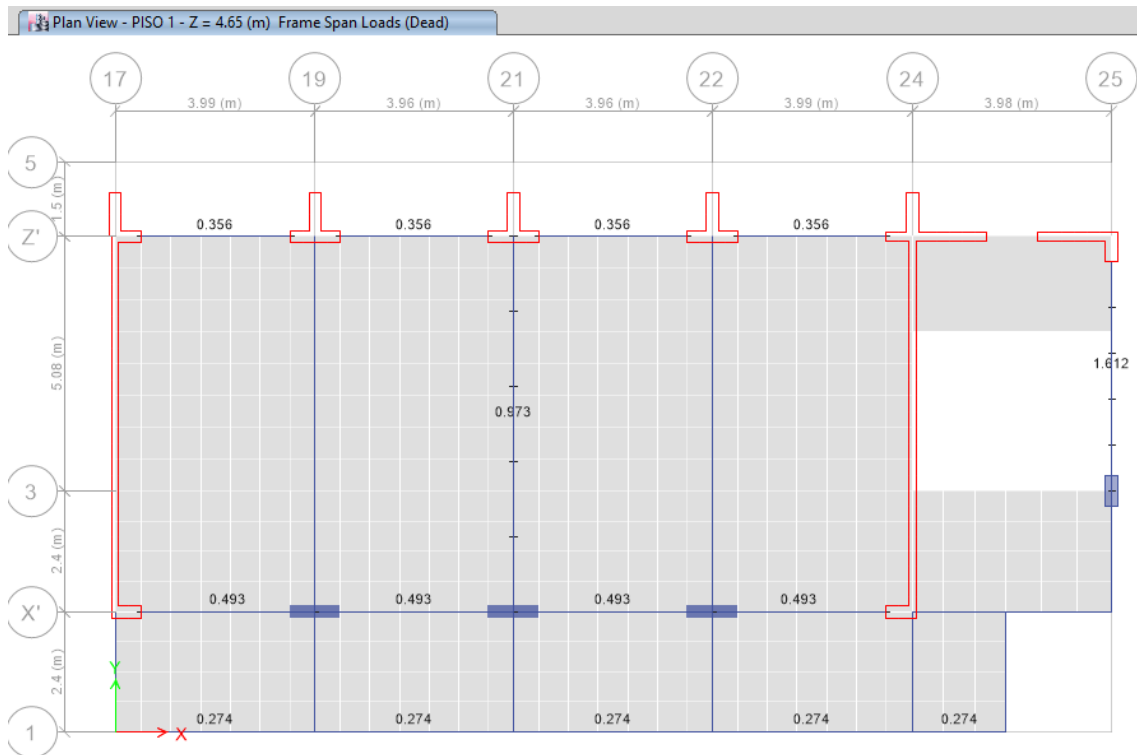
**Fuente:** Elaboración propia.

**Figura 57: Cargas muertas asignadas a losas del bloque "B1".**



Fuente: Tomado de Etabs v.16.2.1.

**Figura 58: Cargas muertas asignadas a vigas del bloque "B1".**



Fuente: Tomado de Etabs v.16.2.1.

### C. Parámetros sísmicos de la norma E.030-2018 para el análisis estático y dinámico:

La norma de diseño sismorresistente E.030-2018 proporciona los parámetros necesarios para realizar el análisis sísmico estático y dinámico, los cuales son:

- **Zonificación – Factor de zona (Z):** La edificación en estudio se encuentra en Jaén, perteneciente a la zona sísmica 2, por lo que le corresponde:

$$Z = 0.25$$

- **Perfil de suelo:** Según consta en el expediente es un perfil tipo S2.
- **Parámetros de sitio (S, T<sub>p</sub> y T<sub>L</sub>):** Con la zona sísmica y el perfil de suelo obtenemos de la tabla N°3 de la norma E.030-2018 el factor de suelo S = 1.20.

Los períodos T<sub>p</sub> y T<sub>L</sub> se obtienen de la tabla N°4 de la norma E.030-2018 siendo estos:

$$T_p(s) = 0.6$$

$$T_L(s) = 2.0$$

- **Factor de amplificación sísmica (C):** Primero se debe conocer el período fundamental de vibración de la estructura, el cual se calculó de acuerdo a la expresión básica que brinda la norma E.030-2018 en el artículo 28.4.1:

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

$$h_n = 14.4 \text{ m} \quad \text{Altura total de la edificación}$$

$$C_T = 60 \quad \text{Para edificios de concreto armado duales}$$

$$T = \frac{14.4}{60} = 0.24s$$

Ahora el factor de amplificación sísmica (C) se define por las siguientes expresiones:

$$T < T_p \quad C = 2.5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5\left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5\left(\frac{T_p * T_L}{T^2}\right)$$

Tenemos  $T < T_p$ , entonces:

$$C = 2.5$$

- **Categoría de la edificación y factor de uso (U):** De acuerdo a la tabla N°5 especificada en el artículo 15 de la norma E.030-2018 la edificación en estudio pertenece a la categoría A por ser esencial, y el factor de uso correspondiente es:

$$U = 1.5$$

- **Sistema estructural de la edificación:** Tanto en la dirección X como Y se tiene un sistema estructural Dual, esto según el expediente técnico.
- **Coefficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas ( $R_0$ ):** De acuerdo a la tabla N°7 de la norma E.030-2018 el coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas para el sistema estructural Dual es:

$$R_0 = 7$$

- **Factores de irregularidad ( $I_a, I_p$ ):** Inicialmente se consideró un valor igual a la unidad, suponiendo que la estructura es regular. Estos valores serán verificados posteriormente con lo que indican las tablas N°8 y N°9 de la norma E.030. Si fuese el caso que tomaran valores distintos a la unidad, se hará la corrección de la fuerza cortante en la base del análisis estático y del espectro de respuesta ingresado al programa para el análisis dinámico.
- **Coefficiente de reducción de las fuerzas sísmicas ( $R$ ):** En el artículo 22 de la norma E.030 lo determina como el producto del coeficiente básico  $R_0$  y de los factores  $I_a, I_p$ :

$$R = R_0 * I_a * I_p$$

$$R = 7 * 1 * 1 = 7$$

En la Tabla 16 se muestra un resumen de los parámetros sísmicos empleados en la presente investigación, estos están de acuerdo a la norma vigente E.030 2018, así también se indican los parámetros que fueron utilizados en el cálculo de la estructura, para los cuales según especifica el expediente técnico se utilizó la norma E.030 del año 2003:

**Tabla 16: Parámetros Sísmicos – Norma E.030 – 2018 y 2003.**

Parámetros/Norma	E.030-2018	E.030-2003
Factor de zona (Z)	$Z = 0.25$	$Z = 0.40$
Factor de uso (U)	$U = 1.5$	$U = 1.5$
Factores de amplificación del suelo	$S = 1.2$	$S = 1.2$
	$T_p = 0.6 \text{ s}$	$T_p = 0.6 \text{ s}$
	$T_L = 2.0 \text{ s}$	
Factor de amplificación sísmica	$C = 2.5$	$C = 2.5$
Factor de reducción de fuerza sísmica	$R_x = 7$	$R_x = 7$
	$R_y = 7$	$R_y = 7$

**Fuente:** Elaboración propia.

## D. Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes

Para aplicar este método tenemos que calcular la fuerza cortante en la base y luego distribuir dicha fuerza sísmica en altura. El programa Etabs permite el ingreso de un coeficiente basal, ya que este calcula automáticamente el peso sísmico.

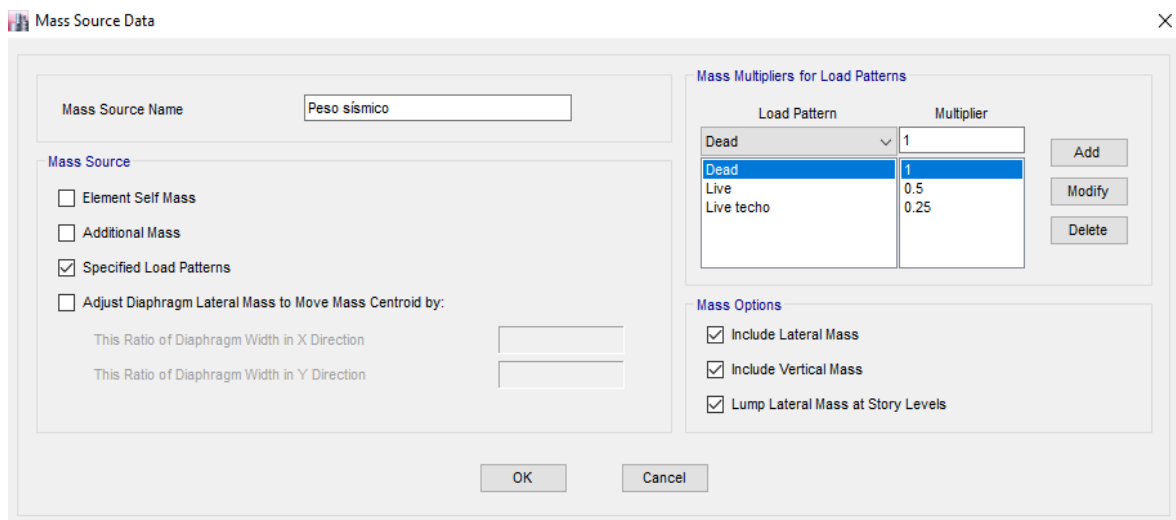
**Fuerza cortante en la base:** En el artículo 28.2.1 de la norma E.030-2018 indica que la fuerza cortante total en la base de la estructura se determina mediante la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z * U * C * S}{R} * P$$

Los parámetros sísmicos ya son conocidos, faltaría determinar el peso sísmico (P), para lo cual según lo que indica el artículo 26 de la norma E.030 sería la carga permanente más el 50% de la carga viva, más el 25% de la carga viva de techo, esto ya que la edificación en estudio pertenece a la categoría A.

En la Figura 59 se muestra la configuración en el programa Etabs para que determine el peso sísmico según lo especificado por la norma E.030-2018.

**Figura 59: Configuración del peso sísmico en Etabs.**



**Fuente:** Tomado de Etabs v.16.2.1.

También en el artículo 28.2.2 de la norma E.030-2018 indica que el valor de C/R no debe ser menor que 0.11.

$$\frac{C}{R} \geq 0.11$$

$$\frac{2.5}{7} = 0.36 \geq 0.11 \dots \text{cumple}$$



El coeficiente basal a ingresar al programa es el siguiente:

$$C_{\text{basal}} = \frac{Z * U * C * S}{R} = \frac{0.25 * 1.5 * 2.5 * 1.2}{7} = 0.161$$

k es el exponente relacionado con el período de vibración de la estructura (T) (Norma E.030 2018).

Para  $T \leq 0.5 \rightarrow k = 1$

Para  $T > 0.5 \rightarrow k = (0.75 + 0.5T) \leq 2$

En el presente estudio el período es menor a 0.5 por lo tanto:  $k = 1$

La excentricidad accidental para cada dirección de análisis es del 5% en cada nivel según el artículo 28.5 de la norma E.030-2018. La configuración de cargas sísmicas estáticas en las dos direcciones se muestra en las Figura 60 y Figura 61 .

**Figura 60: Definición de carga sísmica estática en la dirección X.**

The screenshot shows the 'Seismic Load Pattern - User Defined' dialog box. In the 'Direction and Eccentricity' section, the 'X Dir + Eccentricity' checkbox is checked. The 'Ecc. Ratio (All Diaph.)' is set to 0.05. In the 'Factors' section, 'Base Shear Coefficient, C' is 0.161 and 'Building Height Exp., K' is 1. The 'Story Range' section shows 'Top Story' as 'PISO 3' and 'Bottom Story' as 'Base'. The 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

**Fuente:** Tomado de Etabs v.16.2.1.

**Figura 61: Definición de carga sísmica estática en la dirección Y.**

The screenshot shows the 'Seismic Load Pattern - User Defined' dialog box. In the 'Direction and Eccentricity' section, the 'Y Dir + Eccentricity' checkbox is checked. The 'Ecc. Ratio (All Diaph.)' is set to 0.05. In the 'Factors' section, 'Base Shear Coefficient, C' is 0.161 and 'Building Height Exp., K' is 1. The 'Story Range' section shows 'Top Story' as 'PISO 3' and 'Bottom Story' as 'Base'. The 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

**Fuente:** Tomado de Etabs v.16.2.1.

Después de realizado el análisis modal espectral, se obtienen períodos más precisos, esto verificando el porcentaje de masa participativa de los modos de vibración en las direcciones principales. Es así que si fuese el caso se tiene que realizar una modificación en el análisis estático.

### E. Análisis dinámico modal espectral

La norma E.030-2018 indica que cualquier estructura puede ser diseñada empleando los resultados del análisis dinámico por combinación modal espectral.

#### Aceleración espectral

La norma E.030-2018 en el artículo 29.2.1 indica que para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utiliza un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por la siguiente ecuación:

$$S_a = \frac{Z * U * C * S}{R} * g$$

Donde g es la gravedad = 9.81 m/s<sup>2</sup>.

Además, en el artículo 29.2.2 menciona que para el análisis en la dirección vertical puede usarse 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales, considerando los valores de C, definidos en el artículo 14, excepto para la zona de periodos muy cortos ( $T < 0.2T_p$ ) en la que se considera:

$$T < 0.2T_p \quad C = 1 + 7.5\left(\frac{T}{T_p}\right)$$

En la Tabla 17 se muestran los datos del espectro en las direcciones horizontales y en la dirección vertical.

**Tabla 17: Datos del espectro en las direcciones X, Y y Z.**

T (seg.)	C <sub>h</sub>	C <sub>v</sub>	S <sub>a</sub> - Dir. X	S <sub>a</sub> - Dir. Y	S <sub>a</sub> - Dir. Z
0.00	2.500	1.000	1.57661	1.57661	0.42043
0.02	2.500	1.250	1.57661	1.57661	0.52554
0.04	2.500	1.500	1.57661	1.57661	0.63064
0.06	2.500	1.750	1.57661	1.57661	0.73575
0.08	2.500	2.000	1.57661	1.57661	0.84086
0.10	2.500	2.250	1.57661	1.57661	0.94596
0.12	2.500	2.500	1.57661	1.57661	1.05107
0.14	2.500	2.500	1.57661	1.57661	1.05107
0.16	2.500	2.500	1.57661	1.57661	1.05107

0.18	2.500	2.500	1.57661	1.57661	1.05107
0.20	2.500	2.500	1.57661	1.57661	1.05107
0.25	2.500	2.500	1.57661	1.57661	1.05107
0.30	2.500	2.500	1.57661	1.57661	1.05107
0.40	2.500	2.500	1.57661	1.57661	1.05107
0.60	2.500	2.500	1.57661	1.57661	1.05107
0.80	1.875	1.875	1.18246	1.18246	0.78830
1.00	1.500	1.500	0.94596	0.94596	0.63064
1.20	1.250	1.250	0.78830	0.78830	0.52554
1.40	1.071	1.071	0.67569	0.67569	0.45046
1.60	0.938	0.938	0.59123	0.59123	0.39415
1.80	0.833	0.833	0.52554	0.52554	0.35036
2.00	0.750	0.750	0.47298	0.47298	0.31532
2.25	0.593	0.593	0.37371	0.37371	0.24914
2.50	0.480	0.480	0.30271	0.30271	0.20181
2.75	0.397	0.397	0.25017	0.25017	0.16678
3.00	0.333	0.333	0.21021	0.21021	0.14014
4.00	0.188	0.188	0.11825	0.11825	0.07883
5.00	0.120	0.120	0.07568	0.07568	0.05045

**Fuente:** Elaboración propia.

Dónde:

$T$  = Periodo.

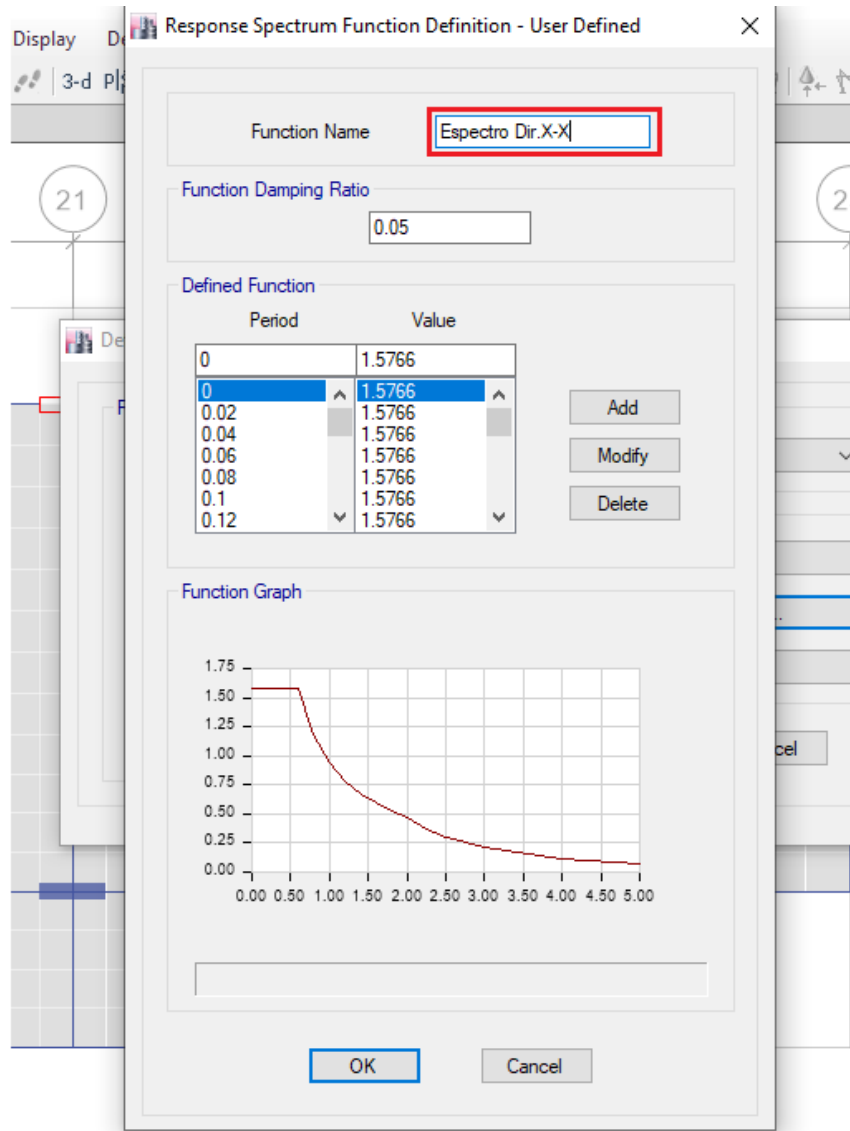
$C_h$  = Factor de amplificación sísmica en las direcciones horizontales.

$C_v$  = Factor de amplificación sísmica en la dirección vertical.

$S_a$ - Dir. (X, Y, Z) = Aceleración espectral en las direcciones X, Y y Z.

En la Figura 62 se muestra el espectro en la dirección X cargado en el programa Etabs, lo mismo se realizó para el espectro en la dirección Y y Z.

**Figura 62: Espectro en la dirección X cargado en el programa Etabs.**



**Fuente:** Tomado de Etabs v.16.2.1.

### **3.4 Tratamiento, análisis y presentación de resultados**

#### **3.4.1 Tipo, nivel, diseño y método de investigación.**

La investigación es de tipo descriptiva, nivel correlacional, el diseño es no experimental – transversal – descriptiva; la metodología usada es el método Hipotético deductivo.

#### **3.4.2 Población**

La población está constituida por los edificios construidos dentro de la institución educativa.

#### **3.4.3 Muestra**

La muestra es el bloque “B1” de la I.E. Jaén de Bracamoros, de la ciudad de Jaén, 2019.

#### **3.4.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos**

##### **Técnicas:**

Observación. Se observó directamente para saber el estado actual de la edificación.

Mediciones. Se realizó mediciones del bloque para así determinar sus características tales como: Dimensiones de elementos estructurales, distribución de ambientes, y otras. Donde los resultados obtenidos son comparados con los planos correspondientes de la institución.

Análisis documental y bibliográfico: Los planos estructurales y el expediente técnico de la obra ejecutada son los documentos de consulta para el modelamiento estructural.

Ensayo no destructivo: Se realizará el ensayo no destructivo de Esclerometría, para obtener una estimación de la resistencia del concreto endurecido.

##### **Instrumentos:**

Wincha.

Planos estructurales.

Expediente técnico.

Esclerómetro.

### 3.4.5 Presentación de resultados

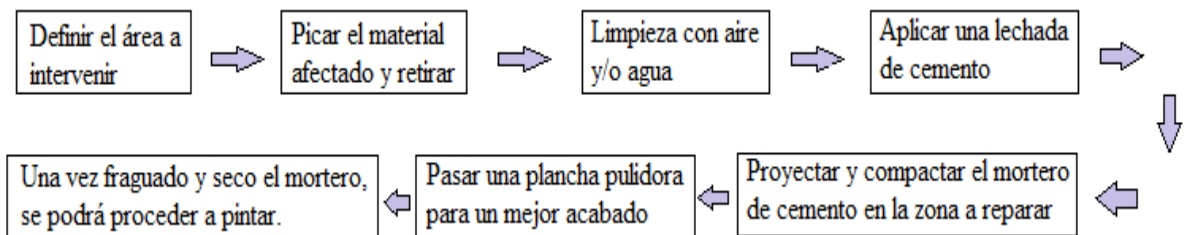
#### A. Resultados del estudio Patológico

Las lesiones encontradas en el bloque “B1” las cuales se agrupan en familias en la Tabla 12, requieren ser intervenidas para mejorar el aspecto de la edificación, estas no afectan la resistencia ni rigidez de elementos estructurales ya que se encuentran localizadas en los acabados.

#### Lesiones Físicas

Las causas de estas son debidas principalmente a agentes atmosféricos (lluvia, viento). La intervención a estas lesiones consiste en reemplazar las zonas dañadas o que han sido erosionadas, para lo cual se debe seguir el siguiente procedimiento indicado en la Figura 63 :

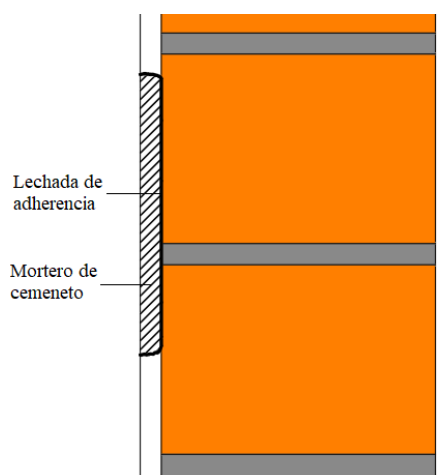
**Figura 63: Procedimiento para intervenir lesiones físicas.**



**Fuente:** Elaboración propia.

En la Figura 64 se muestra un esquema general de la intervención a realizar, esto es solo para áreas erosionadas, en el caso que se presente desprendimiento de pintura se procederá al retiro de ésta en el área afectada, luego se lijará la superficie y se pintará con pintura de mejor calidad.

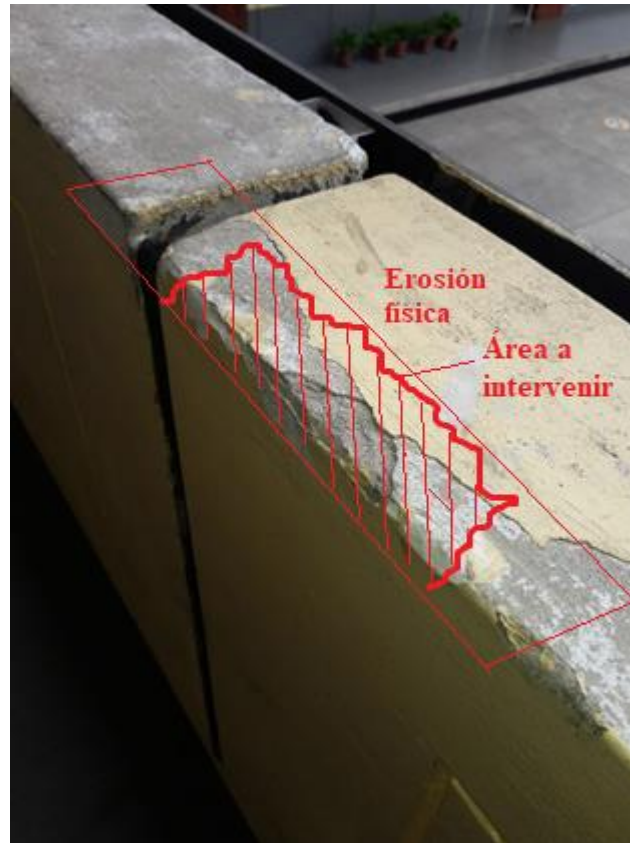
**Figura 64: Esquema de intervención para lesiones físicas.**



**Fuente:** Elaboración propia.

Por ejemplo, en la Figura 65 se muestra la lesión física identificada y se señala el área que se debe intervenir.

**Figura 65: Área a intervenir en lesión física.**



### **Lesiones Mecánicas**

Las fisuras y grietas registradas tienen una causa indirecta y directa, la primera es el inadecuado tratamiento de las juntas sísmicas en la construcción y la otra es el movimiento sísmico respectivamente. Estas lesiones requieren ser tratadas para evitar ser el origen de otras. El tratamiento es simple, consiste en picar y retirar el material que se ha utilizado como relleno y sellado para luego colocar el tapajuntas como indica el expediente técnico, ver Figura 66.

**Figura 66: Tratamiento de junta sísmica entre bloques.**



La erosión mecánica que se tiene por causa de impacto, debe ser tratada como el procedimiento indicado en la figura 63, ya que solo se encuentra afectado el material de revestimiento.

#### **Lesiones Químicas:**

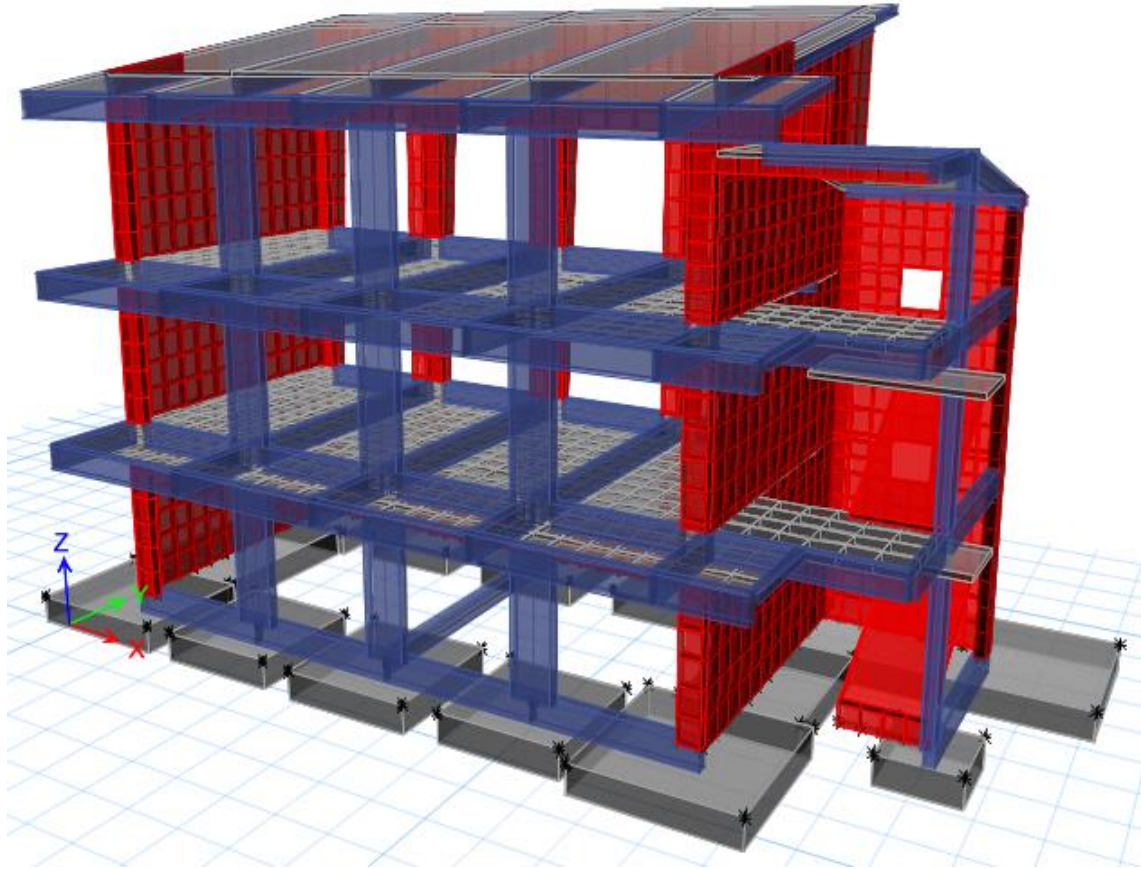
Los hongos encontrados vienen a ser una lesión secundaria, ya que como primaria se tiene la humedad. Esto se puede solucionar haciendo una correcta limpieza de la superficie, lijándola y volviéndola a pintar con materiales de mejor calidad, a su vez se requiere de un mantenimiento periódico.



## B. Resultados del modelamiento estructural

A continuación, se presenta el modelo estructural final del bloque “B1”.

**Figura 67: Modelo estructural del bloque “B1”.**



**Fuente:** Tomado de Etabs v.16.2.1.

El bloque “B1” en estudio no presenta irregularidades estructurales en altura ni en planta, por lo que se está cumpliendo con la tabla N° 10 de la norma E.030-2018, en la cual indica que para edificaciones de la categoría A que se encuentren en la zona 2 no se permiten irregularidades.

### Verificación del sistema estructural

El expediente técnico especifica que en las direcciones X y Y el sistema estructural es dual, por lo que se verificó el porcentaje de cortante que toman los muros de concreto armado y las columnas.

En las Tabla 18 y Tabla 19 tenemos los cortantes para la dirección X:

**Tabla 18: Cortante en muro de concreto armado – Dirección X.**

Nivel	Muros de C.A.	Caso de carga	Cortante (tonf)
1	Muro 3	SSDX	51.56

**Fuente:** Tomado de Etabs v.16.2.1.

**Tabla 19: Cortante en columnas – Dirección X.**

Nivel	Columna	Caso de carga	Cortante (tonf)
1	C 1	SSDX	1.43
1	C 2	SSDX	2.24
1	C 3	SSDX	2.18
1	C 4	SSDX	2.16
1	C 5	SSDX	1.28
1	C 6	SSDX	1.67
1	C 7	SSDX	1.67
1	C 8	SSDX	1.79
1	C 9	SSDX	1.21
1	C 10	SSDX	4.81
1	C 11	SSDX	1.11
1	C 12	SSDX	0.16

**Fuente:** Tomado de Etabs v.16.2.1.

SSDX es el sismo en la dirección X.

De las Tabla 18y Tabla 19 tenemos que:

$$V_{X\text{muros de C.A.}} = 51.56 \text{ tonf}$$

$$V_{X\text{columnas}} = 21.71 \text{ tonf}$$

$$V_{\text{sismoX}} = 92.42 \text{ tonf}$$

Por lo tanto, el porcentaje de cortante que toman los muros de concreto armado y las columnas en la dirección X queda de la siguiente manera:

$$\%V_{X\text{muros de C.A.}} = 55.78 \%$$

$$\%V_{X\text{columnas}} = 23.49 \%$$

**Tabla 20: Cortante en muros de concreto armado – Dirección Y.**

Nivel	Muros de C.A.	Caso de carga	Cortante (tonf)
1	Muro 1	SSDY	26.52
1	Muro 2	SSDY	52.75

**Fuente:** Tomado de Etabs v.16.2.1.

**Tabla 21: Cortante en columnas – Dirección Y.**

Nivel	Columna	Caso de carga	Cortante (tonf)
1	C 1	SSDY	0.43
1	C 2	SSDY	0.13
1	C 3	SSDY	0.18
1	C 4	SSDY	0.20
1	C 5	SSDY	0.83
1	C 6	SSDY	0.58
1	C 7	SSDY	0.22
1	C 8	SSDY	0.35
1	C 9	SSDY	0.30
1	C 10	SSDY	0.81
1	C 11	SSDY	0.15
1	C 12	SSDY	0.23

**Fuente:** Tomado de Etabs v.16.2.1.

SSDY es el sismo en la dirección Y.

De las Tabla 20 y Tabla 21 tenemos que:

$$V_{Y\text{muros de C.A.}} = 79.27 \text{ tonf}$$

$$V_{Y\text{columnas}} = 4.41 \text{ tonf}$$

Por lo tanto, el porcentaje de cortante que toman los muros de concreto armado y las columnas en la dirección Y queda de la siguiente manera:

$$\%V_{Y\text{muros de C.A.}} = 94.73 \%$$

$$\%V_{Y\text{columnas}} = 5.27 \%$$

La norma E.030-2018 indica que en el sistema de muros estructurales su resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 70% de la fuerza cortante en la base.

Por lo tanto, el sistema estructural en la dirección Y del bloque “B1” en estudio es Muros Estructurales. El coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas es:

$$R_0 = 6$$

Se hizo la corrección en el espectro de pseudo aceleraciones y se agregó nuevamente al programa.

### Verificación de la distorsión de entrepiso

En las Tabla 22 y Tabla 23 se muestran las distorsiones de entrepiso en la dirección X y Y respectivamente, cabe resaltar que las distorsiones que se obtienen del programa son del análisis lineal elástico por lo que se deben multiplicar por 0.75R por ser una estructura regular y de esta manera obtener las distorsiones de entrepiso en el rango no lineal. Así también se muestra el límite de esta distorsión de entrepiso que establece la norma E.030-2018 para concreto armado.

**Tabla 22: Distorsiones de entrepiso – Dirección X.**

Nivel	Distorsión (Etabs)	Factor (0.75R)	Distorsión de entrepiso	Distorsión máxima de entrepiso (E.030-2018)	Cumple
Nivel 3	0.000234	5.25	0.0012	0.007	SI
Nivel 2	0.000334	5.25	0.0018	0.007	SI
Nivel 1	0.000216	5.25	0.0011	0.007	SI

**Fuente:** Tomado de Etabs v.16.2.1.

**Tabla 23: Distorsiones de entrepiso – Dirección Y.**

Nivel	Distorsión (Etabs)	Factor (0.75R)	Distorsión de entrepiso	Distorsión máxima de entrepiso (E.030-2018)	Cumple
Nivel 3	0.000150	4.5	0.0007	0.007	SI
Nivel 2	0.000155	4.5	0.0007	0.007	SI
Nivel 1	0.000113	4.5	0.0005	0.007	SI

**Fuente:** Tomado de Etabs v.16.2.1.

### Modos de vibración y participación de masa modal

En la Tabla 24 se muestran los modos de vibración de la estructura en estudio con su masa participativa en cada dirección de análisis.

**Tabla 24: Modos de vibración del bloque “B1”.**

Modo	Periodo (s)	UX (%)	UY (%)	RZ (%)	Sum UX (%)	Sum UY (%)	Sum RZ (%)
1	0.249	<b>0.8131</b>	0.0077	0.0024	81.31	0.77	0.24
2	0.157	0.0095	<b>0.5779</b>	0.0285	82.26	58.56	3.09
3	0.151	0.0000	0.0046	0.0003	82.27	59.03	3.12
4	0.140	0.0004	0.0539	0.0049	82.31	64.42	3.61
5	0.133	0.0005	0.0730	0.2497	82.36	71.72	28.58
6	0.132	0.0000	0.0000	0.0069	82.36	71.73	29.27
7	0.125	0.0001	0.0176	0.1254	82.37	73.49	41.82
8	0.123	0.0000	0.0094	<b>0.2962</b>	82.37	74.43	71.43
9	0.110	0.0000	0.0021	0.0040	82.38	74.64	71.83
10	0.108	0.0001	0.0118	0.0224	82.39	75.83	74.07
11	0.106	0.0000	0.0040	0.0167	82.39	76.23	75.74
12	0.095	0.0000	0.0013	0.0010	82.39	76.36	75.84
13	0.092	0.0007	0.0021	0.0034	82.46	76.57	76.18
14	0.092	0.0008	0.0029	0.0062	82.54	76.86	76.81
15	0.089	0.0005	0.0001	0.0024	82.58	76.87	77.05
16	0.088	0.0002	0.0000	0.0000	82.60	76.87	77.05
17	0.083	0.1000	0.0000	0.0027	92.60	76.87	77.32
18	0.078	0.0004	0.0000	0.0000	92.64	76.87	77.32
19	0.077	0.0001	0.0002	0.0015	92.65	76.89	77.48
20	0.074	0.0002	0.0007	0.0004	92.67	76.96	77.52
21	0.074	0.0001	0.0011	0.0010	92.68	77.07	77.62
22	0.070	0.0001	0.0034	0.0035	92.68	77.41	77.97
23	0.068	0.0000	0.0000	0.0001	92.68	77.42	77.98
24	0.067	0.0004	0.0001	0.0001	92.73	77.43	77.99
25	0.061	0.0003	0.0029	0.0009	92.76	77.71	78.08
26	0.059	0.0001	0.0003	0.0002	92.77	77.74	78.10

27	0.057	0.0000	0.0000	0.0000	92.77	77.74	78.10
28	0.057	0.0000	0.0000	0.0000	92.77	77.74	78.10
29	0.056	0.0000	0.0040	0.0025	92.77	78.13	78.35
30	0.055	0.0000	0.0004	0.0005	92.77	78.17	78.39
31	0.055	0.0000	0.0229	0.0012	92.77	80.47	78.52
32	0.053	0.0001	0.0109	0.0008	92.78	81.55	78.60
33	0.053	0.0004	0.0822	0.0091	92.82	89.77	79.50
34	0.053	0.0000	0.0021	0.0019	92.82	89.98	79.69
35	0.052	0.0000	0.0036	0.0003	92.82	90.34	79.72
36	0.051	0.0008	0.0001	0.0004	92.90	90.34	79.76
37	0.051	0.0001	0.0004	0.0002	92.91	90.38	79.78
38	0.049	0.0085	0.0011	0.0012	93.76	90.49	79.90
39	0.049	0.0419	0.0131	0.0031	97.94	91.80	80.21
40	0.048	0.0001	0.0000	0.0000	97.95	91.80	80.21

**Fuente:** Tomado de Etabs v.16.2.1.

### Periodo fundamental de vibración de la estructura

De la Tabla 24 obtenemos los periodos de vibración de la estructura en cada dirección de análisis, estos se presentan en la Tabla 25.

**Tabla 25: Periodos fundamentales de vibración del bloque “B1”.**

Dirección de análisis	Periodo (s)
UX	0.249
UY	0.157
RZ	0.123

**Fuente:** Tomado de Etabs v.16.2.1.

Con los periodos de la Tabla 25 se corrobora que el factor de amplificación sísmica sigue siendo 2.5. Por lo tanto, el coeficiente basal para el análisis estático solo se ve afectado por el coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas debido al sistema de muros estructurales que presenta el bloque y no el sistema dual como se especifica en el expediente técnico.

### Análisis sísmico estático

Del análisis sísmico estático se obtiene el cortante estático actuante en cada dirección de análisis, esto se muestra en la Tabla 26:

**Tabla 26: Cortante estático en la dirección X y Y.**

Nivel	Ubicación	Cortante en X (tonf)	Cortante en Y (tonf)
Nivel 1	Abajo	110.63	129.07

**Fuente:** Tomado de Etabs v.16.2.1.

### Verificación de la relación entre el cortante estático y dinámico

Los resultados del cortante dinámico en cada dirección se presentan en la Tabla 27:

**Tabla 27: Cortante dinámico en la dirección X y Y.**

Nivel	Ubicación	Cortante en X (tonf)	Cortante en Y (tonf)
Nivel 1	Abajo	92.42	95.08

**Fuente:** Tomado de Etabs v.16.2.1.

La norma E.030-2018 en su artículo 29.4 indica que el cortante dinámico debe ser al menos el 80% del cortante estático para estructuras regulares.

**Tabla 28: Verificación de cortante dinámica mínima.**

Cortante	$80\% * V_{\text{Estático}}$	$V_{\text{Dinámico}}$	$V_D > 80\% * V_E$	Factor de escala
$V_X(\text{tonf})$	88.50	92.42	SI	NO
$V_Y(\text{tonf})$	103.26	95.08	NO	1.09

**Fuente:** Elaboración propia.

Los esfuerzos internos en los elementos estructurales se muestran en la verificación del diseño de los mismos.

### C. Verificación del diseño de elementos de concreto armado

#### Verificación del diseño de Losa aligerada:

Debido a que la carga viva es diferente en aulas, corredores y azotea, se tienen diseños diferentes. Para el análisis estructural se realizó una alternancia de carga viva, obteniendo los máximos valores de momentos negativos y positivos de cada caso. La carga muerta adicionada es por peso de ladrillo, cielo raso y piso terminado, ya que el peso propio del concreto lo calcula automáticamente el programa. A continuación, se presenta el diseño del aligerado del 1er y 2do piso, así también las consideraciones tomadas para el desarrollo del mismo:

#### Aligerado – Aulas - 1er y 2do piso

##### Diseño por flexión:

$$CM = 210 \text{ kgf/m}^2 \text{ (0.210 tonf/m}^2 \text{ – Tabla 14)}$$

$$CV = 250 \text{ kgf/m}^2 \text{ (0.250 tonf/m}^2 \text{ – Tabla 13)}$$

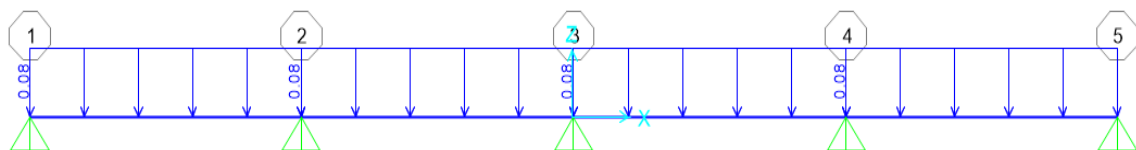
Estos valores se deben multiplicar por el ancho tributario de la vigueta:

$$CM = 0.210 * 0.4 = 0.084 \text{ tonf/m}$$

$$CV = 0.250 * 0.4 = 0.100 \text{ tonf/m}$$

En la Figura 68 se muestra la carga muerta en la vigueta:

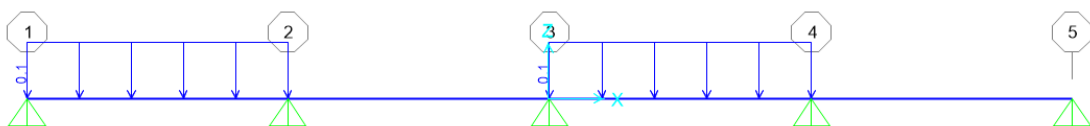
**Figura 68: Carga muerta (tonf/m) en vigueta.**



**Fuente:** Tomado de Sap 2000 v.20.

En las Figura 69 y Figura 70 se muestra la alternancia de carga viva para máximos positivos.

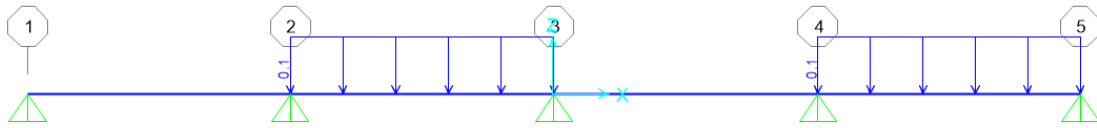
**Figura 69: Máximo positivo en 1er y 3er tramo.**



**Fuente:** Tomado de Sap 2000 v.20.



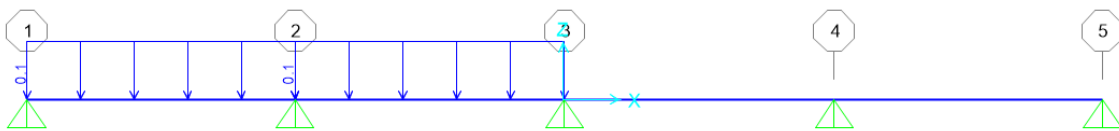
**Figura 70: Máximo positivo en 2do y 4to tramo.**



**Fuente:** Tomado de Sap 2000 v.20.

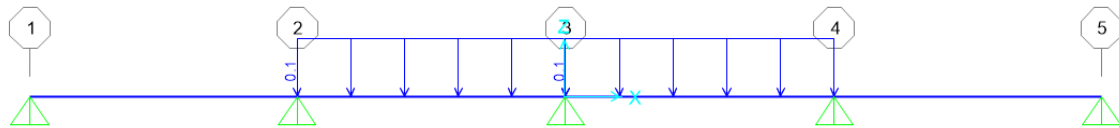
En las Figura 71, Figura 72 y Figura 73 se muestra la alternancia de carga viva para máximos negativos.

**Figura 71: Máximo negativo en 1er apoyo interior.**



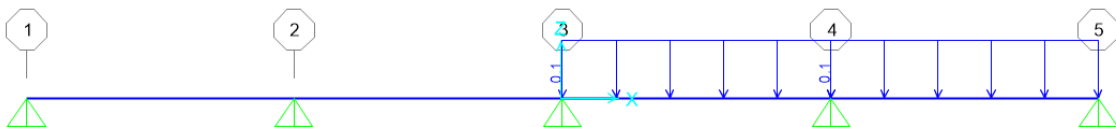
**Fuente:** Tomado de Sap 2000 v.20.

**Figura 72: Máximo negativo en 2do apoyo interior.**



**Fuente:** Tomado de Sap 2000 v.20.

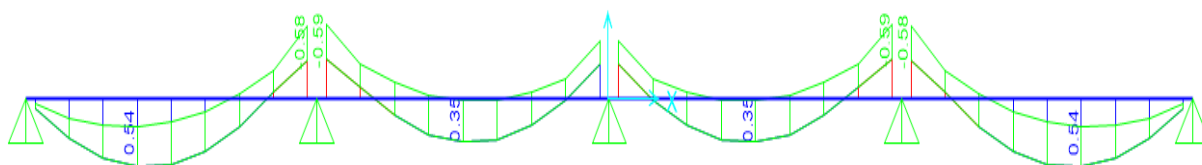
**Figura 73: Máximo negativo en 3er apoyo interior.**



**Fuente:** Tomado de Sap 2000 v.20.

Con las alternancias de carga viva se realiza una envolvente y posteriormente la combinación de cargas según la ecuación (1), obteniéndose el siguiente diagrama de momentos.

**Figura 74: Diagrama de momento flector (tonf-m) en vigueta.**



**Fuente:** Tomado de Sap 2000 v.20.

De la Figura 74 podemos obtener el valor del momento positivo máximo y momento negativo máximo, siendo estos:

$$M_{u(+)} = 0.54 \text{ tonf} - \text{m}$$

$$M_{u(-)} = 0.59 \text{ tonf} - \text{m}$$

Haciendo uso de las ecuaciones (2) y (3) y siguiendo un proceso iterativo se tienen los siguientes resultados del área de acero para el momento positivo y negativo.

**Tabla 29: Acero de refuerzo calculado para momento positivo.**

$M_{u(+)} = 0.54 \text{ tonf} - \text{m}$	
a (cm)	$A_s(\text{cm}^2)$
3.4	0.934
0.549	0.854
0.502	0.853
<b>0.502</b>	<b>0.853</b>

**Fuente:** Elaboración propia.

**Tabla 30: Acero de refuerzo calculado para momento negativo.**

$M_{u(-)} = 0.59 \text{ tonf} - \text{m}$	
a (cm)	$A_s(\text{cm}^2)$
3.4	1.02
2.4	0.988
2.325	0.986
2.32	0.985
<b>2.32</b>	<b>0.985</b>

**Fuente:** Elaboración propia.

Para el cálculo del área de acero mínimo y máximo se emplearon las ecuaciones (4) y (5) respectivamente, teniendo los siguientes valores:

$$A_{S\text{mín}} = 0.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{S\text{máx}} = 2.71 \text{ cm}^2$$

El acero a colocar será:

$$M_{u(+)} = 1\text{Ø}1/2'' > 0.853 \text{ cm}^2$$

$$M_{u(-)} = 1\text{Ø}1/2'' > 0.985 \text{ cm}^2$$

El bastón (acero en el extremo) será de  $\text{Ø}3/8''$ .

En la siguiente tabla se muestra el acero calculado en el presente trabajo de investigación y el acero del expediente técnico.

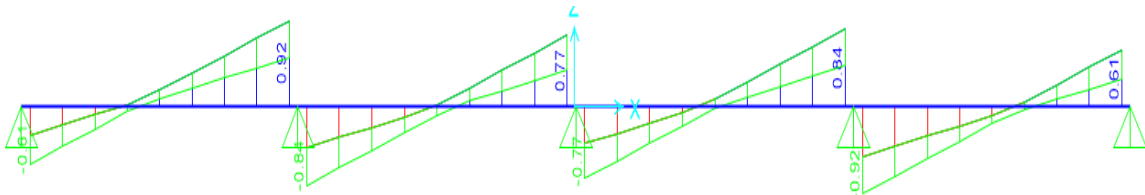
**Tabla 31: Acero calculado a colocar y acero de Exp. Técnico en Aligerados - Aulas 1er y 2do piso.**

$M_u$	As Calculado ( $\text{cm}^2$ )	As Expediente Técnico ( $\text{cm}^2$ )
$M_{u(+)}$	0.85	1.27
$M_{u(-)}$	0.99	1.27

**Fuente:** Elaboración propia.

**Diseño por corte:** De la combinación de cargas con la ecuación (1) se obtiene el siguiente diagrama de fuerzas cortantes:

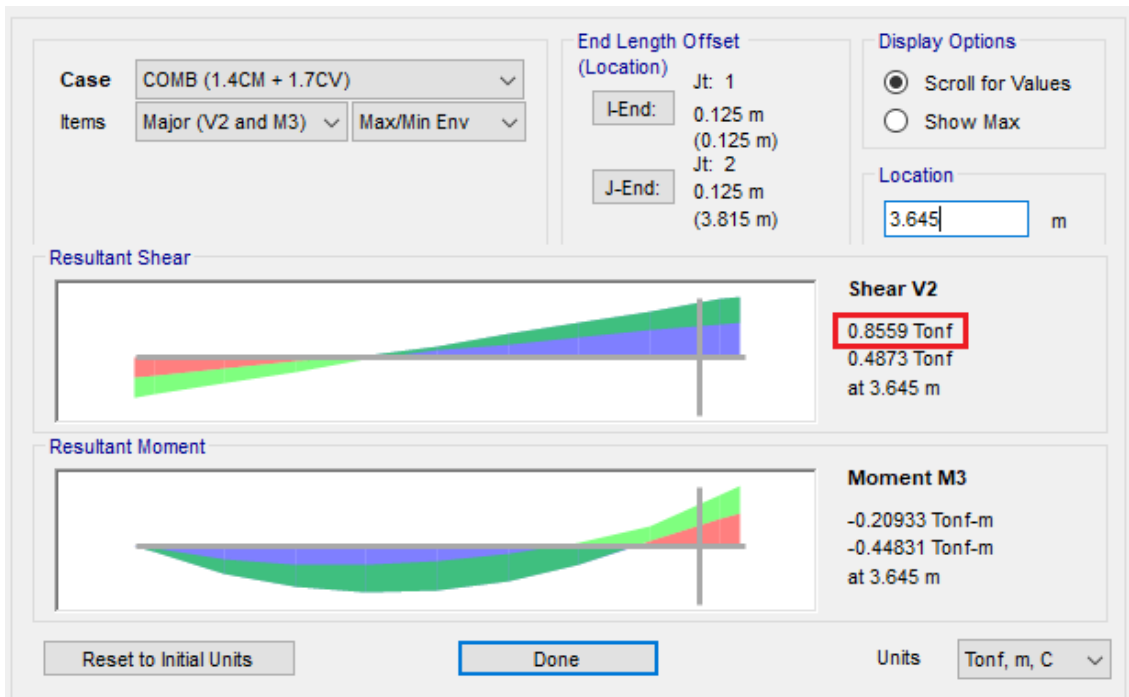
**Figura 75: Diagrama de fuerza cortante (tonf) en vigueta.**



**Fuente:** Tomado de Sap 2000 v.20.

El valor máximo sería 0.92 tonf. La norma E. 060 en el artículo 11.1.3.1 permite diseñar para una fuerza cortante calculada a la distancia  $d$  de la cara del apoyo. Los valores del diagrama de fuerza cortante presentado en la Figura 75 están calculados a la cara del apoyo, por lo que se tiene que calcular la fuerza cortante a 17 cm a partir de la cara. En la Figura 76 se muestra el nuevo valor de la fuerza cortante máxima.

**Figura 76: Fuerza cortante máxima en vigueta.**



**Fuente:** Tomado de Sap 2000 v.20.

Con la ecuación (7) calculamos el cortante que resiste el concreto, siendo este:

$$1.1 * \phi * V_c = 1220.8 \text{ kgf} = 1.22 \text{ tonf}$$

Y el cortante actuante es:  $V_u = 0.86 \text{ tonf}$

Con los valores obtenidos tenemos que:  $1.1 * \phi * V_c > V_u$

Por lo tanto el concreto resiste todo el cortante actuante, y no es necesario realizar ensanches o diseñar estribos.

**Refuerzo por cambios volumétricos:** El cálculo del área de acero se realiza con la ecuación (8), obteniendo:

$$A_{\text{Stemp}} = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{Svarilla}} = 0.32 \text{ cm}^2 (\phi 1/4")$$

Calculamos el número de varillas en 100 cm:

$$N^\circ \text{ varillas} = 0.9/0.32 = 2.81 = 3$$

$$S_1 = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$$

$$S_2 = 5(h_f) = 5(5) = 25 \text{ cm (Espaciamiento máximo)}$$

Por lo tanto, se usa  $1\phi 1/4"$  cada 0.25 m.

Los resultados del cálculo de acero para los aligerados en corredores, azotea y techo de escalera se presentan en la Tabla 32:

**Tabla 32: Resultados del cálculo y comparación de acero en losas aligeradas.**

Aligerado	$M_{u(+)}$ (tonf – m)	$M_{u(-)}$ (tonf – m)	As (+) Calculado (cm <sup>2</sup> )	As (-) Calculado (cm <sup>2</sup> )	Acero de Expediente Técnico (cm <sup>2</sup> )	
					As (+)	As (-)
Corredor	0.70	0.74	1.11	1.26	1.27	1.98
Azotea	0.35	0.40	0.55	0.65	1.27	1.27
Techo de escalera	0.53	0.27	0.84	0.43	1.27	1.27

**Fuente:** Elaboración propia.

El cortante que proporciona el concreto en todas las losas aligeradas del bloque “B1” es mayor al cortante actuante, por lo que no es necesario realizar ensanches, ni la adición de estribos.

El acero considerado en el expediente técnico es el correcto y satisface los momentos últimos actuantes.

#### **Verificación del diseño de Escaleras:**

Las medidas del P (paso), CP (Contrapaso) y t (espesor de garganta de escalera) que presenta el expediente técnico son las siguientes:

$$P = 30 \text{ cm}$$

$$CP = 17.5 \text{ cm}$$

$$t = 15 \text{ cm}$$

Para el análisis estructural calcularemos el espesor medio constante de la escalera, haciendo uso de las ecuaciones (9), (10) y (11), teniendo como resultado:

$$h_m = 17.44 + \frac{17.5}{2} = 26.19 \text{ cm}$$

A continuación, se presenta el análisis y diseño del primer tramo de escalera:

#### **Diseño por flexión**

##### **Metrado de cargas tramo inclinado**

$$\text{Peso propio} = 2400 \text{ kgf/m}^3 (2.4 \text{ tonf/m}^3)$$

$$\text{Piso terminado} + \text{Cielo raso} = 120 \text{ kgf/m}^2 (0.120 \text{ tonf/m}^2 - \text{Tabla 14})$$

$$CV = 400 \text{ kgf/m}^2 (0.400 \text{ tonf/m}^2 - \text{Tabla 13})$$

El análisis se realiza por metro de losa:

$$\text{Peso propio} = 2.4 * 1 * 0.2619 = 0.629 \text{ tonf/m}$$

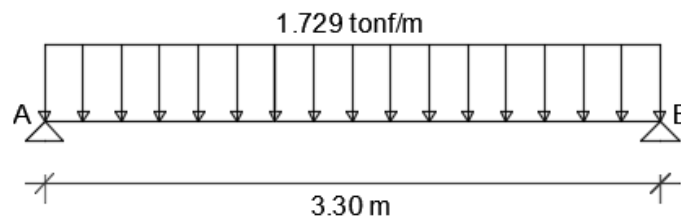
$$\text{Piso terminado} + \text{cielo raso} = 0.120 * 1 = 0.120 \text{ tonf/m}$$

$$CV = 0.400 * 1 = 0.400 \text{ tonf/m}$$

La carga última será:  $1.4 (0.629+0.120) + 1.7 (0.400) = 1.729 \text{ tonf/m}$

En la Figura 77 se muestra la carga última en la escalera – 1er tramo:

**Figura 77: Cargas últimas en escalera – 1er tramo.**



**Fuente:** Elaboración propia.

El momento último máximo se obtuvo manualmente, encontrando primero el valor de la reacción en el apoyo A, luego realizando un corte a una distancia  $x$  de este apoyo, obteniendo la ecuación del momento y derivando esta se obtiene la ecuación de cortante. Cuando el cortante es cero se obtiene el momento máximo, es así que la ecuación del cortante se iguala a cero, y de esta manera tenemos la distancia a partir del apoyo A a la que ocurre el momento máximo.

$$R_A = \frac{1.729(3.30) \left(\frac{3.30}{2}\right)}{3.30} \rightarrow R_A = 2.85 \text{ tonf}$$

La ecuación del momento a una distancia  $x$  es:

$$M_x = \frac{-1.729}{2}x^2 + 2.85x$$

Derivando la ecuación del momento obtendremos la ecuación del cortante:

$$V_x = -1.729x + 2.85$$

Igualando la ecuación del cortante a cero obtendremos la distancia a la que ocurre el momento último máximo.

$$0 = -1.729x + 2.85 \rightarrow x = 1.65 \text{ m}$$

La distancia encontrada reemplazamos en la ecuación del momento:

$$(+M_{u \text{ máx}} = \frac{-1.729}{2}(1.65)^2 + 2.85(1.65) \rightarrow (+M_{u \text{ máx}} = 2.35 \text{ tonf} - \text{m}$$

De la ecuación (12) tenemos que el momento positivo de diseño es:

$$(+M_{\text{diseño}} = 1.0(2.35) = 2.35 \text{ tonf} - \text{m}$$

De la ecuación (13) resulta el momento negativo de diseño:

$$(-M_{\text{diseño}} = \frac{1}{3}(2.35) = 0.78 \text{ tonf} - \text{m}$$

Haciendo uso de las ecuaciones (15) y (16) y siguiendo un proceso iterativo se tienen los

siguientes resultados del área de acero en un metro para el momento positivo y negativo.

**Tabla 33: Acero de refuerzo calculado para momento positivo en escalera.**

$M_{u(+)} = 2.35 \text{ tonf} - \text{m}$	
a (cm)	$A_s(\text{cm}^2)$
2.400	5.756
1.354	5.491
1.292	5.476
1.288	5.475
<b>1.288</b>	<b>5.475</b>

**Fuente:** Elaboración propia.

**Tabla 34: Acero de refuerzo calculado para momento negativo en escalera.**

$M_{u(-)} = 0.78 \text{ tonf} - \text{m}$	
a (cm)	$A_s(\text{cm}^2)$
2.400	1.911
0.450	1.752
0.412	1.750
<b>0.412</b>	<b>1.750</b>

**Fuente:** Elaboración propia.

El cálculo del acero transversal se hace con la ecuación (17) y tomando como  $d = 15 \text{ cm}$ .

$$A_{st} = 2.70 \text{ cm}^2$$

Para el cálculo del área de acero mínimo y máximo se emplearon las ecuaciones (4) y (5) respectivamente, teniendo los siguientes valores:

$$A_{S\text{mín}} = 2.90 \text{ cm}^2$$

$$A_{S\text{máx}} = 19.13 \text{ cm}^2$$

Los resultados del cálculo de acero en escaleras para un metro se presentan en la Tabla 35:

**Tabla 35: Resultados del cálculo y comparación de acero en escaleras.**

Escalera	$M_{u(+)}$ (tonf - m)	$M_{u(-)}$ (tonf - m)	As (+) Calculado ( $\text{cm}^2$ )	As (-) Calculado ( $\text{cm}^2$ )	Acero de Expediente Técnico ( $\text{cm}^2$ )	
					As (+)	As (-)
1er tramo	2.35	0.78	5.48	2.90	12.70	12.70
2do y 4to tramo	2.96	0.99	7.01	2.90	12.70	12.70
3er tramo	2.96	0.99	7.01	2.90	12.70	12.70

**Fuente:** Elaboración propia.

El acero requerido para el momento de diseño positivo y negativo es el adecuado.

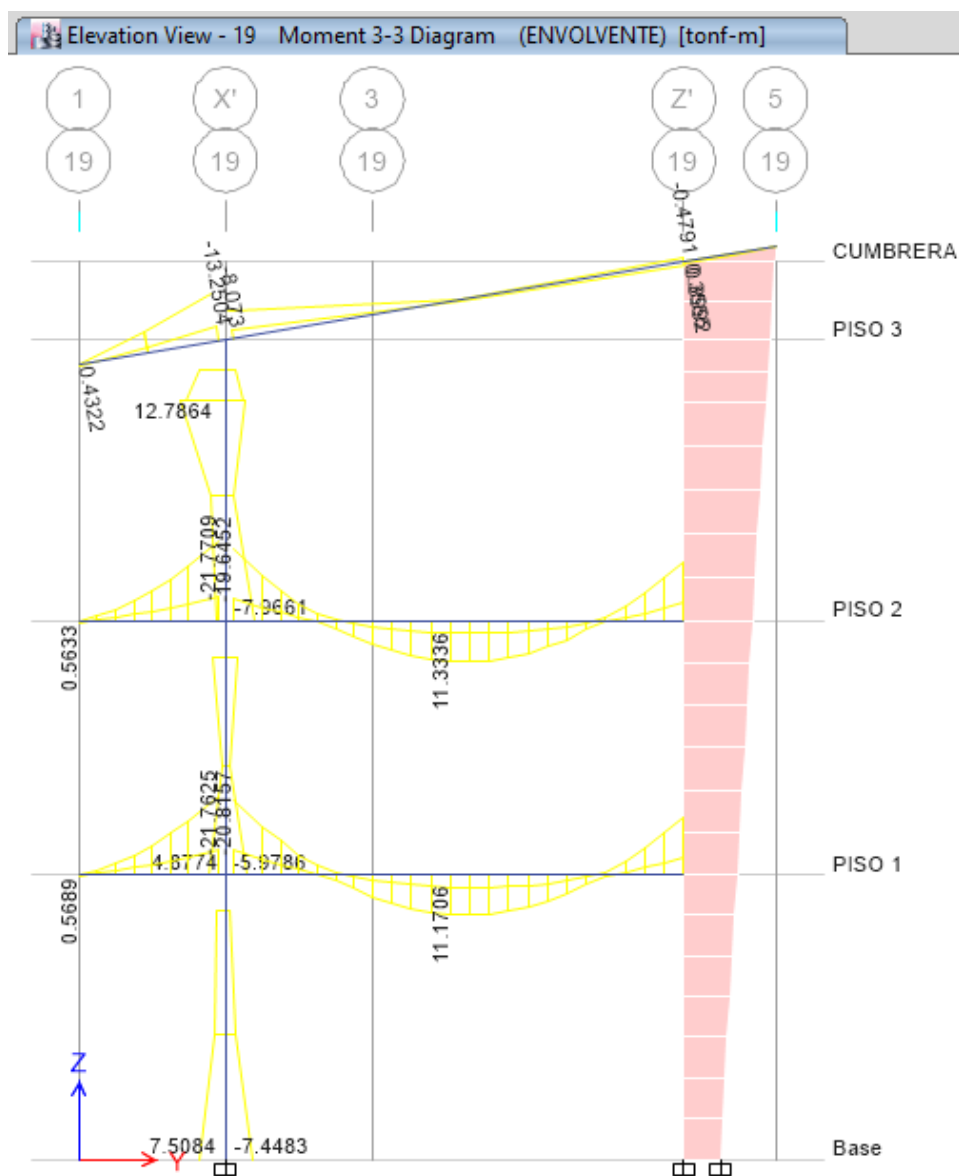
### Verificación del diseño de Vigas:

Se presenta el diseño de la viga interior (25cm x 60 cm) del Eje 19 tramo X' -Z' – 1er piso, en base a los esfuerzos internos obtenidos del modelamiento estructural. El mismo procedimiento se realizó en todas las vigas.

En la Figura 78 se muestra el diagrama de momento flector en los elementos frame (vigas y columnas), resultante de la envolvente.

Para el momento positivo se consideró el refuerzo en una capa, en tanto para el momento negativo se consideró el refuerzo en dos capas.

**Figura 78: Diagrama de momento flector (tonf – m) Eje 19– Envolvente.**



**Fuente:** Tomado de Etabs v.16.2.1.



## Diseño por flexión

Para el cálculo del refuerzo por flexión utilizaremos las ecuaciones (18) y (19).

**Tabla 36: Acero de refuerzo calculado para momento positivo.**

$M_{u(+)} = 11.1706 \text{ tonf} - \text{m}$	
a (cm)	$A_s(\text{cm}^2)$
10.800	6.081
5.723	5.779
5.439	5.763
5.424	5.762
<b>5.423</b>	<b>5.762</b>

**Fuente:** Elaboración propia.

**Tabla 37: Acero de refuerzo calculado para momento negativo izquierdo.**

$M_{ui(-)} = 20.8157 \text{ tonf} - \text{m}$	
a (cm)	$A_s(\text{cm}^2)$
10.200	11.997
11.292	12.142
11.428	12.160
11.445	12.162
<b>11.447</b>	<b>12.163</b>

**Fuente:** Elaboración propia.

**Tabla 38: Acero de refuerzo calculado para momento negativo derecho.**

$M_{ud(-)} = 15.6149 \text{ tonf} - \text{m}$	
a (cm)	$A_s(\text{cm}^2)$
10.200	9.000
8.470	8.833
8.314	8.819
8.300	8.817
<b>8.299</b>	<b>8.817</b>

**Fuente:** Elaboración propia.

Para el cálculo del acero mínimo y máximo emplearemos las ecuaciones (20) y (21):

$$A_{S\text{mín}} = 3.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{S\text{máx}} = 21.52 \text{ cm}^2$$

En el expediente técnico se tiene para la viga en análisis 3 barras continuas para momento positivo y negativo de diámetro  $\emptyset 3/4"$ , 1 bastón de diámetro  $\emptyset 3/4"$  para el momento negativo derecho y 2 bastones de diámetro  $\emptyset 3/4"$  para el momento negativo izquierdo.

$$A_{S(+)} = 8.55 \text{ cm}^2$$

$$A_{si(-)} = 14.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{sd(-)} = 11.4 \text{ cm}^2$$

### **Diseño por corte**

Determinaremos la fuerza cortante de diseño en la viga, para ello primero encontramos los momentos nominales con el acero colocado utilizando la ecuación (23) y las cargas de gravedad tributarias amplificadas con la ecuación (24).

$$M_{ni(-)} = 26.51 \text{ tonf} - \text{m}$$

$$M_{nd(+)} = 17.95 \text{ tonf} - \text{m}$$

Las cargas de gravedad tributarias se obtendrán del programa Etabs (también se puede calcular manualmente).

$$W_u = 1.25 \left( 2.03 \frac{\text{tonf}}{\text{m}} + 0.99 \frac{\text{tonf}}{\text{m}} \right) = 3.78 \text{ tonf/m}$$

Con la ecuación (25) determinamos la fuerza cortante de diseño:

$$V_u = 13.61 \text{ tonf} + 6.18 \text{ tonf} = 19.79 \text{ tonf}$$

Calculamos la resistencia nominal al cortante que proporciona el concreto con la ecuación (27):

$$V_c = 9.79 \text{ tonf}$$

Teniendo el cortante de diseño y la resistencia al cortante que proporciona el concreto, determinamos con la ecuación (28) el cortante que tomará el refuerzo.

$$V_s = 13.49 \text{ tonf}$$

El refuerzo de cortante como lo detalla el expediente técnico es perpendicular al eje del elemento, por lo que se usará la ecuación (29) para calcular su espaciamiento:

$$s = 22.55 \text{ cm}$$

La distribución de los estribos en la zona de confinamiento (2h) y fuera de ella como lo indica la norma E.060-2009 en los numerales 21.4.4.4 y 21.4.4.5 respectivamente, sería:

Estribos de  $\emptyset 3/8"$ : 1@.05, 10@0.125, Rsto. @.25

Distribución que concuerda con lo especificado en el expediente técnico.

En la Tabla 39 se muestra el acero calculado en vigas principales de los ejes 17, 19, 21, 22, 24 y 25, tramo X' - Z' de la presente tesis y el acero indicado en el expediente técnico.

**Tabla 39: Resultados del cálculo y comparación de acero en vigas principales.**

Piso	Viga	Eje	A <sub>s</sub> Calculado (cm <sup>2</sup> )			A <sub>s</sub> Expediente técnico (cm <sup>2</sup> )		
			A <sub>si(-)</sub>	A <sub>s(+)</sub>	A <sub>sd(-)</sub>	A <sub>si(-)</sub>	A <sub>s(+)</sub>	A <sub>sd(-)</sub>
1	VS-07	17 y 24	5.36	3.66	4.66	5.70	5.70	5.70
	VB-T03	19 y 22	12.16	5.76	8.82	14.25	8.55	11.40
	VB-T04	21	15.12	7.95	12.41	20.40	10.20	20.40
	VS-09	25	3.26	3.26	3.26	14.25	5.70	14.25
2	VS-07	17 y 24	5.36	3.66	4.66	5.70	5.70	5.70
	VB-T03	19 y 22	11.39	5.85	9.17	14.25	8.55	11.40
	VB-T04	21	14.19	8.11	12.96	20.40	10.20	20.40
	VS-09	25	3.26	3.26	3.26	14.25	5.70	14.25
3	VS-07	17 y 24	5.36	3.66	4.66	5.70	5.70	5.70
	VB-302	19, 21 y 22	4.86	3.26	3.26	11.40	5.70	11.40
	VS-04	25	2.05	2.05	2.05	5.70	5.70	5.70

**Fuente:** Elaboración propia.

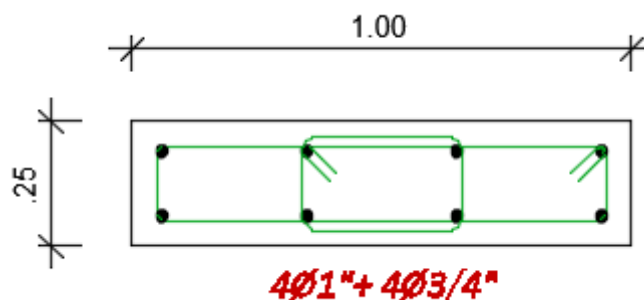
El área de acero (cm<sup>2</sup>) del expediente técnico es superior al área de acero calculado, por lo que satisface los momentos actuantes último en cada elemento sometido a flexión (vigas), así también la distribución de los estribos es la correcta.

### Verificación del diseño de Columnas:

Se muestra el diseño de la columna de sección 0.25 m x 1.00 m, ubicada en la intersección de los ejes X' y eje 21. El procedimiento mostrado es el mismo que se siguió para la verificación de las columnas restantes.

La verificación se realizó con el acero que indica el expediente técnico, tal como se muestra en la Figura 79:

**Figura 79: Columna de sección 0.25 m x 1.00 m.**



**Fuente:** Expediente técnico.

El área del refuerzo longitudinal mínimo y máximo según el numeral 21.4.5.1 de la norma E.060-2009 es:

$$A_{S\text{mín}} = 25 \text{ cm}^2$$

$$A_{S\text{máx}} = 150 \text{ cm}^2$$

El refuerzo longitudinal que indica el expediente técnico es de 31.80 cm<sup>2</sup>, el cual está dentro de los límites de refuerzo mínimo y máximo.

### Diseño por flexocompresión

Es necesario construir el diagrama de interacción ( $\phi P_n, \phi M_n$ ) con la sección y refuerzo indicados anteriormente, y en él colocar los puntos correspondientes a las combinaciones de carga axial-momento flector que actúan en el elemento en análisis.

En la Tabla 40 se muestra las fuerzas internas sin mayorar actuantes en la columna:

**Tabla 40: Fuerzas internas sin mayorar en columna.**

Tipo de carga	P (tonf)	Mx (tonf-m)	My(tonf-m)	Vx (tonf)	Vy (tonf)
Muerta	67.37	-0.17	0.22	0.06	-0.10
Viva	17.14	-0.05	0.14	0.04	-0.03
Sismo en X	4.59	0.13	7.35	2.18	0.07
Sismo en Y	6.67	0.36	1.63	0.55	0.22

**Fuente:** Tomado de Etabs v.16.2.1.

En la Tabla 41 se muestra las fuerzas internas últimas actuantes en la columna.

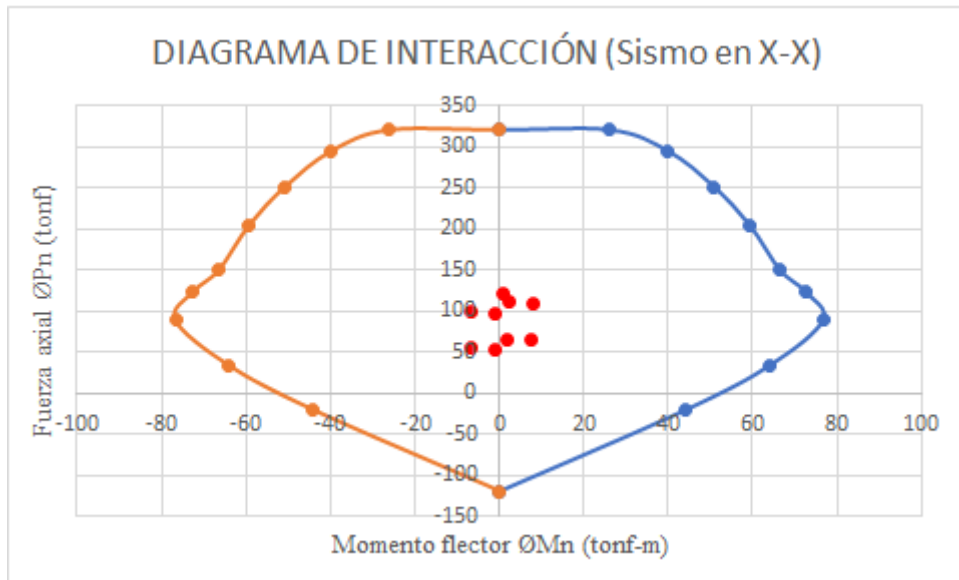
**Tabla 41: Fuerzas internas últimas actuantes en la columna.**

Combinación de carga	Pu (tonf)	Mux (tonf-m)	Muy (tonf-m)	Vux (tonf)	Vuy (tonf)
1.4CM + 1.7CV	123.46	-0.32	0.55	0.15	-0.19
1.25(CM+CV) + SX	110.23	-0.15	7.80	2.31	-0.09
1.25(CM+CV) - SX	101.05	-0.41	-6.90	-2.06	-0.23
1.25(CM+CV) + SY	112.31	0.09	2.08	0.68	0.06
1.25(CM+CV) - SY	98.97	-0.64	-1.18	-0.43	-0.38
0.9CM+SX	65.22	-0.02	7.55	2.23	-0.02
0.9CM-SX	56.04	-0.28	-7.15	-2.13	-0.16
0.9CM+SY	67.30	0.21	1.83	0.60	0.13
0.9CM-SY	53.96	-0.51	-1.43	-0.50	-0.31

**Fuente:** Elaboración propia.

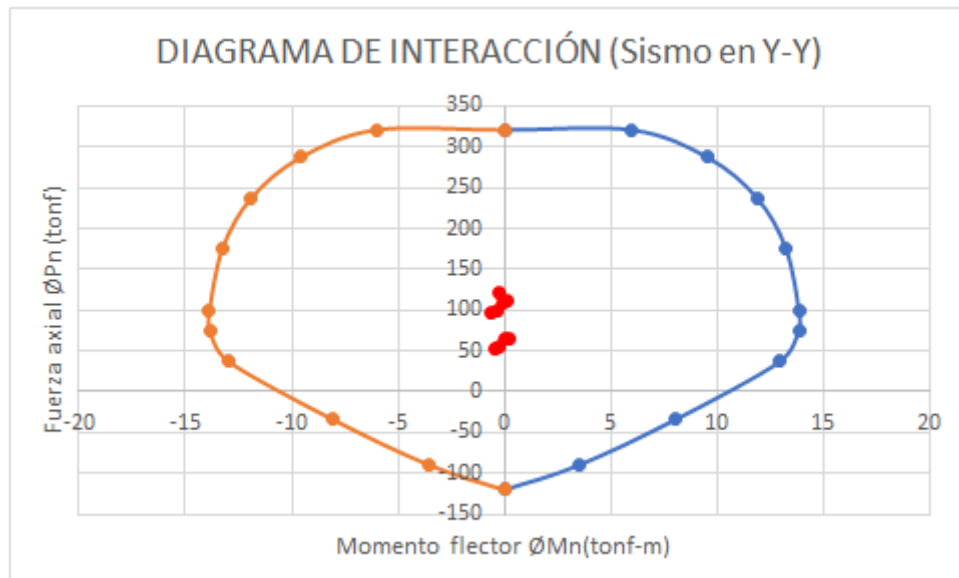
A continuación, se muestra el diagrama de interacción de la columna con los puntos de las fuerzas internas últimas actuantes para cada dirección.

**Figura 80: Puntos (Pu, Mu) ubicados en el diagrama de interacción dirección X-X.**



**Fuente:** Elaboración propia.

**Figura 81: Puntos (Pu, Mu) ubicados en el diagrama de interacción dirección Y-Y.**



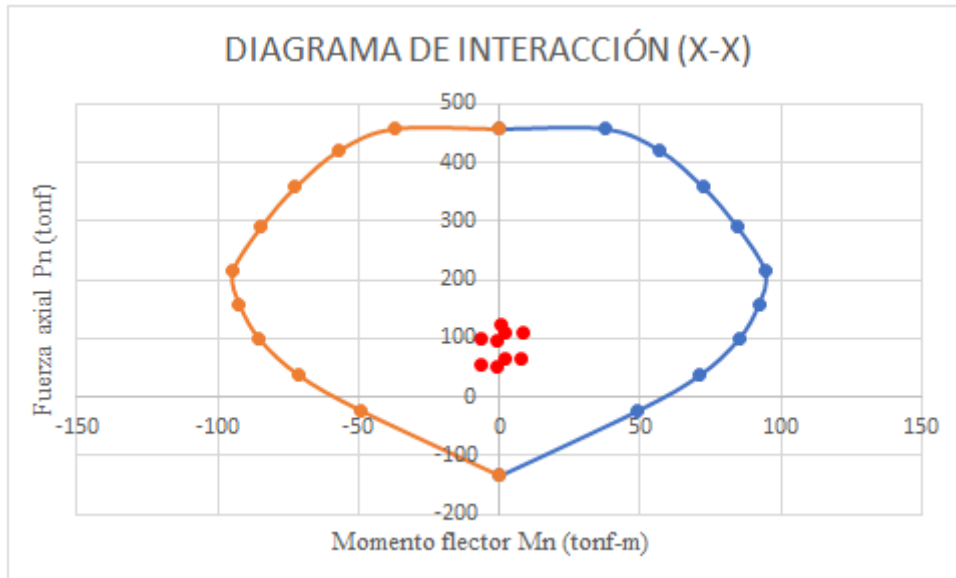
**Fuente:** Elaboración propia.

Se verifica que los puntos de las fuerzas internas actuantes últimas obtenidos de las combinaciones están dentro del diagrama de interacción ( $\phi P_n, \phi M_n$ ), por lo tanto, son resistentes por la sección en análisis, con ello verificamos que la distribución de acero es la correcta.

### Diseño por corte

Siguiendo lo que indica el numeral 21.4.3 de la norma E.060-2009 se debe considerar el momento nominal en los extremos de la columna para encontrar el cortante de diseño, por lo que es necesario el diagrama de interacción ( $P_n, M_n$ ) de la sección en análisis.

**Figura 82: Puntos ( $P_u, M_u$ ) ubicados en el diagrama de interacción nominal dirección X-X.**



**Fuente:** Elaboración propia.

Con la ecuación (35) calculamos el cortante de diseño:

$$V_u = \frac{87+87}{3.55} = 49.01 \text{ tonf}$$

Encontramos la resistencia nominal proporcionada por el concreto  $V_c$  con la ecuación (36):

$$V_c = 0.53\sqrt{210} \left( 1 + \frac{110.23 \cdot 1000}{140(25 \cdot 100)} \right) (25)(94) = 23.73 \text{ tonf}$$

Como  $\phi V_c \leq V_u$ , debemos encontrar el cortante que tomará el refuerzo transversal  $V_s$ , para ello utilizamos la ecuación (37):

$$V_s = \frac{49.01}{0.85} - 23.73 = 33.93 \text{ tonf}$$

Luego encontramos el espaciamiento del refuerzo de cortante con la ecuación (38):

$$s = \frac{(1.42)(4200)(94)}{(33.93 \cdot 1000)} = 16.52 \text{ cm}$$

Siguiendo lo indicado por el numeral 21.4.5.3 de la norma E.060-2009, el espaciamiento para una longitud  $L_o$  no debe exceder del menor de los siguientes valores:

$$s_o \leq 15.28 \text{ cm}$$

$s_o \leq 12.5 \text{ cm}$

$s_o \leq 10 \text{ cm}$

Por lo tanto, el espaciamiento del refuerzo por cortante en la longitud  $L_o$  debe ser 10 cm.

La longitud  $L_o$  (zona de confinamiento) no debe ser menor que el mayor de los siguientes valores:

$L_o \geq 59.17 \text{ cm}$

$L_o \geq 100 \text{ cm}$

$L_o \geq 50 \text{ cm}$

La longitud de confinamiento  $L_o$  es 100 cm.

El espaciamiento fuera de la longitud de confinamiento como lo indica el numeral 21.4.5.4 (este a su vez nos refiere al numeral 7.10 y 11.5.5.1) de la norma E.060-2009 no excederá del menor de los siguientes valores:

$s \leq 30.56 \text{ cm}$

$s \leq 45.6 \text{ cm}$

$s \leq 25 \text{ cm}$

$s \leq 47 \text{ cm}$

$s \leq 30 \text{ cm}$

La distribución de los estribos en la zona de confinamiento ( $L_o$ ) y fuera de ella sería:

Estribos de  $\phi 3/8''$ : 1@.05, 10@0.10, Rsto. @.25

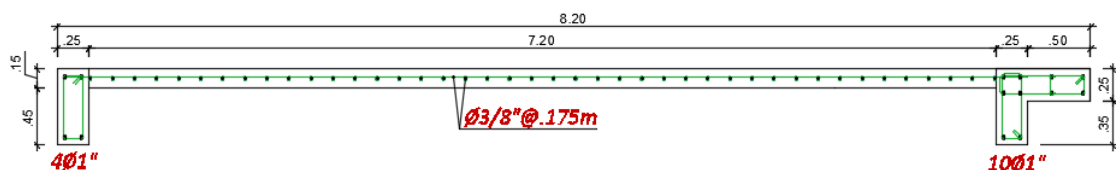
Distribución que concuerda con lo especificado en el expediente técnico.

### Verificación del diseño de muros de concreto armado:

Se muestra el diseño del muro de concreto armado ubicado en el eje 17. El procedimiento mostrado es el mismo que se siguió para la verificación de los muros restantes.

La verificación se realizó con el acero que indica el expediente técnico, tal como se muestra en la Figura 83:

**Figura 83: Muro de concreto armado M-1.**



**Fuente:** Expediente técnico.

La cuantía de refuerzo distribuido vertical y horizontal es:

$$\rho = \frac{0.71}{17.5 * 15} = 0.0027$$

Dicha cuantía es mayor a la mínima.

### Diseño a flexión y carga axial

Es necesario construir el diagrama de interacción ( $\phi P_n, \phi M_n$ ) con la sección y refuerzo indicados anteriormente, y en él colocar los puntos correspondientes a las combinaciones de carga axial-momento flector que actúan en el elemento en análisis.

La norma E.030-2018 en el artículo 34 indica que cuando sobre un solo elemento de la estructura, actúa una fuerza de 30% o más del total de la fuerza cortante horizontal en cualquier entrepiso, dicho elemento se diseña para el 125% de dicha fuerza. Esta amplificación se realizó en los muros a analizar, ya que estos toman una fuerza cortante mayor al 30% del total.

En la Tabla 42 se muestra las fuerzas internas sin mayorar actuantes en el muro de concreto armado:

**Tabla 42: Fuerzas internas sin mayorar en muro M-1.**

Tipo de carga	P (tonf)	Mx (tonf-m)	My(tonf-m)	Vx (tonf)	Vy (tonf)
Muerta	106.10	-99.33	0.91	0.43	-0.62
Viva	15.25	-42.25	0.23	0.29	-0.88
Sismo en X	19.10	238.77	5.80	0.18	28.06
Sismo en Y	12.74	351.60	2.20	0.33	36.18

**Fuente:** Tomado de Etabs v.16.2.1.

En la Tabla 43 se muestra las fuerzas internas últimas actuantes en el muro de concreto armado.

**Tabla 43: Fuerzas internas últimas actuantes en muro M-1.**

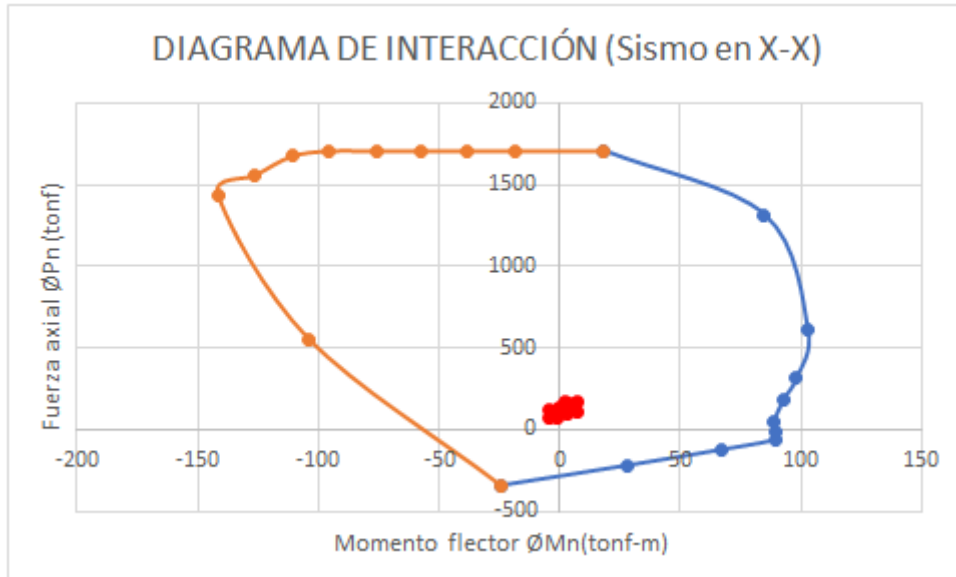
Combinación de carga	Pu (tonf)	Mux (tonf-m)	Muy (tonf-m)	Vux (tonf)	Vuy (tonf)
1.4CM + 1.7CV	174.47	-210.89	1.67	1.10	-2.36
1.25(CM+CV) + SX	170.79	61.80	7.23	1.08	26.19
1.25(CM+CV) - SX	132.59	-415.75	-4.38	0.72	-29.94
1.25(CM+CV) + SY	164.43	174.63	3.63	1.23	34.31
1.25(CM+CV) - SY	138.95	-528.58	-0.78	0.57	-38.06
0.9CM+SX	114.59	149.37	6.62	0.57	27.50
0.9CM-SX	76.39	-328.17	-4.98	0.21	-28.62
0.9CM+SY	108.23	262.20	3.02	0.72	35.62
0.9CM-SY	82.75	-441.00	-1.38	0.06	-36.74

**Fuente:** Elaboración propia.



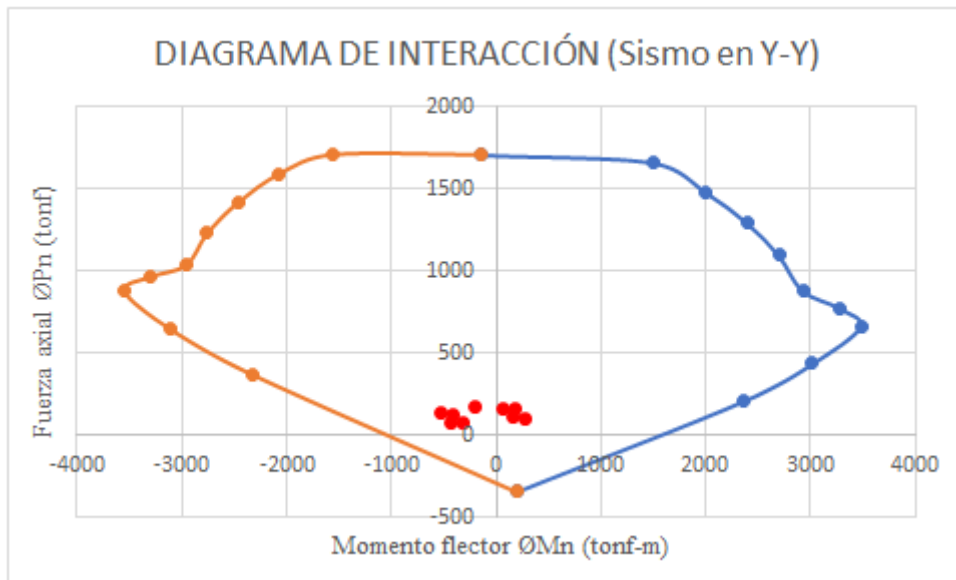
A continuación, se muestra el diagrama de interacción del muro de concreto armado con los puntos de las fuerzas internas últimas actuantes para cada dirección.

**Figura 84: Puntos ( $P_u$ ,  $M_u$ ) ubicados en el diagrama de interacción dirección X-X.**



**Fuente:** Elaboración propia.

**Figura 85: Puntos ( $P_u$ ,  $M_u$ ) ubicados en el diagrama de interacción dirección Y-Y.**



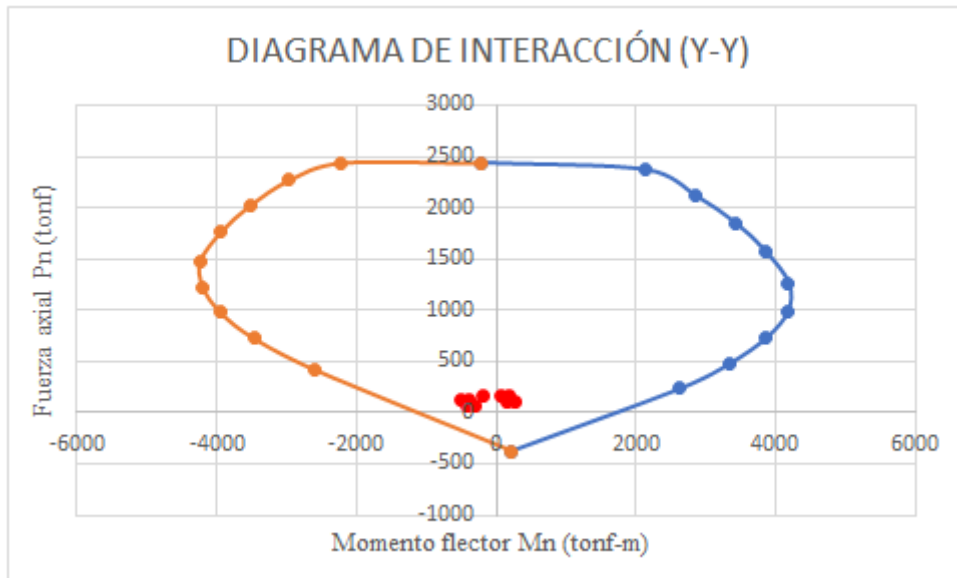
**Fuente:** Elaboración propia.

Se verifica que los puntos de las fuerzas internas actuantes últimas obtenidos de las combinaciones están dentro del diagrama de interacción ( $\phi P_n$ ,  $\phi M_n$ ), por lo tanto, son resistentes por la sección en análisis, con ello verificamos que la distribución del acero vertical es la correcta.

### Diseño por corte

Para calcular el cortante de diseño  $V_u$  ajustado a la capacidad en flexión instalada del muro debemos construir el diagrama de interacción ( $P_n, M_n$ ) de la sección en análisis.

**Figura 86: Puntos ( $P_u, M_u$ ) ubicados en el diagrama de interacción nominal dirección Y-Y.**



**Fuente:** Elaboración propia.

Empleamos la ecuación (41):

$$V_u = 38.06 \left( \frac{1617.32}{528.58} \right)$$

$$V_u = 116.45 \text{ tonf}$$

Se calcula la resistencia al corte del concreto, para ello empleamos la ecuación (43).

Para  $\alpha_c$ :

$$\frac{h_m}{l_m} = \frac{13.51}{8.20} = 1.65$$

$\alpha_c$  varía linealmente entre 0.80 y 0.53 para  $h_m/l_m$  entre 1.5 y 2.0 (Norma E.060). Por lo tanto  $\alpha_c = 0.72$ .

$$V_c = 0.72 \sqrt{210} (8.20 * 0.80 * 0.15) * 10 = 102.67 \text{ tonf}$$

Haciendo uso de la ecuación (37) quedaría lo siguiente:

$$V_s = \frac{116.45}{0.85} - 102.67 = 34.33 \text{ tonf}$$

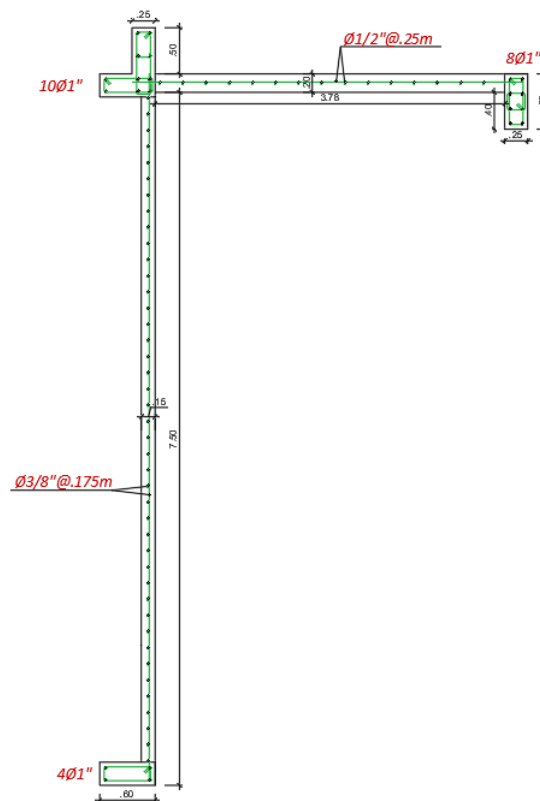
Con la ecuación (38) verificamos el espaciamiento del refuerzo especificado en el expediente técnico ( $\emptyset 3/8''$ ):

$$S = \frac{0.71 \cdot 4200 \cdot 0.80 \cdot 820}{34.33(1000)} = 56.98 \text{ cm}$$

El espaciamiento considerado en el expediente técnico es de 17.5 cm, por lo que si cumple con los cálculos mostrados.

Se verificó el diseño del muro de concreto armado ubicado en el **eje 24**, el cual tiene la misma sección y distribución de refuerzo transversal y longitudinal que el muro de concreto armado anteriormente verificado ubicado en el eje 17.

**Figura 87: Muro de concreto armado M-2.**



**Fuente:** Expediente técnico.

### Diseño a flexión y carga axial

Este muro toma mucho mayor cortante que el muro anterior, pasando el 30% que indica la norma E.030, es así que también será diseñado para el 125% de dicha fuerza.

En la

Tabla 44 se resume las fuerzas internas últimas actuantes en el muro de concreto armado:

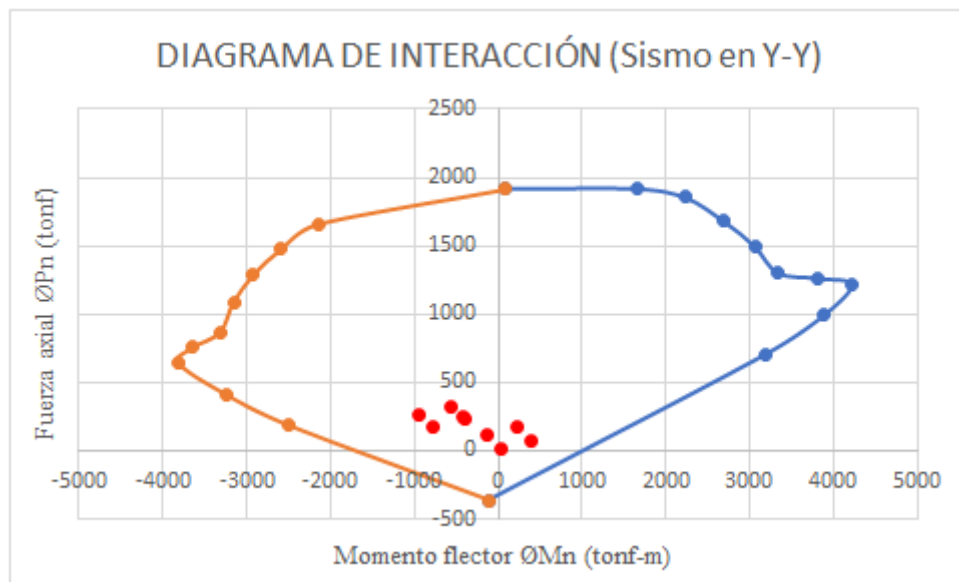
**Tabla 44: Fuerzas internas últimas actuantes en muro M-2.**

Combinación de carga	Pu (tonf)	Mux (tonf-m)	Muy (tonf-m)	Vux (tonf)	Vuy (tonf)
1.4CM + 1.7CV	260.23	-428.98	12.22	1.37	10.29
1.25(CM+CV) + SX	119.22	-142.49	20.33	14.32	34.75
1.25(CM+CV) - SX	328.36	-585.18	0.36	-11.96	-17.78
1.25(CM+CV) + SY	176.10	218.57	27.04	4.31	79.85
1.25(CM+CV) - SY	271.48	-946.24	-6.35	-1.95	-62.88
0.9CM+SX	27.79	23.84	15.51	13.83	30.02
0.9CM-SX	236.94	-418.85	-4.46	-12.45	-22.51
0.9CM+SY	84.68	384.90	22.22	3.82	75.12
0.9CM-SY	180.05	-779.91	-11.17	-2.43	-67.61

**Fuente:** Elaboración propia.

A continuación, se muestra el diagrama de interacción del muro de concreto armado con los puntos de las fuerzas internas últimas actuantes para la dirección principal.

**Figura 88: Puntos (Pu, Mu) ubicados en el diagrama de interacción dirección Y-Y.**



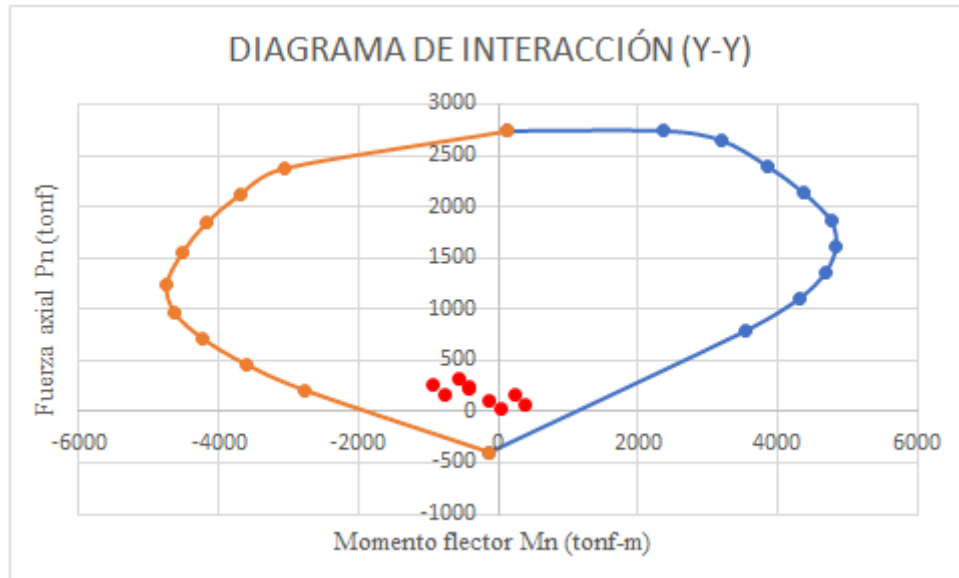
**Fuente:** Elaboración propia.

Se verifica que los puntos de las fuerzas internas actuantes últimas obtenidos de las combinaciones están dentro del diagrama de interacción ( $\phi P_n, \phi M_n$ ), por lo tanto, son resistidas por la sección en análisis, con ello verificamos que la distribución del acero vertical es la correcta.

### Diseño por corte

Para calcular el cortante de diseño  $V_u$  ajustado a la capacidad en flexión instalada del muro debemos construir el diagrama de interacción ( $P_n, M_n$ ) de la sección en análisis.

**Figura 89: Puntos ( $P_u, M_u$ ) ubicados en el diagrama de interacción nominal dirección Y-Y.**



**Fuente:** Elaboración propia.

Empleando la ecuación (41) se obtiene el cortante de diseño:

$$V_u = 239.55 \text{ tonf}$$

Se calcula la resistencia al corte del concreto, para ello empleamos la ecuación (43).

Para  $\alpha_c$ :

$$\frac{h_m}{l_m} = \frac{13.51}{8.20} = 1.65$$

$\alpha_c$  varía linealmente entre 0.80 y 0.53 para  $h_m/l_m$  entre 1.5 y 2.0 (Norma E.060). Por lo tanto  $\alpha_c = 0.72$ .

$$V_c = 0.72\sqrt{210}(8.20 * 0.80 * 0.15) * 10 = 102.67 \text{ tonf}$$

Haciendo uso de la ecuación (37) encontramos el cortante que toma el acero de refuerzo horizontal:

$$V_s = \frac{239.55}{0.85} - 102.67 = 179.15 \text{ tonf}$$

Con la cuantía horizontal de acero colocado según el expediente técnico podemos calcular el cortante que resiste este.

$$\rho = \frac{0.71}{17.5 * 15} = 0.0027$$

Luego con la ecuación (39):

$$V_{sc} = \frac{0.0027 * 15 * 0.8 * 820 * 4200}{1000} = 111.59 \text{ tonf}$$

$V_{sc}$  = cortante que resiste el acero colocado

Tenemos que  $V_{sc} < V_s$ , lo que indica que debió usarse mayor diámetro de refuerzo o doble malla para satisfacer la demanda de cortante. El muro debe reforzarse para cumplir con el diseño por capacidad y evitar una falla frágil.

### Verificación del diseño de cimentaciones:

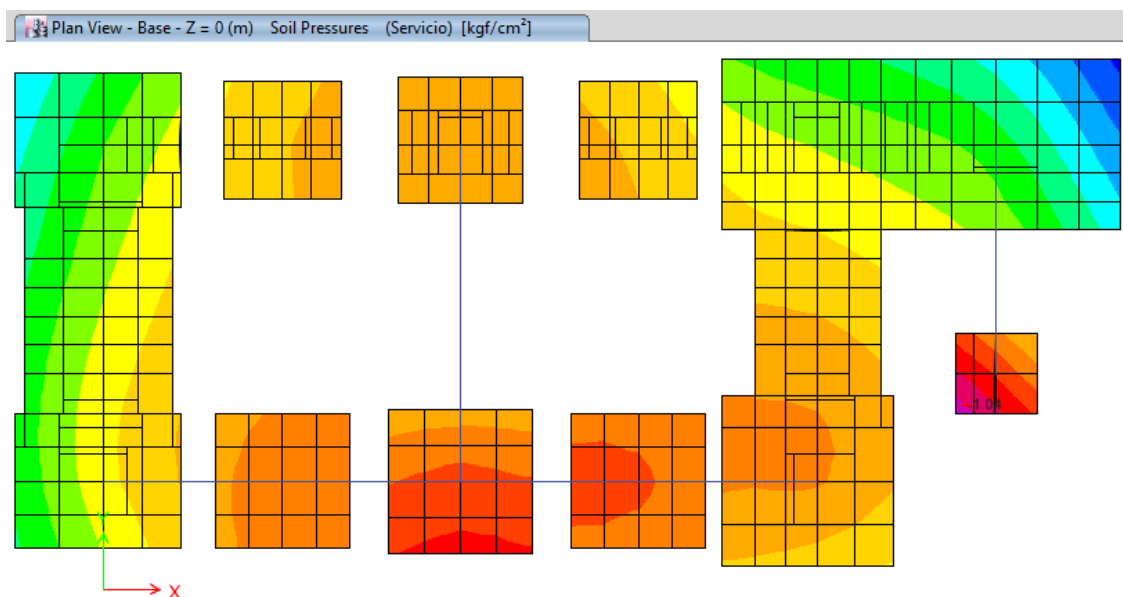
#### Verificación de presiones en el terreno

Del expediente técnico se tiene que la presión admisible del terreno dónde está cimentado el bloque "B1" es 1.14 kgf/cm<sup>2</sup>, por lo que la presión transmitida por la cimentación del bloque en estudio tiene que ser menor a ese valor.

La verificación de presiones se realiza con las cargas no amplificadas (en servicio), así también la norma E.060-2009 en el capítulo 15 señala que se puede incrementar en un 30% el valor de la presión admisible del suelo para estados de cargas en los que intervengan cargas temporales como el sismo, además las acciones sísmicas podrán reducirse al 80% de los valores provenientes del análisis, esto ya que las solicitaciones sísmicas especificadas en la norma E.030-2018 están a nivel de resistencia.

En la Figura 90 se muestra las presiones en el suelo por cargas de gravedad (carga muerta + carga viva).

**Figura 90: Presiones en el suelo por cargas de gravedad.**



**Fuente:** Tomado de Etabs v.16.2.1.

De la Figura 90 se obtiene que la presión máxima actuante en el suelo es de 1.04 kgf/cm<sup>2</sup>, la cual es menor a la presión admisible del terreno. Se verificaron también las presiones máximas para los casos de carga en los que se incluyen las acciones sísmicas, en los cuales las presiones máximas obtenidas son menores a la presión admisible del terreno incrementada en un 30%.

### Verificación del diseño de zapata corrida

Se verificó la zapata corrida ubicada en el eje 24, la cual recibe al muro M-2.

### Verificación por cortante

La fuerza cortante actuante se calcula con la ecuación (44), de la cual se obtiene:

$$V_{ud} = 12.81 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} * (1.325\text{m} - 0.61\text{m}) * 1\text{m} = 9.16 \text{ tonf}$$

El cortante último que resiste el concreto se calculó con la ecuación (27):

$$\emptyset V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 1 * 0.61 * 10 = 39.82 \text{ tonf}$$

Se tiene que el cortante resistente es mayor que el cortante actuante, por lo que el peralte considerado es adecuado.

### Verificación por flexión

Con la ecuación (45) se calcula el momento último máximo de diseño:

$$M_{um\acute{a}x} = \frac{12.81 * 1.325^2}{2} * 1 = 11.24 \text{ tonf} - \text{m}$$

Para el cálculo del refuerzo por flexión utilizaremos las ecuaciones (18) y (19), esto para un metro de ancho, ver Tabla 45.

**Tabla 45: Refuerzo para un metro de ancho - Zapata corrida.**

$M_{um\acute{a}x} = 11.24 \text{ tonf} - \text{m}$	
a (cm)	$A_s (\text{cm}^2/\text{m})$
12.200	5.416
1.274	4.296
1.159	4.291
<b>1.158</b>	<b>4.291</b>

**Fuente:** Elaboración propia.

El acero mínimo es el siguiente:

$$A_{s\text{m}\acute{i}n} = 0.0018 * 100 * 70 = 12.60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Por lo tanto el acero colocado es el mínimo, y el espaciamiento para una varilla de 5/8" es el siguiente:

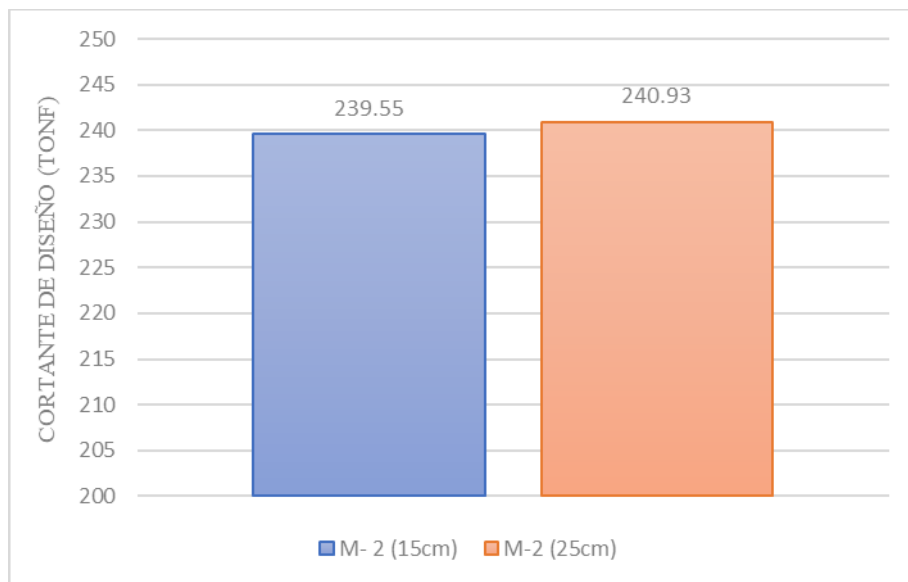
$$s = \frac{1.98\text{cm}^2}{12.60 \text{ cm}^2/\text{m}} = 0.157\text{m}$$

El refuerzo colocado especificado en el expediente técnico es Ø5/8”@0.15m, por lo que el diseño es el adecuado.

#### D. Reforzamiento de muro de concreto armado

De los resultados de verificación del diseño de los muros de concreto armado, se tiene que el muro estructural M-2 presenta una baja capacidad de resistencia al cortante, por lo que debe ser reforzado. Una alternativa es incrementar la sección del muro, de 15 cm a 25 cm, para poder colocar una malla de refuerzo en los 10 cm a incrementar, en la Figura 91 se muestra el cortante de diseño para esta nueva sección y el cortante que tomaba el muro con el espesor de 15 cm.

**Figura 91: Cortante de diseño en muro M-2**



**Fuente:** Elaboración propia.

Se observa que al incrementar la sección del muro, en este el cortante de diseño no sufre una gran variación. En el resto de elementos estructurales, la variación es ligera en los esfuerzos internos, a excepción del muro M-1, en el cual se tiene un incremento de 8.35 tonf en el cortante obtenido del análisis lineal elástico, y una variación de 29.47 tonf en el cortante de diseño, sin embargo, aún con este incremento, el muro M-1 cuenta con suficiente resistencia para tomar este cortante.

Con esta nueva sección de 25 cm del muro M-2, la resistencia al corte del concreto sería

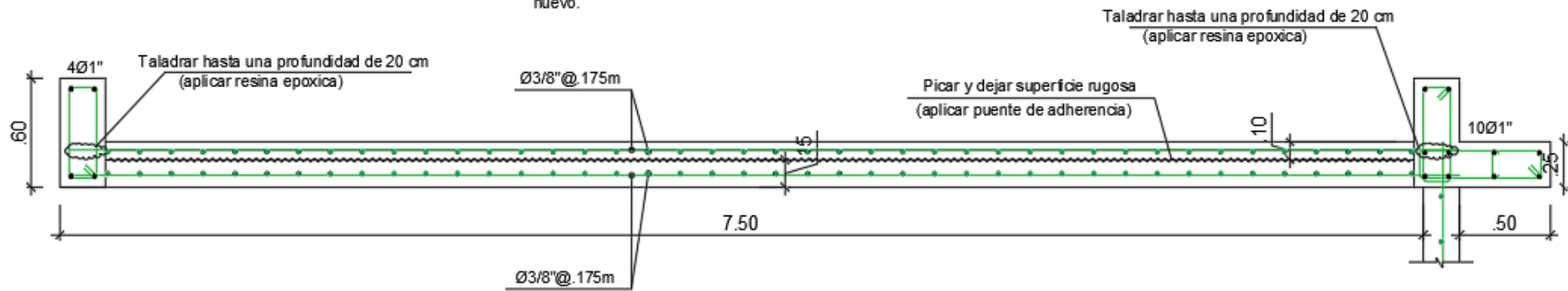


de 171.11 tonf, y el cortante que toma el acero disminuye de 179.15 tonf a 112.34 tonf, por lo que bastaría con colocar un refuerzo con la misma distribución que cuenta el muro, de  $3/8" \times 0.175m$ .

En la Figura 92 se muestra un esquema general en planta de lo que sería incrementar la sección del muro, dicho incremento sería en la cara interna del muro y en los dos primeros niveles.

**Figura 92: Esquema en planta de incremento de sección en muro M-2.**

- En la intersección con la viga y losa aligerada debe picarse y luego colocar resina epoxica para pegar concreto viejo con concreto nuevo.



**Fuente:** Elaboración propia.

Otra alternativa de reforzamiento, es utilizar polímeros reforzados con fibra de carbono (CFRP), para ello se deben seguir los lineamientos del ACI 440.2-R17, 2017.

En la tabla 46 se muestran las propiedades de la sección del muro estructural M-2, así como las demandas a las que está solicitado, y en la tabla 47 se presenta las propiedades del sistema CFRP a utilizar, el cual consiste en platinas de 100 mm de ancho y de 1.4 mm de espesor, con esto se realizó el diseño de acuerdo a la norma ACI 440.2-R17, 2017. El procedimiento y cálculo se muestra en la tabla 48.

**Tabla 46: Propiedades y demandas del muro M-2.**

Longitud del muro $L_w$	8.20 m (8200 mm)
Peralte efectivo del CFRP $d_{fv}$	6.56 m (6560 mm)
Resistencia del concreto $f'_c$	$210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ (20.59 MPa)
Cortante de diseño $V_u$	239.55 tonf (2349.18 kN)
Cortante que aporta el concreto $V_c$	102.67 tonf (1006.85 kN)
Cortante que resiste el acero colocado $V_s$	111.59 tonf (1094.32 kN)

**Fuente:** Elaboración propia.

**Tabla 47: Propiedades del sistema CFRP entregadas por el fabricante.**

Ancho de cada hoja $w_f$	100 mm
Intervalo entre cada hoja $s_f$	300 mm
Espesor por capa $t_f$	1.4 mm
Máxima resistencia a la tracción $f_{fu} *$	2800 MPa
Deformación de ruptura por tensión $\epsilon_{fu} *$	0.017 mm/mm
Módulo de elasticidad $E_f$	165 GPa

**Fuente:** Elaboración propia.

**Tabla 48: Procedimiento realizado para diseño de refuerzo por cortante de muro estructural M-2.**

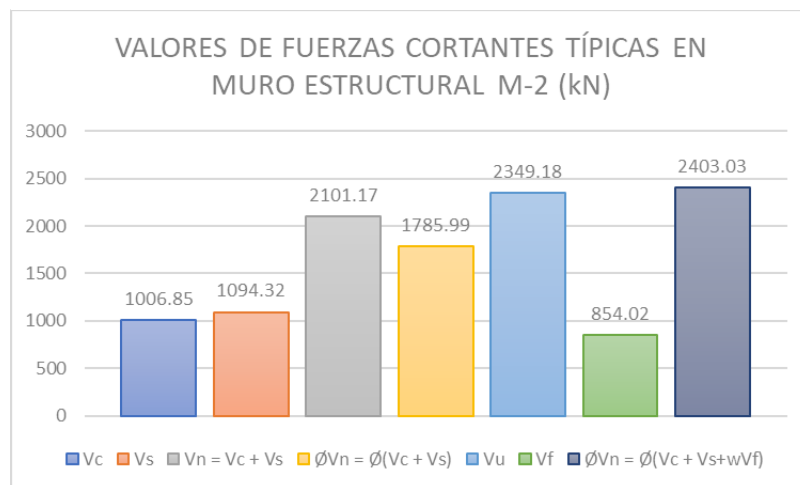
<p><b>Paso 1:</b> Calcular la capacidad existente del muro estructural.</p> $V_n = V_c + V_s$	$V_n = 1006.85 + 1094.32$ $V_n = 2101.17 \text{ kN}$ $\phi V_n = 1785.99 \text{ kN} < V_u = 2349.18 \text{ kN}$
<p><b>Paso 2:</b> Calcular las propiedades del material de diseño del sistema CFRP</p> <p><math>C_E = 0.95</math> (Factor de reducción ambiental – Tabla 9.4 – ACI-440.2-R17,2017)</p> <p><math>f_{fu}, \epsilon_{fu}</math> (Calculados con las ecuaciones 9.4a y 9.4b del ACI-440.2)</p>	$f_{fu} = 2800 * 0.95 = 2660 \text{ Mpa}$ $\epsilon_{fu} = 0.017 * 0.95 = 0.01615 \text{ mm/mm}$
<p><b>Paso 3:</b> Calcular el nivel de deformación efectivo.</p> <p><math>k_v, L_e, k_1, k_2</math> (Ecuaciones 11.4.1.2b, 11.4.1.2c, 11.4.1.2d y 11.4.1.2e del ACI-440.2 respectivamente).</p> <p><math>\epsilon_{fe}</math> (Ecuación 11.4.1.2a del ACI-440.2)</p> <p>La tensión efectiva <math>f_{fe}</math> se calcula con la ecuación 11.4d del ACI-440.2.</p>	$L_e = 0.475 \text{ in}$ $k_1 = 0.835$ $k_2 = 0.998$ $k_v = 0.052$ $\epsilon_{fe} = 0.052 * 0.01615 = 0.0008$ $f_{fe} = 0.0008 * 165 = 0.139 \text{ GPa}$
<p><b>Paso 4:</b> Calcular la contribución del refuerzo de CFRP a la resistencia al corte.</p> <p><math>V_f, Af_v</math> (Ecuaciones 11.4a y 11.4b del ACI-440.2)</p>	$Af_v = 2 * 1.4 * 100 = 280 \text{ mm}^2$ $V_f = \frac{Af_v * f_{fe} * d_{fv}}{S_f} = 854.023 \text{ kN}$
<p><b>Paso 5:</b> Calcular la resistencia al corte de la sección:</p> <p><math>\phi V_n = \phi(V_c + V_s + \phi_f * (V_f))</math> (Ecuación 11.3b en el ACI-440.2)</p> <p><math>\phi_f</math> (Factor de reducción adicional Tabla 11.3 ACI-440.2)</p>	$\phi V_n = 2403.03 \text{ kN}$ $\phi V_n > V_u$

**Fuente:** Elaboración propia.

De la tabla 48 se verifica que las platinas de carbono propuestas aumentan la capacidad resistente a cortante del muro de concreto ( $\phi V_n > V_u$ ), éstas irán adheridas en la cara interior del muro y en doble capa, espaciadas 300 mm a eje de las mismas. En el **anexo 05** se presenta el plano de reforzamiento con este sistema CFRP.

En la figura 93 se muestra los cortantes típicos calculados para el muro estructural M-2.

**Figura 93: Cortantes típicos en muro estructural M-2.**



**Fuente:** Elaboración propia.

## **CAPITULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS**

### **4.1 Estudio Patológico**

De la tabla 12, se aprecia que las lesiones encontradas son reparables, y su intervención no demanda de mucho tiempo y recursos. Sin embargo deben ser atendidas a la brevedad posible, en especial las lesiones que se encuentran en la junta sísmica entre bloques, retirando el mortero de acabado que se ha colocado, para que ante un evento sísmico el bloque “B1” pueda desplazarse libremente en la dirección paralela a la fachada.

### **4.2 Modelamiento estructural**

#### **4.2.1 Sistema estructural**

El expediente técnico especifica que el sistema estructural empleado es dual, tanto en la dirección X y Y. De acuerdo a la normativa que se especifica en el expediente técnico, se empleó la norma E.030 del año 2003, en la cual indica que el coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas para el sistema estructural empleado es 7, coeficiente que concuerda con la norma E.030 actual.

La norma E.030 del año 2003, indicaba implícitamente que el sistema era dual si los muros de concreto armado tomaban un cortante menor al 80% del cortante basal, así también indicaba que se tenía un sistema de muros estructurales si en estos actuaba por lo menos el 80% de la fuerza cortante en la base. Para la normativa de diseño sismorresistente actual, la norma E.030 2018, considera un sistema estructural dual si el cortante que actúa en los muros es mayor que 20 % y menor que 70% del cortante en la base del edificio, y un sistema de muros estructurales si estos toman el 70% o más de la fuerza cortante en la base.

De la Tabla 18 y Tabla 19 se puede corroborar que el sistema estructural cumple con los porcentajes de cortante que deben tomar las columnas y muros de concreto para el sistema dual, tanto para la norma E.030 del año 2003 y la norma actual de diseño sismorresistente.

De la Tabla 20 y Tabla 21 se tiene que el porcentaje de cortante que toman los muros de concreto armado es del 94.73% del cortante basal, por lo que se tiene un sistema de muros estructurales, esto tanto para la norma E.030 del año 2003 y 2018, por lo que le corresponde un coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas de 6. Sin embargo esta variación de coeficiente, no haría que la fuerza cortante en la base aumente, esto en comparación con los parámetros sismorresistentes utilizados en el cálculo de la

edificación, ya que la zonificación sísmica, en la norma sismorresistente del año 2003, Jaén se encontraba en la zona 3, por lo que le correspondía un  $Z = 0.40$ , esto también lo indica el expediente técnico, en cambio en la normativa actual, Jaén se encuentra en la zona 2, correspondiéndole un factor de zona  $Z = 0.25$  (Ver Tabla 16).

#### **4.2.2 Distorsión de entrepiso**

Se tiene una edificación rígida, presenta distorsiones de entrepiso incluso menores al 50% de las permisibles por la norma E.030 - 2018. De la Tabla 22 se observa que para la dirección X la mayor distorsión de entrepiso es 0.0018, y de la Tabla 23 la mayor distorsión de entrepiso es 0.0007 para la dirección Y.

#### **4.2.3 Cortante basal**

El cortante basal dinámico en la dirección Y fue escalado, ya que la norma E.030 indica un cortante mínimo respecto al cortante estático, el factor de escala es 1.09 (ver Tabla 28).

#### **4.2.3 Verificación del diseño de elementos de concreto armado**

Las losas aligeradas y escaleras, han sido revisadas por flexión y cortante, cumpliendo con los lineamientos de la norma E.060 de concreto armado, presentando cuantías de refuerzo dentro de los límites de mínimo y máximo y con un peralte adecuado para resistir la fuerza cortante actuante.

Las vigas, se verificaron para flexión y cortante, presentando un adecuado comportamiento, cumpliendo con cuantías mínimas y máximas según norma E.060. Para la verificación por corte se tomó en cuenta la capacidad en flexión instalada, calculando el cortante asociado a los momentos nominales con el acero realmente colocado, y sumando el cortante isostático para cargas de gravedad tributarias amplificadas, obteniendo un cortante de diseño, asegurando así una falla dúctil.

En columnas se verificó el diseño por flexocompresión y diseño por corte, cumpliendo con los lineamientos de la norma E.060. La fuerza cortante última se obtuvo según el numeral 21.4.3 de la norma E.060.

Los muros de concreto armado se verificaron a flexión, carga axial y cortante. De los resultados obtenidos se tiene que el muro M-2, no cuenta con la capacidad instalada

suficiente para resistir el cortante de diseño, por lo que necesita ser reforzado, para que ante un evento sísmico máximo esperado se pueda comportar adecuadamente, y no presente una falla frágil.

Las cimentaciones tienen el área suficiente para transmitir presiones menores a la capacidad admisible del terreno, además fueron verificadas por flexión y corte, cumpliendo con lo que indica la norma E.060.

#### **4.3 Elección del reforzamiento**

Se tiene dos alternativas de reforzamiento estructural, una incrementando la sección del muro y otra utilizando polímeros reforzados con fibra de carbono (CFRP). La primera alternativa genera trabajos invasivos, implica realizar perforaciones a zapatas, columnas y vigas para anclar el refuerzo de acero adicional, además de ello se tiene que garantizar una buena adherencia del concreto nuevo con el concreto viejo, por lo que la colocación del concreto en un espacio de ancho pequeño y gran longitud tiene que ser rigurosamente controlado. La segunda alternativa es de rápida instalación, no genera trabajos invasivos, y la puesta en servicio de los ambientes que involucre el área de reforzamiento es rápido, por lo que el servicio educativo que ofrece la institución no se vería mermado por mucho tiempo.

Con ambas alternativas se asegura que el cortante actuante sea resistido por la nueva sección, evitando así una falla frágil en el elemento estructural.



## CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 5.1 Conclusiones

- El bloque “B1” cumple con los lineamientos de la norma técnica E.030-2018 para el análisis sísmico estático y dinámico modal espectral aplicado en ambas direcciones X y Y, sin embargo, no cumple con los requisitos de resistencia de la norma técnica E.060-2009, en conclusión, el bloque “B1” presenta un inadecuado comportamiento estructural.
- En la dirección Y los muros de concreto armado toman el 94.73% del cortante en la base, la norma técnica E.030-2018 indica que se tiene un sistema de muros estructurales cuando en estos actúa por lo menos el 70% de la fuerza cortante en la base, por lo tanto, para la dirección Y se tiene un sistema de muros estructurales, correspondiéndole un  $R_o = 6$ , distinto del  $R_o = 7$  del sistema dual que indica el expediente técnico.
- La mayor deriva de entrepiso que presenta el bloque “B1” es en el 2do nivel para la dirección X con un valor de 0.0018, la cual es inferior incluso al 50% del límite indicado en la norma E.030-2018.
- Losas aligeradas, escalera, vigas y columnas se verificaron de acuerdo a la norma E.060-2009, presentando una adecuada resistencia a cargas gravitacionales y sísmicas, por lo que cumplen con los lineamientos de dicha norma.
- Los Muros estructurales cumplen con los requisitos de la norma E.060-2009, a excepción del muro M-2, el cual presenta una resistencia al corte menor que el cortante de diseño ( $\emptyset V_n < V_u$ ).
- Se presenta dos alternativas de reforzamiento, aumentar la sección del muro de 15cm a 25cm y reforzar el muro M-2 con polímeros reforzados con fibra de carbono (CFRP) del tipo platina, con ambas alternativas se logra una capacidad resistente al corte del muro mayor a la demanda actuante ( $\emptyset V_n > V_u$ ).
- Se propone emplear la platina de carbono (CFRP) para incrementar la resistencia al corte del muro estructural M-2, ésta irá adherida y dispuesta horizontalmente, y debe tener las siguientes características:
  - Ancho de cada hoja  $w_f = 100 \text{ mm}$
  - Intervalo entre cada hoja  $s_f = 300 \text{ mm}$
  - Espesor por capa  $t_f = 1.4 \text{ mm}$  -Número de capas = 2
  - Máxima resistencia a la tracción  $f_{fu} = 2800 \text{ MPa}$
  - Deformación de ruptura por tensión  $\epsilon_{fu} = 0.017 \text{ mm/mm}$

-Módulo de elasticidad  $E_f = 165 \text{ GPa}$

- Las lesiones físicas, mecánicas y químicas examinadas en el bloque “B1” se localizan en los acabados, no afectando la resistencia, ni rigidez de los elementos estructurales.
- Las fisuras producidas por el sismo de Lagunas, no afectan elementos estructurales, éstas se localizan en las juntas sísmicas tratadas inadecuadamente con mortero de cemento.

## **5.2 Recomendaciones**

- En la presente investigación se ha realizado análisis lineales elásticos, por lo que se recomienda realizar análisis no lineales para determinar el desempeño estructural del bloque “B1” de la I.E. Jaén de Bracamoros.
- Se recomienda verificar desplazamientos y fuerzas internas en los elementos estructurales obtenidos de un análisis de Interacción Suelo – Estructura, ya que en la presente investigación se ha considerado que la base del bloque “B1” está empotrada.
- Para la obtención de la resistencia a compresión del concreto en estructuras existentes se recomienda utilizar métodos más fiables que la esclerometría, estos pueden ser: Extracción de testigos de concreto, ultrasonido.
- Las lesiones examinadas en el bloque “B1” continuarán un deterioro progresivo si no son intervenidas adecuadamente, por lo que se recomienda reparar las áreas afectadas y realizar mantenimientos periódicos.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ❖ Abanto, T. 2017. Análisis y Diseño de Edificaciones de Albañilería. 2 ed. Lima, Perú, Editorial San Marcos. 373 p.
- ❖ ACI. 2013. Code Requirements for Evaluation, Repair, and Rehabilitation of Concrete Buildings (ACI 562M-13) and Commentary. Reported by ACI Committee 562.
- ❖ ACI. 1998. Evaluación y Reparación de Estructuras. ACI, Capitulo Peruano. Lima, Perú. 187 p.
- ❖ ACI-440.2.R17. 2017. Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures. Farmington Hills: McMaster University Library.
- ❖ Bazán, E; Meli, R. 2000. Diseño sísmico de edificios. Tercera reimpresión. México.
- ❖ Broto, Carles. s.f. Enciclopedia Broto de Patologías de la Construcción. s.n.t. Consultado 20 ago. 2019. Disponible en [https://www.academia.edu/34656373/Enciclopedia\\_broto\\_de\\_patologias\\_de\\_la\\_construccion\\_Unlocked\\_by\\_www.freemypdf.com\\_1\\_?auto=download](https://www.academia.edu/34656373/Enciclopedia_broto_de_patologias_de_la_construccion_Unlocked_by_www.freemypdf.com_1_?auto=download)
- ❖ Cabanillas, F. 2018. Comportamiento estructural del edificio de industrias alimentarias de la Universidad Nacional de Cajamarca con diferentes tipos de arriostres, 2017. Tesis Ing. Civ. Cajamarca, Perú, UNC. 194 p.
- ❖ Castillo, J; Alva, J. 1994? Peligro Sísmico en el Perú. *In* Congreso de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones (VII, 1993, Lima, Perú). 19 p.
- ❖ Cortez, C; Fernandez, J. 2017. Análisis de la vulnerabilidad sísmica en el pabellón “D” de la Universidad Privada Antenor Orrego. Tesis Ing. Civ. Trujillo, Perú, UPAO. 228 p.
- ❖ Florentín, M; Granada, R. 2009. Patologías constructivas en los edificios: Prevenciones y soluciones. San Lorenzo, Paraguay, FADA. 115 p.
- ❖ Luna, D; García, J. 2017. Diseño de un edificio de viviendas en San Isidro. Tesis Ing. Civ. Lima, Perú, PUCP. 89 p.
- ❖ Monjo, J. 1997. Patología de cerramientos y acabados arquitectónicos. 2 ed. Madrid, España, Murilla-Lería. 399 p.
- ❖ Monjo, J; Maldonado L. 2001. Patología y técnicas de intervención en estructuras arquitectónicas. Madrid, España, Murilla-Lería. 302 p.

- ❖ MVCS. 2009. DS N° 010-2009- Vivienda Norma Técnica E.060: Concreto Armado. Lima, Perú, El Peruano. 193 p.
- ❖ MVCS. 2018. RM N° 355-2018-Vivienda modifican la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima, Perú, El Peruano. 77 p.
- ❖ MVCS. s.f. Norma Técnica E.070: Albañilería. Lima, Perú, El Peruano.
- ❖ Nawy, E. 2009. Reinforced Concrete: a fundamental approach. Pearson Prentice Hall, USA.
- ❖ Nilson, A. 1999. Diseño de estructuras de concreto. Duodécima edición. Editorial Mc Graww-Hill.
- ❖ Ottazzi, G. 2014. Diseño en concreto armado. 2 ed. Lima, Perú, ACI PERÚ. 504 p.
- ❖ Oviedo, R. 2019. Diseño Sismorresistente de Edificaciones de Concreto Armado. 2 ed. Lima, Perú, Oviedo Ingeniería EIRL. 374 p.
- ❖ Ramos, J. 2018. Evaluación estructural del bloque A1 de la “I.E. Emblemática Jaén de Bracamoros”, provincia de Jaén-Cajamarca. Tesis Ing. Civ. Cajamarca, Perú, UNC. 126 p.
- ❖ Reyes, C. 2013. Evaluación del comportamiento estructural sismo resistente del edificio principal de la UNC – Sede Jaén. Tesis Ing. Civ. Cajamarca, Perú, UNC. 119 p.
- ❖ Rodríguez, V. 2004. Conceptos generales de patología de la edificación. *In* Rodríguez, V (coord.). Manual de patología de la edificación: El lenguaje de las grietas. Madrid, España, s.e. T.1, 171 p.
- ❖ Ruales, A. 2016. Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del edificio de la facultad de Economía bloque B, de la Universidad Central del Ecuador, utilizando la norma ecuatoriana de la construcción (NEC-SE-RE, 2015). Tesis Ing. Civ. Quito, Ecuador, UCE. 170 p.
- ❖ Santa Cruz, J. 2004. Patología de las estructuras de hormigón. *In* Rodríguez, V (coord.). Manual de patología de la edificación. Patología de las estructuras: Hormigón y madera. Madrid, España, s.e. T.2, 220 p.
- ❖ Torrealva, D. 2018. Guía para la identificación, evaluación y reparación de fisuras en elementos de concreto armado y mampostería. 2 ed. Lima, Perú, SENCICO. 60 p.
- ❖ Vera, R. 2017. Evaluación del comportamiento estructural de una vivienda autoconstruida el año 2012, sector camino real II, cale Tres Marías-Provincia de Jaén. Tesis Ing. Civ. Cajamarca, Perú, UNC. 90 p.

- ❖ Villarreal, G. 2016. Daños estructurales en edificaciones y sus alternativas de solución (en línea, diapositiva). Chiclayo, Perú, s.e. Consultado 16 ago. 2019. Disponible en <http://gennervillarrealcastro.blogspot.com/2016/05/conferencia-danos-estructurales-en.html>
- ❖ Vizconde, A. 2004. Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de un edificio existente: Clínica San Miguel, Piura. Tesis Ing. Civ. Piura, UDEP. 237 p.
- ❖ Wikipedia, 2019. Departamento de Cajamarca (en línea). Consultado 06 set. 2019. Disponible en [https://es.wikipedia.org/wiki/Departamento\\_de\\_Cajamarca#/media/Archivo:Peru\\_-\\_Cajamarca\\_Department\\_locator\\_map.svg](https://es.wikipedia.org/wiki/Departamento_de_Cajamarca#/media/Archivo:Peru_-_Cajamarca_Department_locator_map.svg)
- ❖ Wikipedia, 2019. Provincia de Jaén (en línea). Consultado 06 set. 2019. Disponible en [https://es.wikipedia.org/wiki/Provincia\\_de\\_Ja%C3%A9n\\_\(Per%C3%BA\)#/media/Archivo:Location\\_of\\_the\\_province\\_Ja%C3%A9n\\_in\\_Cajamarca.svg](https://es.wikipedia.org/wiki/Provincia_de_Ja%C3%A9n_(Per%C3%BA)#/media/Archivo:Location_of_the_province_Ja%C3%A9n_in_Cajamarca.svg)

## ANEXOS

**ANEXO 01: Panel fotográfico de las lesiones registradas en la visita de campo realizada el día 26/08/2019.**

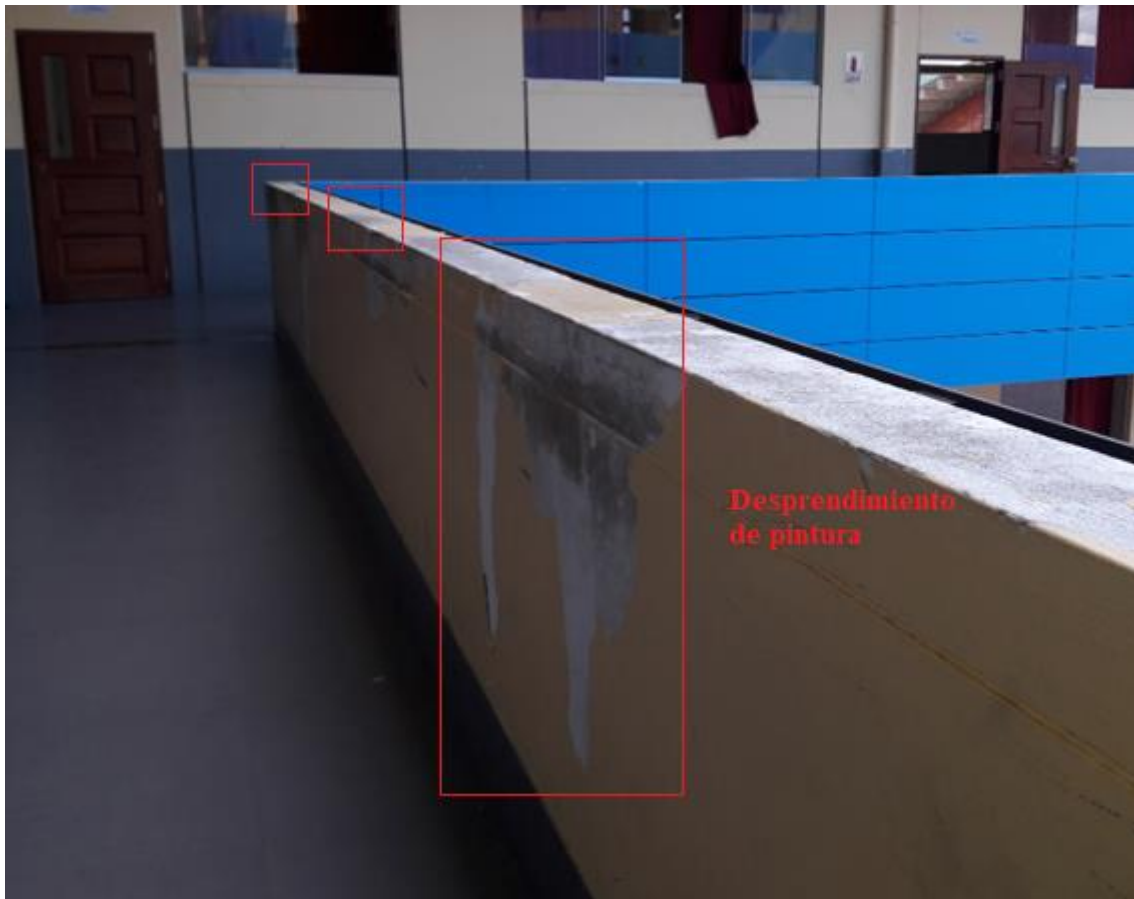
**Fotografía 1: Desprendimiento de pintura en vigas.**



**Fotografía 2: Desprendimiento de pintura en columnas.**



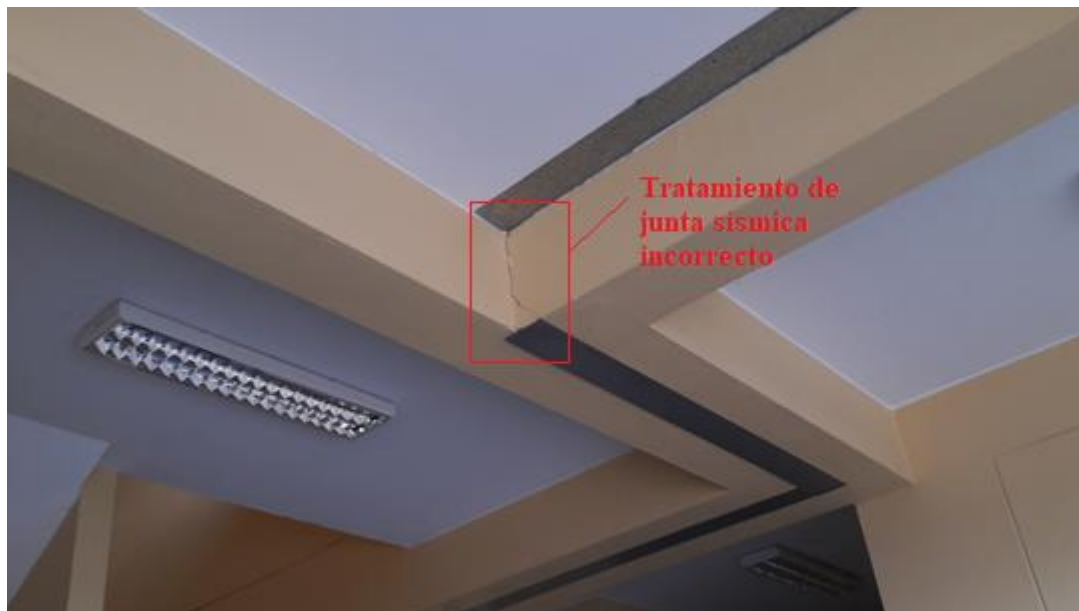
**Fotografía 3: Desprendimiento de pintura en parapetos.**



**Fotografía 4: Fisura y desprendimiento de pintura en encuentro escalera-muro.**



**Fotografía 5: Grieta en sellado de junta sísmica entre bloque B1 y C – 2do nivel.**



**Fotografía 6: Erosión mecánica en muro - 2do nivel.**

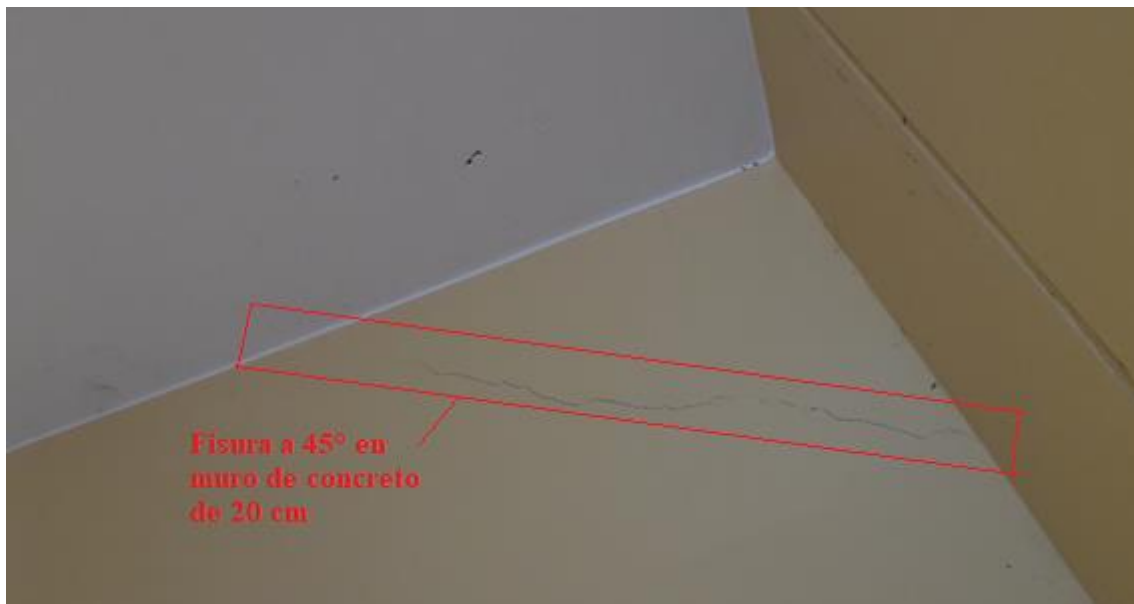




**Fotografía 7: Deterioro de junta de dilatación – 2do nivel.**



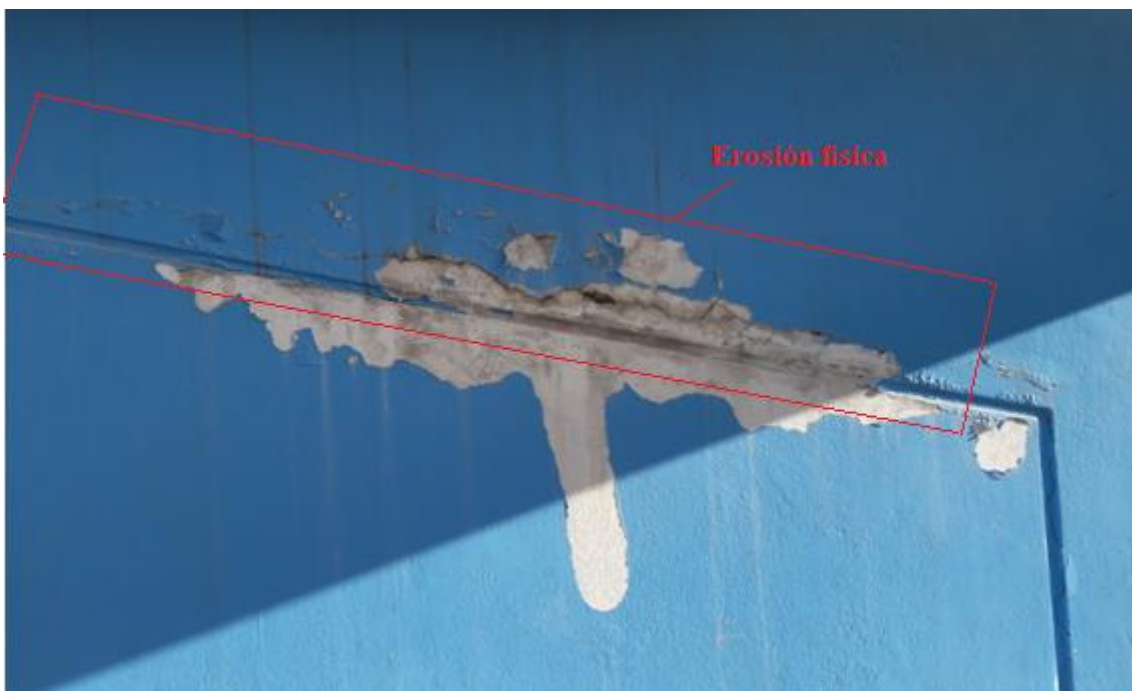
**Fotografía 8: Fisura a 45° en muro de escalera – 2do nivel.**



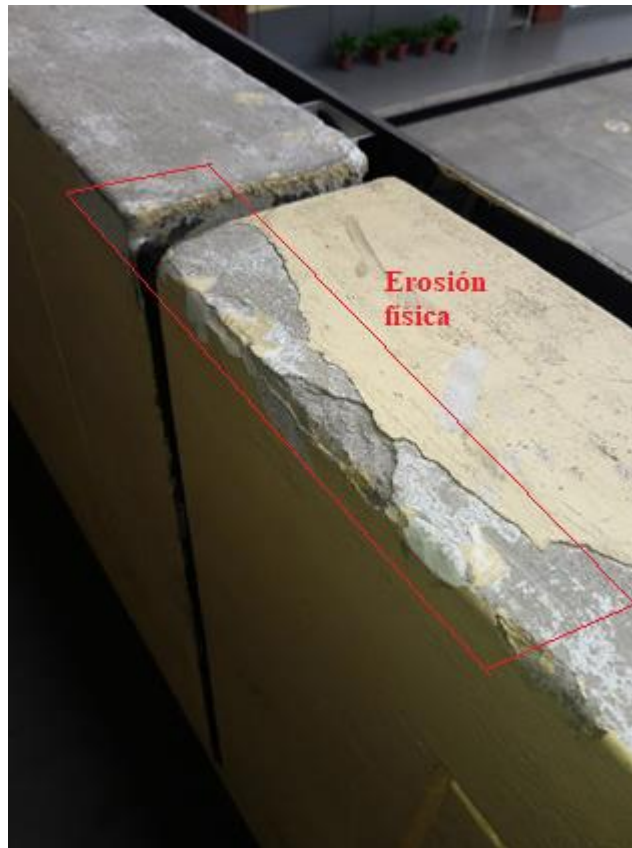
**Fotografía 9: Presencia de hongos en viga – 3er nivel.**



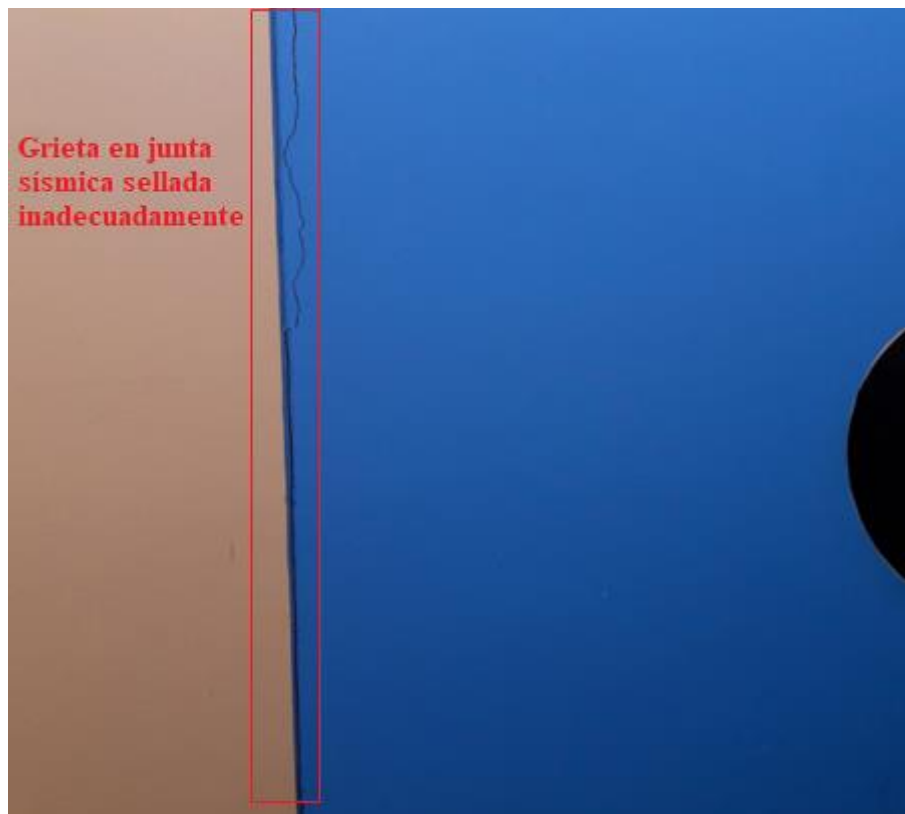
**Fotografía 10: Erosión física en muro 3er nivel – lado derecho escalera.**



**Fotografía 10: Erosión física en parapetos.**



**Fotografía 11: Grieta en la parte posterior de escalera.**



## ANEXO 02: Autorización de la Directora de la Institución Educativa Jaén de Bracamoros para realización del Ensayo de Esclerometría.



Ministerio  
de Educación

Dirección Regional de Educación Cajamarca  
Unidad de Gestión Educativa Local Jaén  
Colegio Nacional Emblemático  
"Jaén de Bracamoros"



CÓDIGO MODULAR N° 0262931

"AÑO DE LA LUCHA CONTRA LA CORRUPCIÓN Y LA IMPUNIDAD"

LA DIRECTORA DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA EMBLEMÁTICO "JAÉN DE  
BRACAMOROS" DE LA PROVINCIA DE JAÉN

### AUTORIZACIÓN

Al joven, NEYSER ANYELO GUERRERO ZAVALETA, egresado de la escuela académico profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional Cajamarca, se está **AUTORIZANDO** el ingreso a las instalaciones de la I.E para la realización de ensayo de esclerometría en el bloque "B1" a partir del 25 de setiembre en el horario de 3:30 pm.

Jaén, 02 de setiembre del 2019

  
Blilka D. Ramirez Ramirez  
DIRECTORA



<https://jaendebracamoros.jimdo.com/>



<https://www.facebook.com/bracamorino/?fref=ts>

[iejaendebracamoros@hotmail.com](mailto:iejaendebracamoros@hotmail.com)

### **ANEXO 03: Desarrollo y registro del ensayo de Esclerometría.**

La descripción Eje X' - 22 quiere decir que en la intercepción del eje X' y el eje 22 se encuentra el elemento ensayado, la descripción Eje 24 entre X' y Z' quiere decir que el elemento está en el eje 24 comprendido este desde el eje X' hasta el eje Z'.

**Fotografía 1: Ensayo de Esclerometría en columna 1er nivel – Eje X' - 19.**



**Fotografía 2: Ensayo de Esclerometría en columna C-11 1er nivel – Eje Z' - 25.**



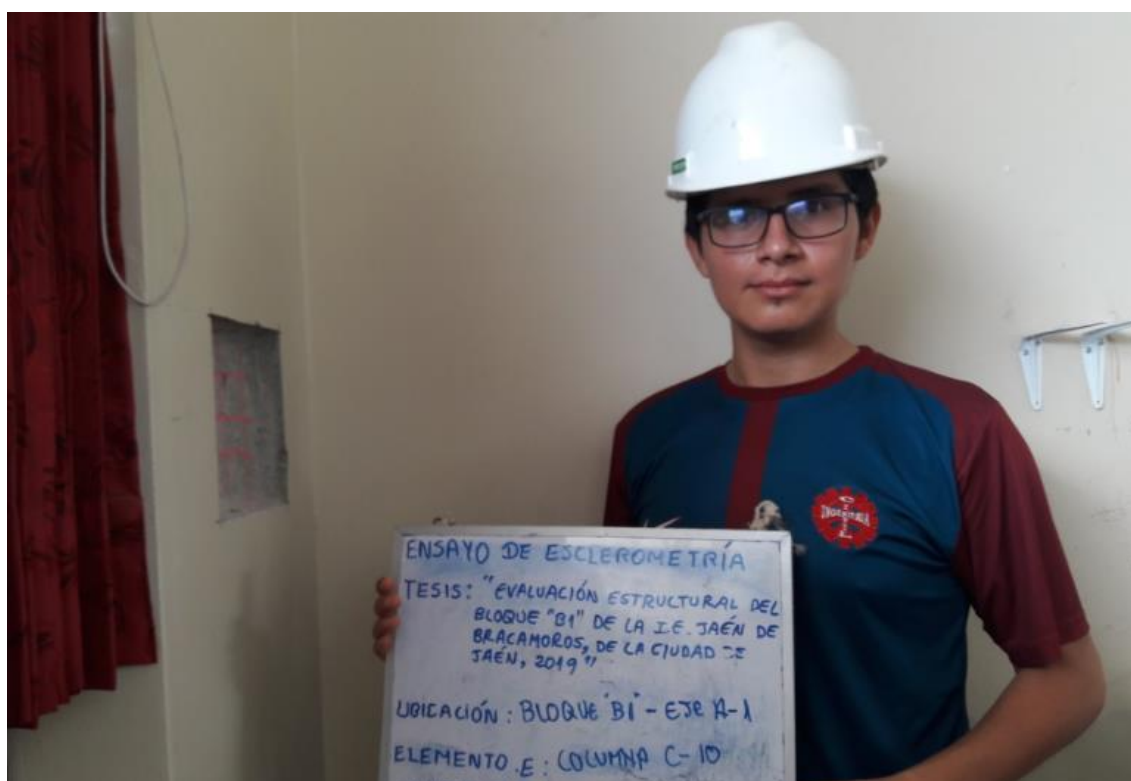
**Fotografía 3: Ensayo de Esclerometría en columna 2do nivel – Eje X' – 22.**



**Fotografía 4: Ensayo de Esclerometría en placa M-1 2do nivel – Eje 24 entre X' y Z'.**



**Fotografía 5: Identificación de elemento a ser ensayado en 3er nivel – Eje X' - 17.**

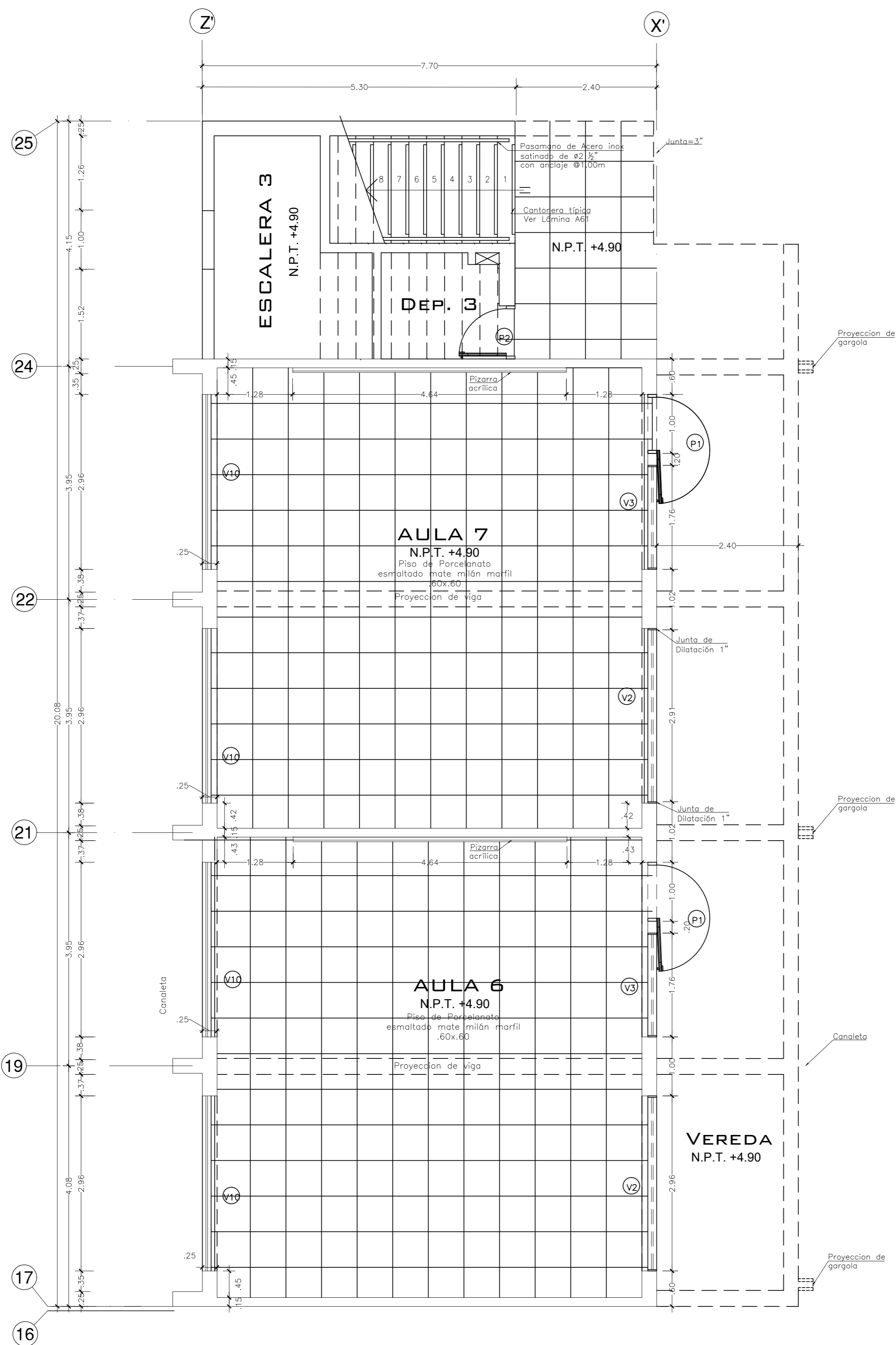


**Tabla 1: Registro de ensayo no destructivo – Esclerometría y obtención de  $f'c$  (kg/cm<sup>2</sup>)**

Ensayo no destructivo - Esclerometría															
<b>Responsable:</b> Neyser Anyelo Guerrero Zavaleta					<b>Fecha:</b> 27 y 28 de Septiembre										
<b>Marca de equipo:</b> PyS EQUIPOS															
<b>Modelo:</b> No indica					<b>Tipo:</b> Analógico										
					<b>Área de ensayo:</b> 20cm x 20cm										
Nivel	Elemento	Ejes	Número de golpes, Número de rebote											Prom.	$f'c$
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			
1er nivel	Columna	Eje X'- 19	38	39	41	43	42	40	42	41	42	42	41	370	
1er nivel	Columna	Eje Z'-19	41	40	42	44	42	43	43	42	40	41	42	380	
1er nivel	Placa M-1	Eje 17 entre X' y Z'	34	37	38	34	36	36	35	38	35	37	36	290	
1er nivel	Placa escalera	Eje Z' entre 24 y 25	43	45	43	44	41	43	43	47	46	44	44	420	
1er nivel	Columna	Eje Z'- 25	51	51	53	52	52	52	47	47	48	50	50	510	
2do nivel	Columna	Eje X'- 22	41	40	42	44	41	44	40	42	41	41	42	380	
2do nivel	Placa M-2	Eje 24 entre X' y Z'	41	45	40	40	42	44	41	42	40	42	42	380	
2do nivel	Columna	Eje Z'- 22	46	44	44	50	43	45	47	47	48	49	46	450	
3er nivel	Columna	Eje Z'- 24	36	35	35	37	35	34	38	37	37	36	36	290	
3er nivel	Columna	Eje Z'- 21	37	42	41	38	38	39	36	41	37	38	39	340	
3er nivel	Columna	Eje X'- 17	35	33	37	36	35	34	34	35	36	34	35	280	

**ANEXO 04: Planos de arquitectura y estructuras del Bloque “B1” obtenidos del expediente técnico.**





**PLANTA PRIMER PISO - PABELLON B1**

Esc : 1/50

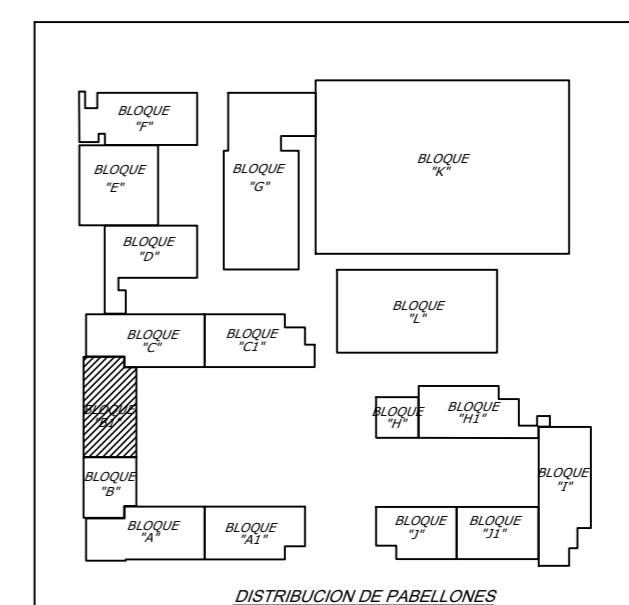
*NOTA: La planta típica de arquitectura presentada en el presente plano ha sido tomada del plano A-17 del expediente técnico.*

**VENTANAS**

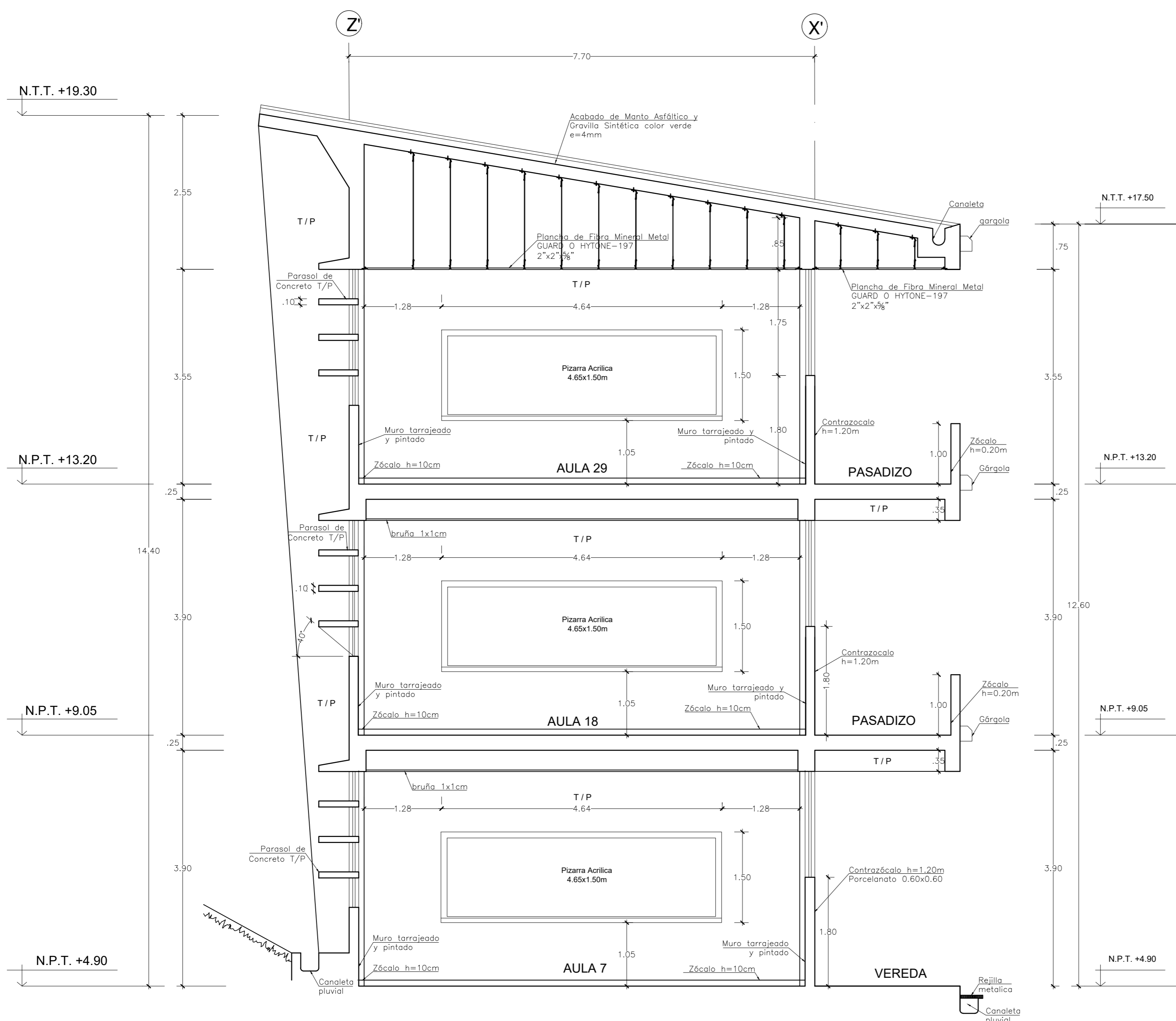
VENT	LARGO	ALTO	ALFEIZER	CANTIDAD
V2	2.96	1.75	1.80	9
V3	1.77	1.75	1.80	9
V10	2.96	2.25	1.30	18

**PUERTAS**

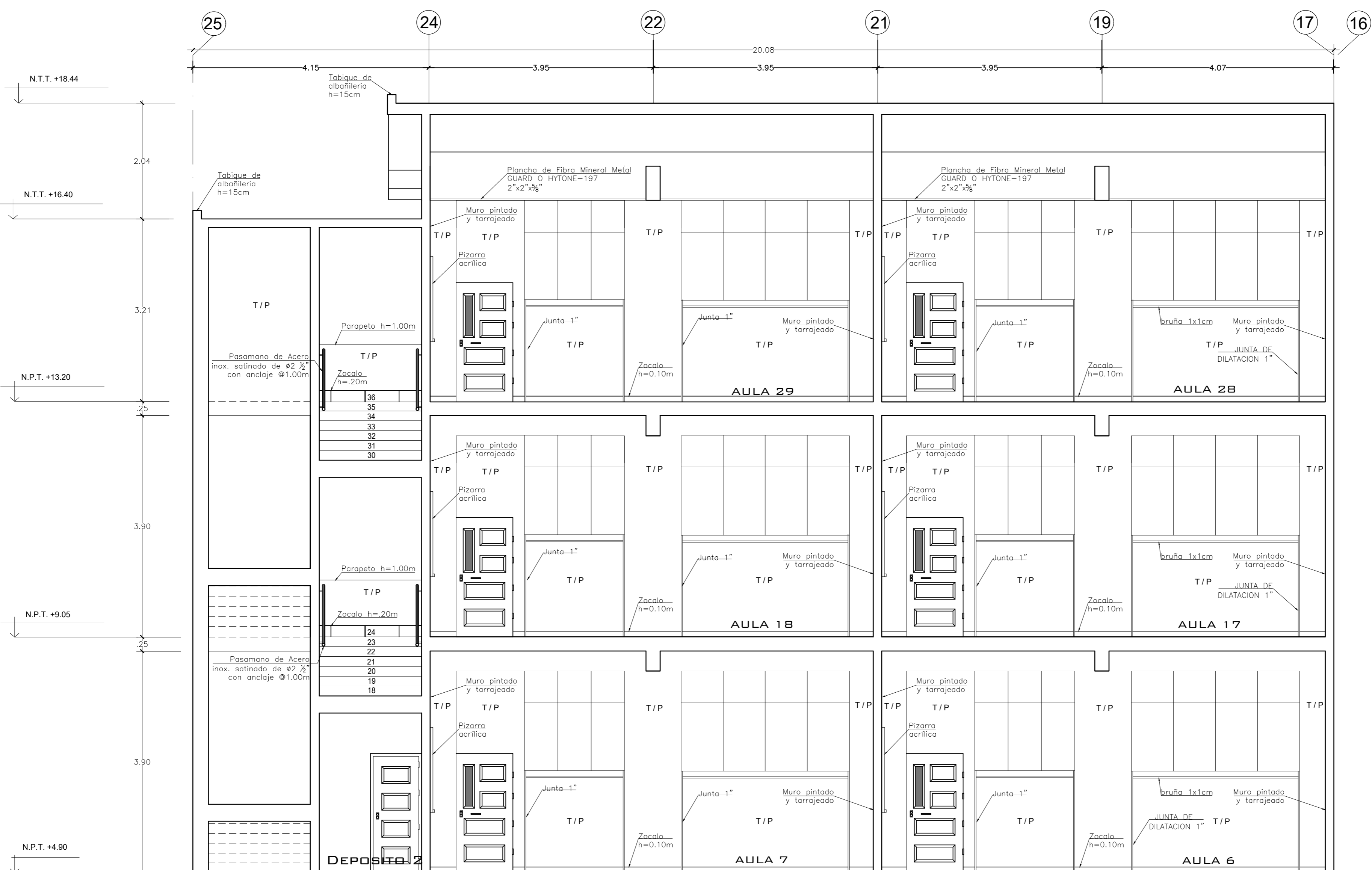
PUERT	LARGO	ALTO	ALFEIZER	CANTIDAD
P1	1.00	2.10	MACIZA 180°	9
P2	0.90	2.10	MACIZA	2



 <b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA</b> FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL			
Tema: * EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL BLOQUE "B1" DE LA I.E. JAÉN DE BRACAMOROS, DE LA CIUDAD DE JAÉN, 2019* .			
Plano: <b>PLANTA TÍPICA DE ARQUITECTURA</b>		Plano N°:	
Tesis: BACH. NEYSER ANVELO GUERRERO ZAVALETA	Asesor: ING. MARCOS MENDOZA LINARES		
Localidad: JAÉN	Distrito: JAÉN	Provincia: JAÉN	Departamento: CAJAMARCA
Fecha: DICIEMBRE - 2019	Escala: INDICADA	Archivo: .dwg	<b>A-01</b>





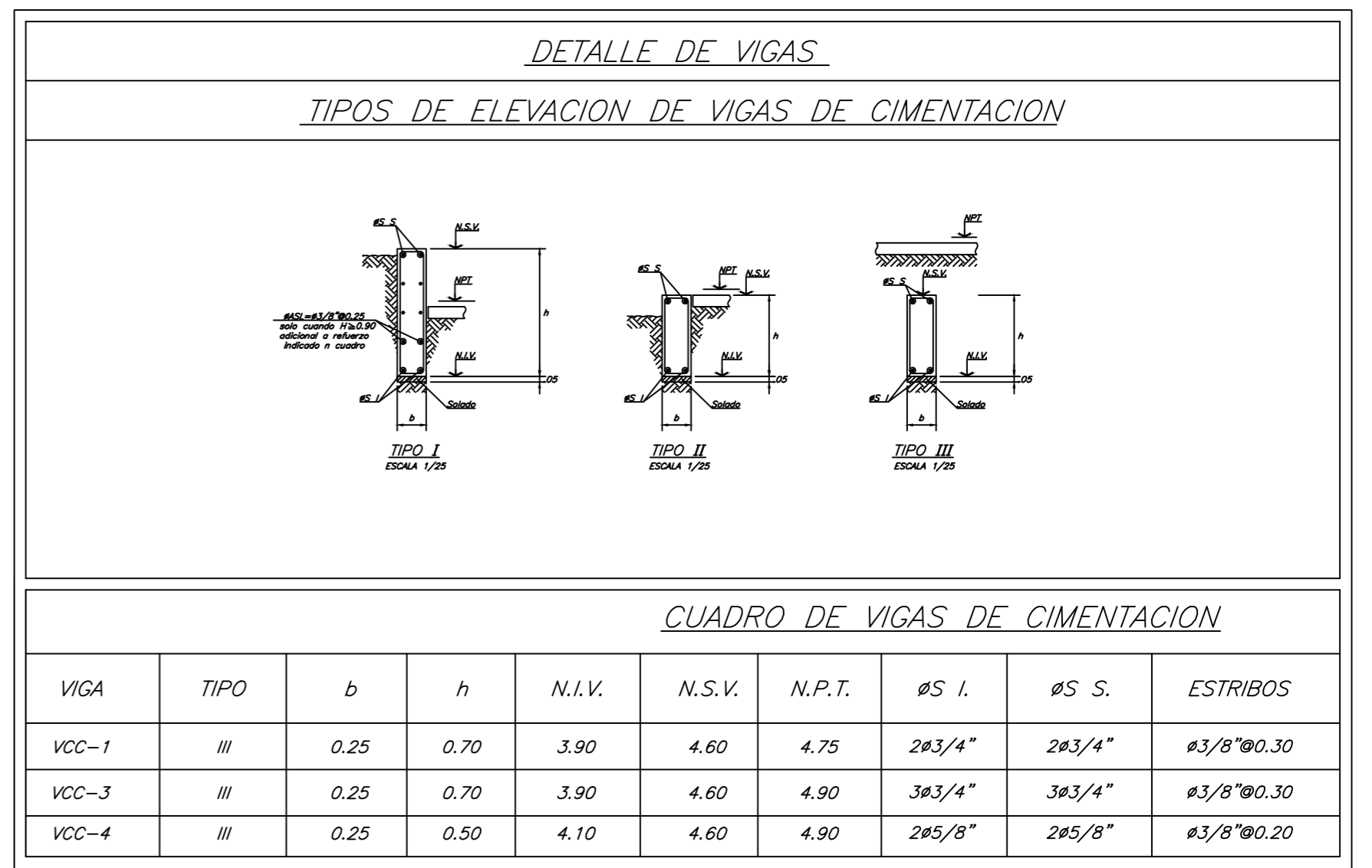
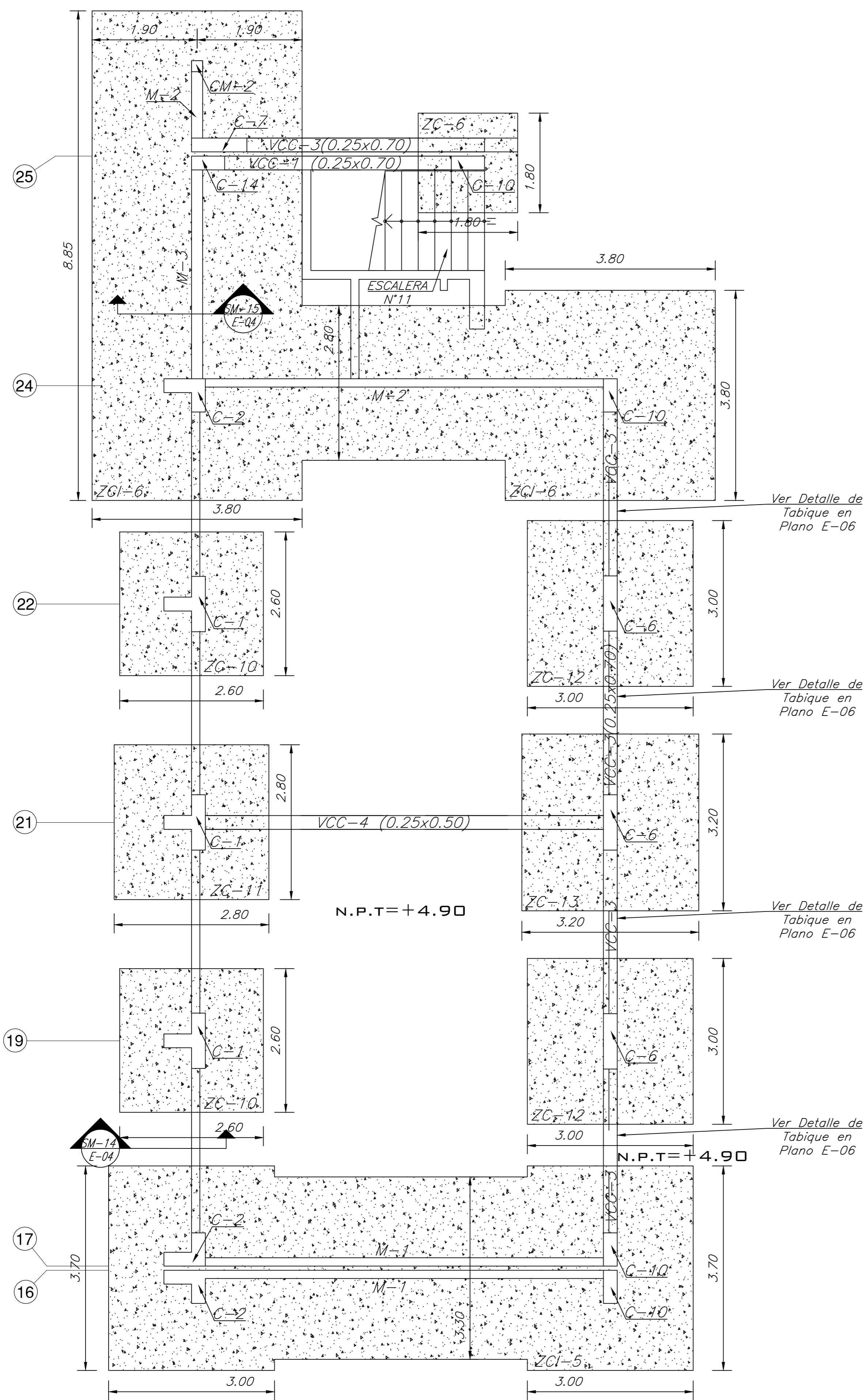
**CORTE A-A PABELLON B1**  
Esc : 1/50



**CORTE B-B - PABELLON B1**  
Esc : 1/50

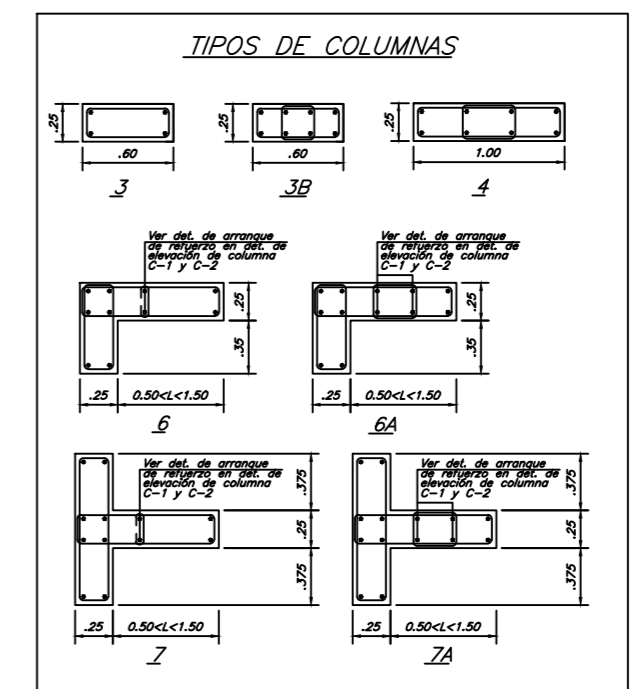
*NOTA: Los cortes de arquitectura presentados en el presente plano han sido tomados del plano A-18 y A19 del expediente técnico.*

 <b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA</b> FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL		
Tema: * EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL BLOQUE "B1" DE LA I.E. JAÉN DE BRACAMOROS, DE LA CIUDAD DE JAÉN, 2019 *		
Plano: <b>CORTES A-A y B-B</b>	Autor: <b>ING. MARCOS MENDOZA LINARES</b>	Proyecto:
Trabajo: <b>BACH. NEYSER ANVELO GUERRERO ZAVALETA</b>	Fecha: <b>JAÉN</b>	Departamento: <b>CAJAMARCA</b>
Localidad: <b>JAÉN</b>	Fecha: <b>DICIEMBRE - 2019</b>	Estado: <b>INDICADA</b>
Fecha:	Escala:	Archivo:
		<b>A-02</b>



#### CUADRO DE COLUMNAS

PISO	C-1	C-2	C-6	C-10	C-14
1ER PISO	100"	100"	100"	100"	100"
2ER PISO	100"	100"	100"	100"	100"
3ER PISO	100"	100"	100"	100"	100"
4ER PISO	100"	100"	100"	100"	100"
5ER PISO	100"	100"	100"	100"	100"
6ER PISO	100"	100"	100"	100"	100"
7ER PISO	100"	100"	100"	100"	100"
8ER PISO	100"	100"	100"	100"	100"
9ER PISO	100"	100"	100"	100"	100"
10ER PISO	100"	100"	100"	100"	100"

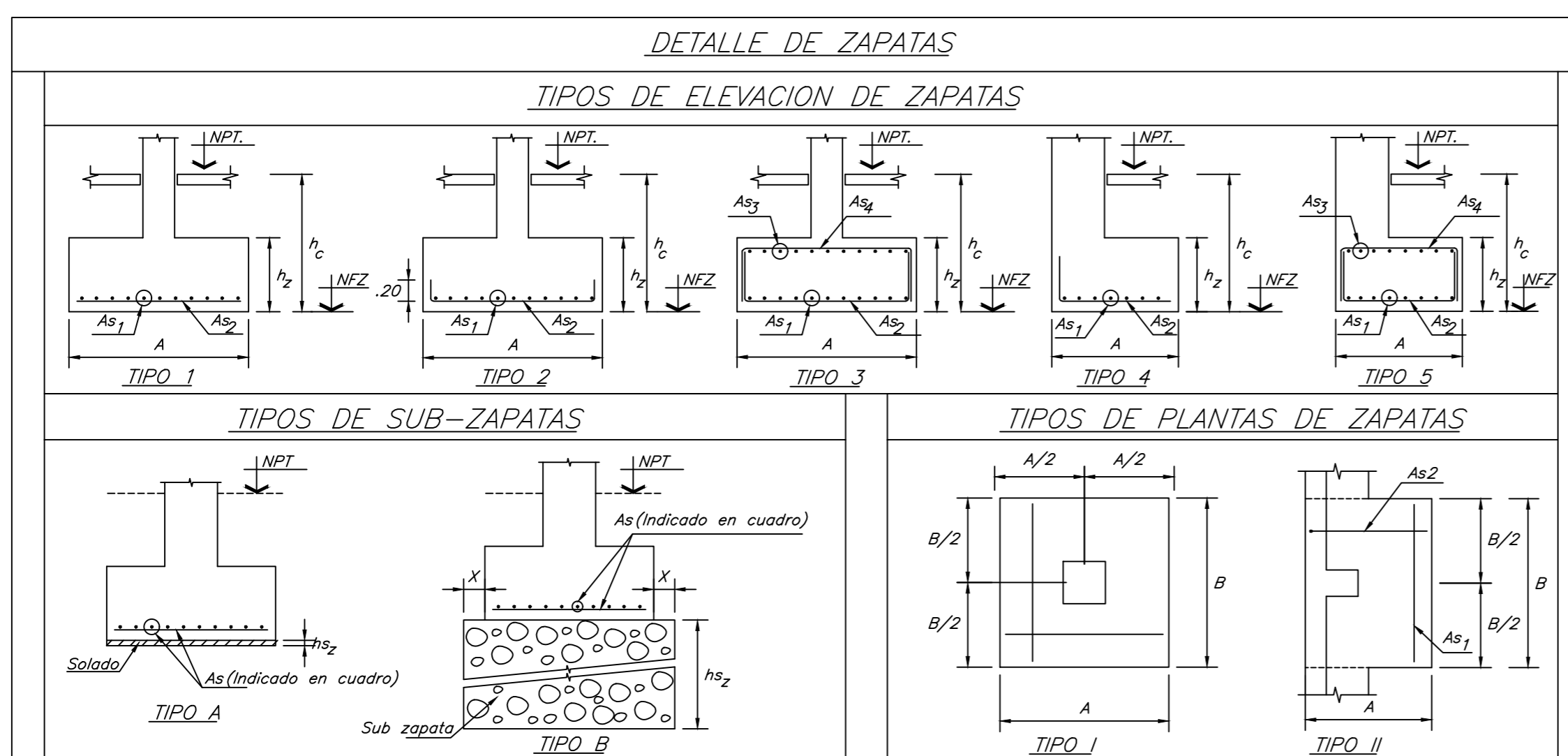


#### CUADRO DE ESTRIBOS

TIPO	ESPECIFICACION
1	Ø3/8" 180x180 C/200, N/100
2	Ø3/8" 180x180 C/200, N/100
3	Ø3/8" 180x180 C/200, N/100
4	Ø3/8" 180x180 C/200, N/100
5	Ø3/8" 180x180 C/200, N/100
6	Ø3/8" 180x180 C/200, N/100
7	Ø3/8" 180x180 C/200, N/100
8	Ø3/8" 180x180 C/200, N/100
9	Ø3/8" 180x180 C/200, N/100
10	Ø3/8" 180x180 C/200, N/100

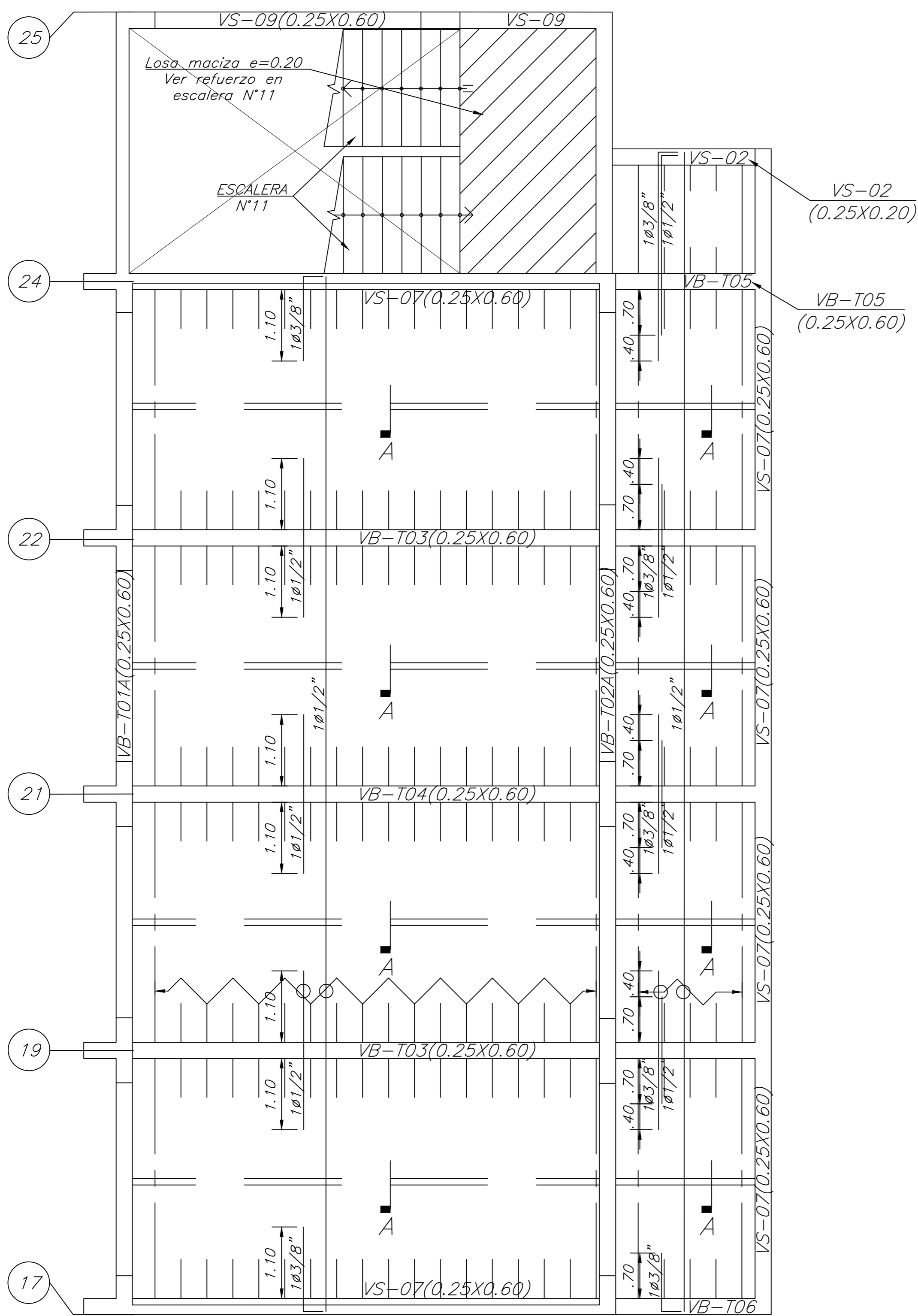
**NOTA1:** Los planos de cimentaciones presentados han sido obtenidos de los planos E-03A SECTOR B, E-04, E-04A del expediente técnico.

**NOTA2:** El cuadro de columnas se ha obtenido del plano E-05 del expediente técnico.



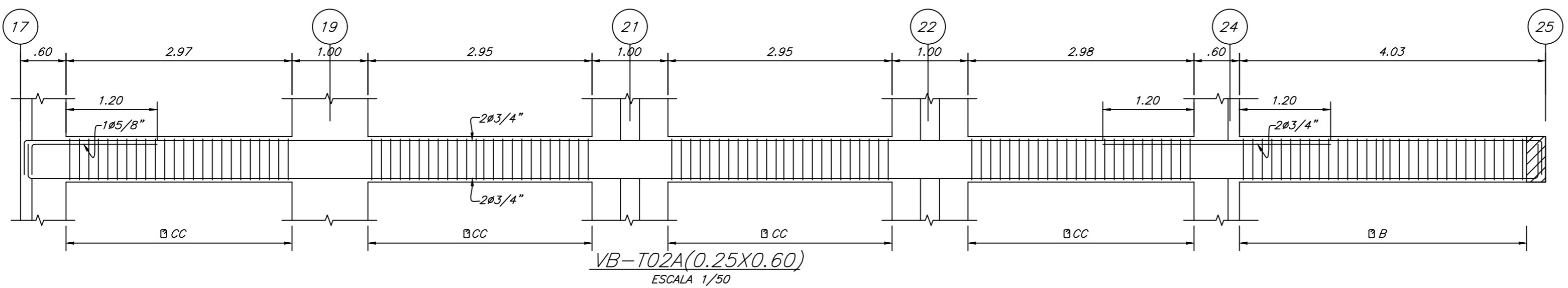
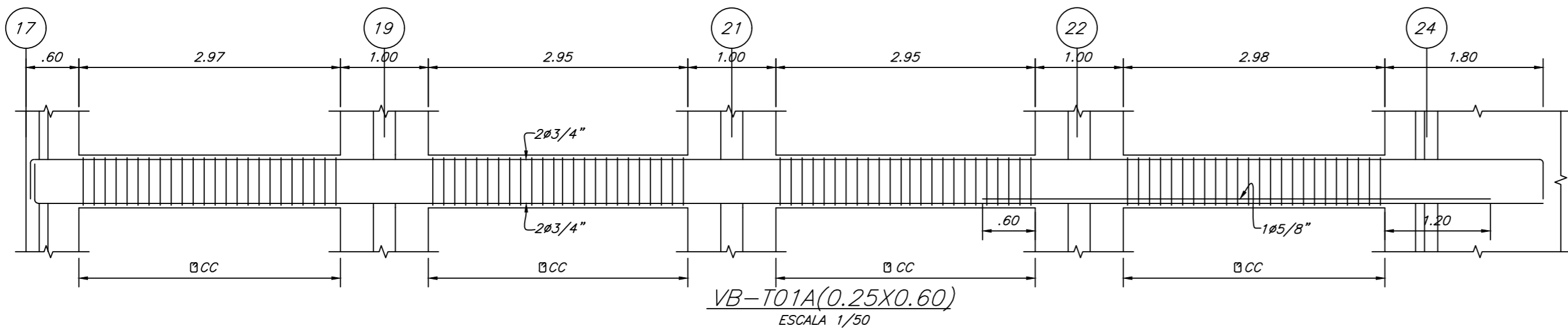
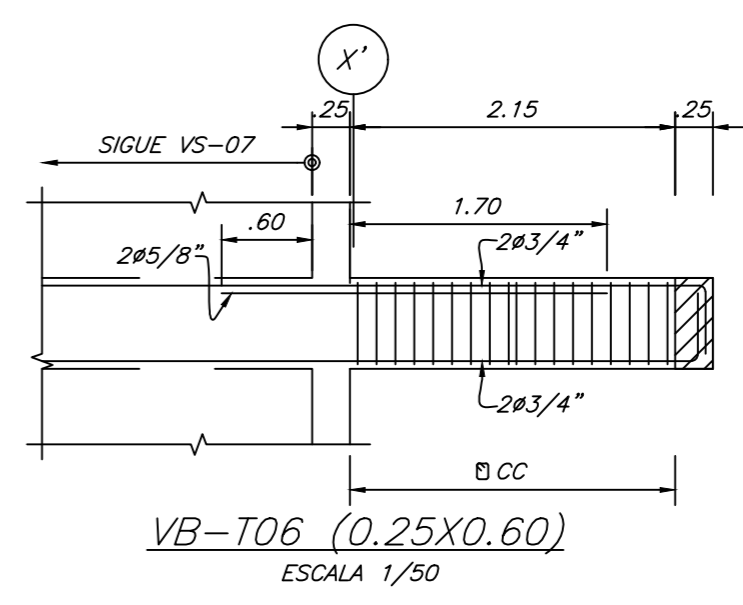
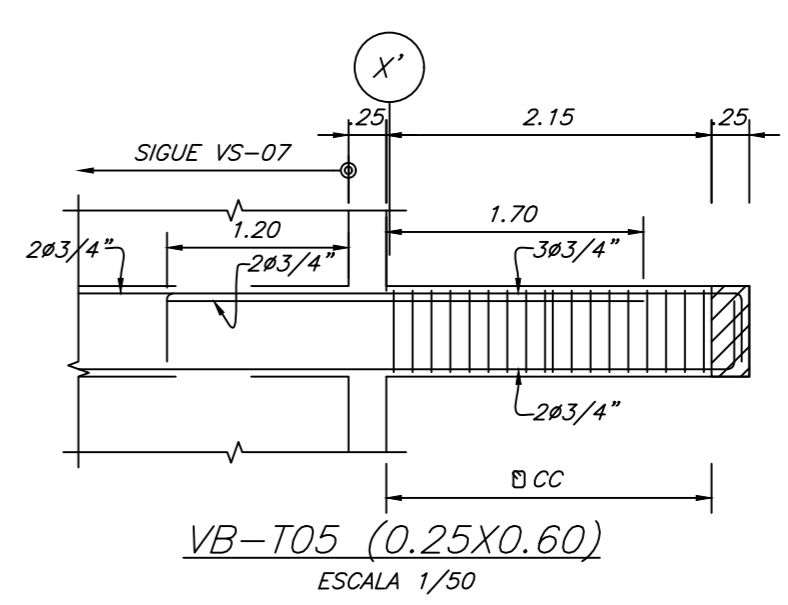
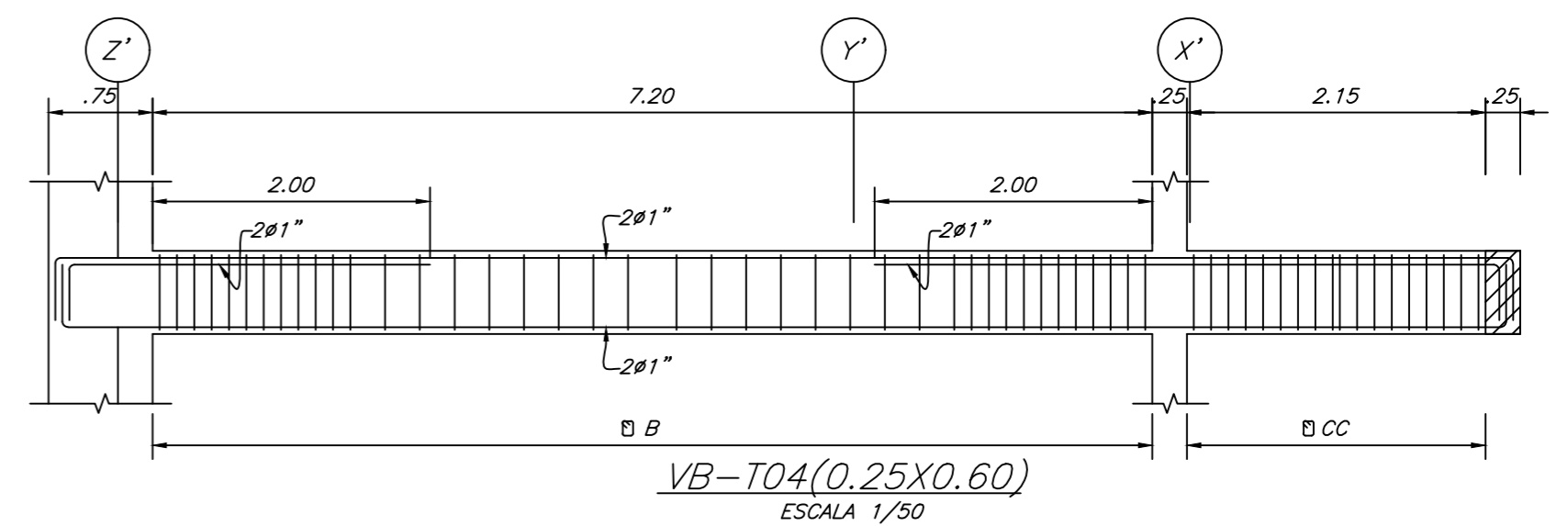
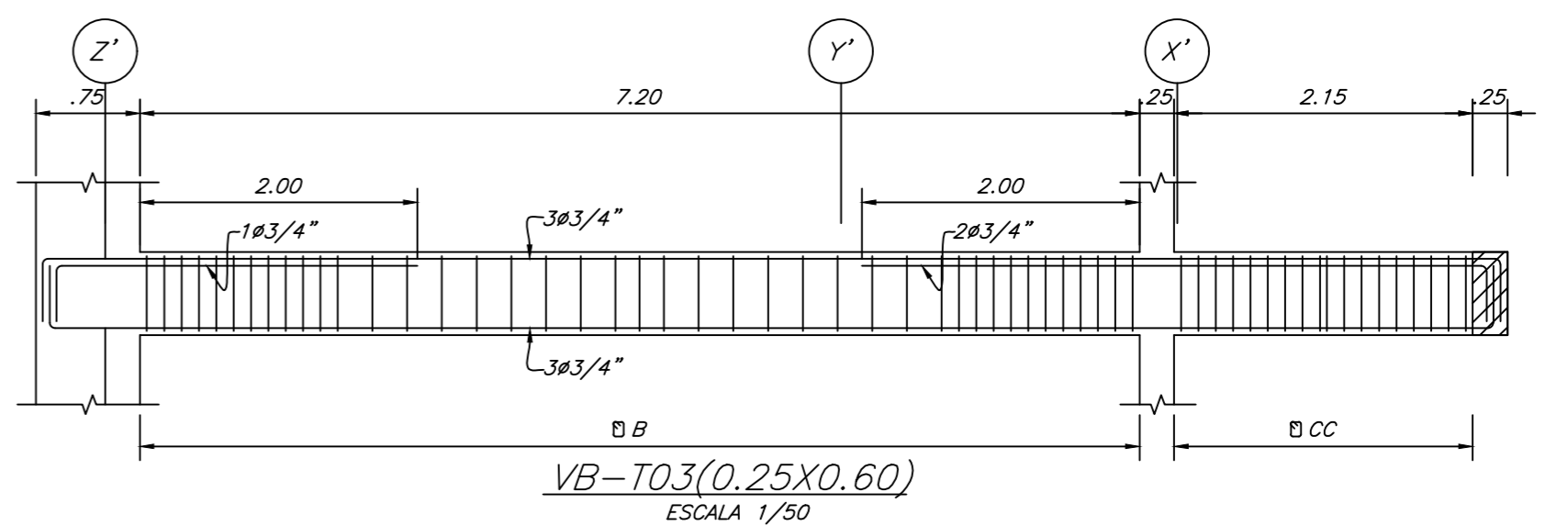
#### CUADRO DE ZAPATAS

ZAPATA	SUB-ZAPATA	TIPO	hsz	X	TIPOS DE ZAPATA ELEVACION	PLANTA	DIMENSIONES		NFZ	hc	ACERO DE REFUERZO			
							A	B			As1	As2	As3	As4
ZCI-5	A	0.05	-	1	VER PLANTA	VER PLANTA	0.70	3.70	1.20	Ø5/8"Ø0.15	Ø5/8"Ø0.15			
ZCI-6	A	0.05	-	1	VER PLANTA	VER PLANTA	0.70	3.70	1.20	Ø5/8"Ø0.15	Ø5/8"Ø0.15			
ZC-10	A	0.05	-	1	I	I	2.60	2.60	0.70	3.70	1.20	Ø5/8"Ø0.15	Ø5/8"Ø0.15	
ZC-11	A	0.05	-	1	I	I	2.80	2.80	0.70	3.70	1.20	Ø5/8"Ø0.15	Ø5/8"Ø0.15	
ZC-12	A	0.05	-	1	I	I	3.00	3.00	0.70	3.70	1.20	Ø5/8"Ø0.15	Ø5/8"Ø0.15	
ZC-13	A	0.05	-	1	I	I	3.20	3.20	0.70	3.70	1.20	Ø5/8"Ø0.15	Ø5/8"Ø0.15	



**NOTA1:** Los planos de aligerados presentados han sido obtenidos del plano E-09 del expediente técnico.

**NOTA2:** El desarrollo de vigas ha sido tomado del plano E-17 del expediente técnico.



CUADRO DE ESTRIBOS EN VIGAS			
TIPO	DIAMETRO	ESPACIAMIENTO	TIPO
BC	3/8"	1@0.05, C/EXTR., RTO@0.10	1
CC	3/8"	1@0.05, C/EXTR., RTO@0.125	1

TIPOS DE ESTRIBOS			
Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3	Tipo 4

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA**  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

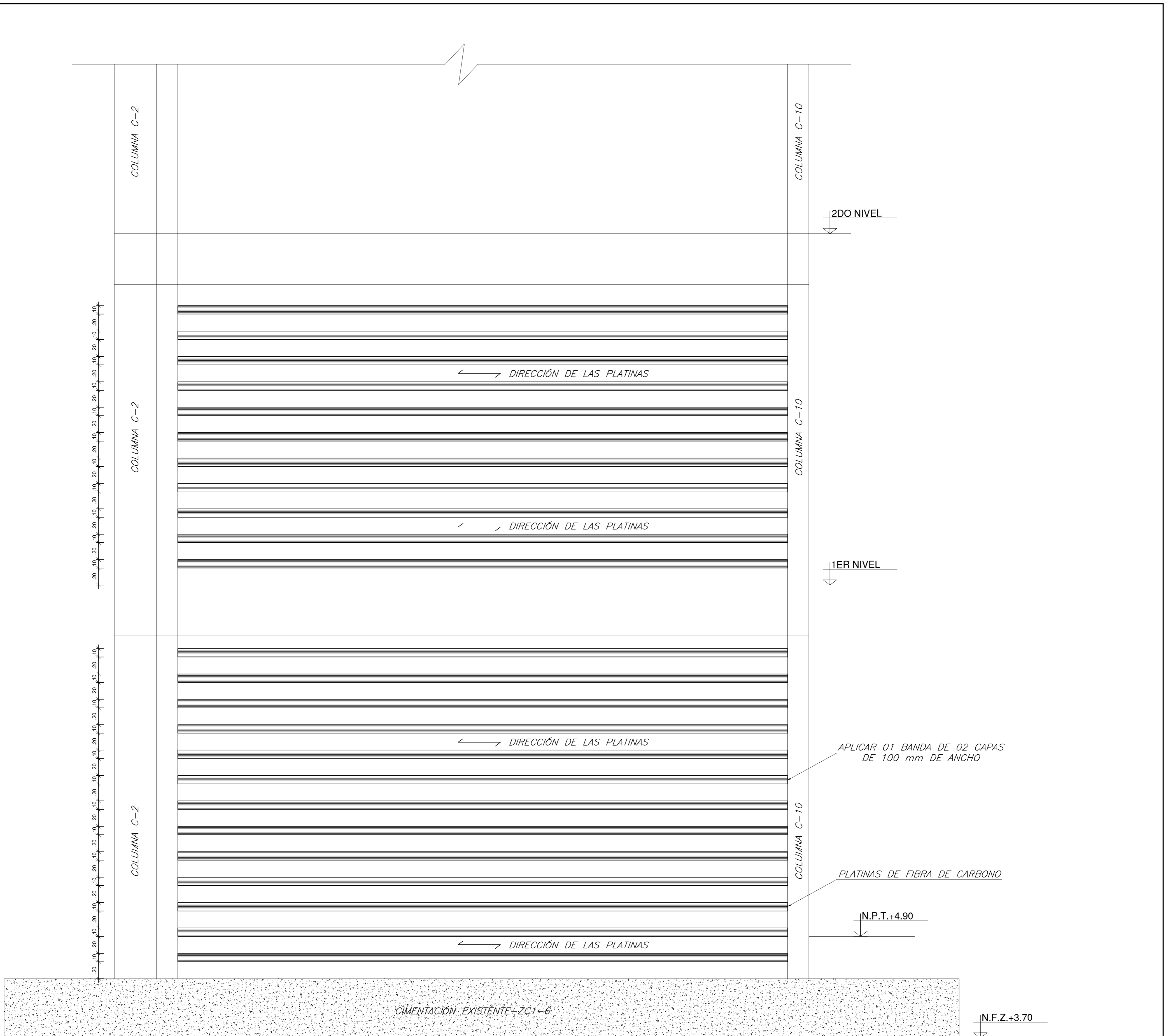
Tema: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL BLOQUE "B1" DE LA I.E. JAÉN DE BRACAMOROS, DE LA CIUDAD DE JAÉN, 2019.

Plano: **ALIGERADO Y VIGAS**

Título:	ING. MARCOS MENDOZA LINARES
Trabajo:	ING. NEYSER ANVELO GUERRERO ZAVALETA
Localidad:	JAÉN
Fecha:	DICIEMBRE - 2019

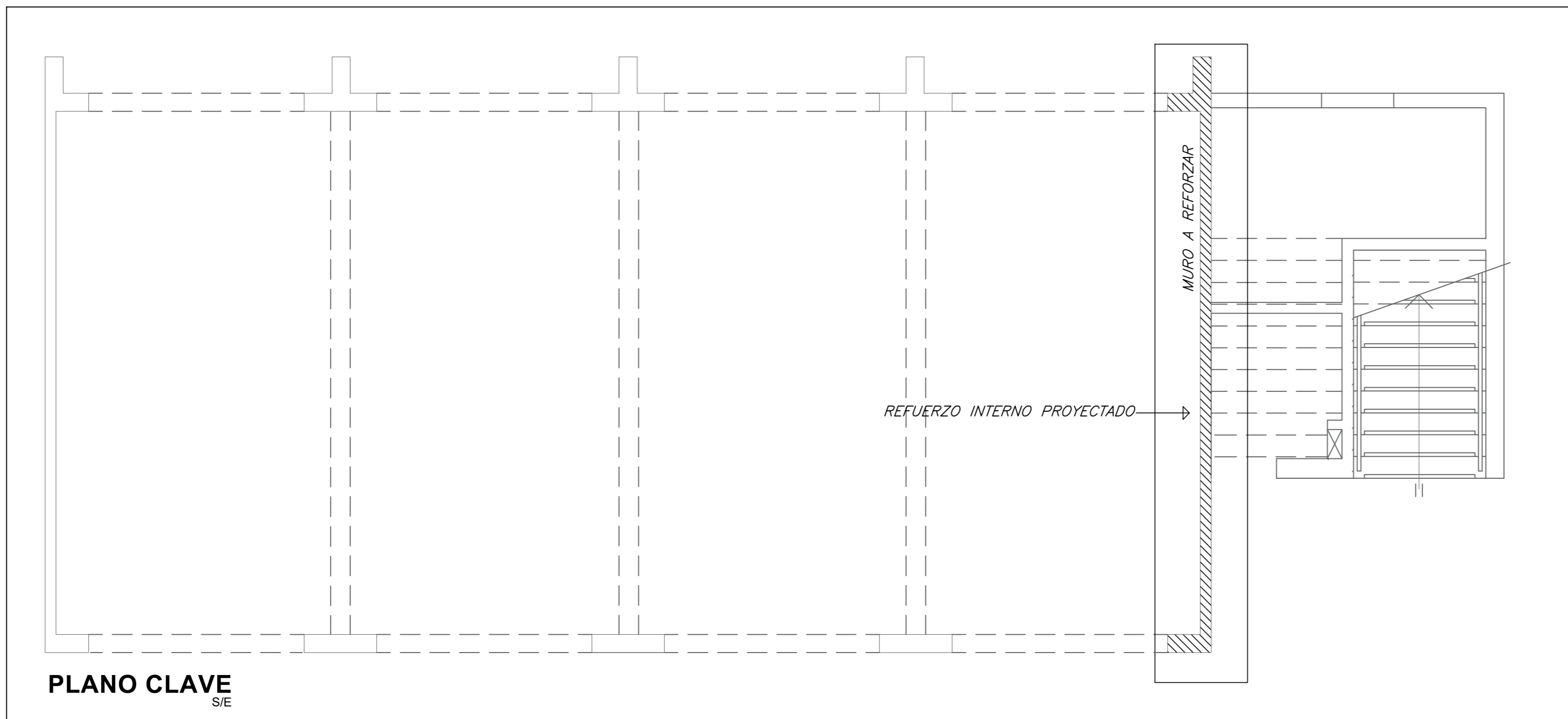
**E-02**

**ANEXO 05: Plano de reforzamiento del Bloque “B1”.**



### ELEVACIÓN DE MURO M-2

Esc. 1/50



PLANO CLAVE  
S/E

**NOTA:** El refuerzo de CFRP se une a la estructura como refuerzo externo adherido mediante el uso de adhesivo a base de resina epoxica.

#### ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

PLÁTINAS - CFRP	
MÓDULO ELASTICIDAD	: 165000 N/mm <sup>2</sup>
TRACCIÓN	: 2800 N/mm <sup>2</sup>
ROTURA	: 3050 N/mm <sup>2</sup>
DEFORMACIÓN DE RUPTURA	: 0.017
ESPESOR DE CAPA	: 1.4 mm

#### NOTAS PARA EL ACABADO

- El muro reforzado con fibra de carbono puede ser tarrajado convencionalmente.

#### PROCEDIMIENTO GENERAL DE APLICACIÓN DE BANDAS DE FIBRA DE CARBONO

- La superficie del muro que recibirá la fibra de carbono deberá ser tratada y se debe tener en cuenta la siguiente:
- Retirar acabados y dejar la superficie libre de todo resto de impurezas.
  - Verificar que la superficie se encuentre nivelada.
  - Identificar fisuras (si fuese el caso sellarlas con morteros epoxicos).
  - Antes de colocar el puente de adherencia entre la fibra y la superficie del concreto, verificar que la superficie no tenga partículas ensuciantes o impurezas que conlleven a un inadecuado pegado de la fibra de carbono.

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA**  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

Título: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL BLOQUE "B1" DE LA I.E. JAÉN DE BRACAMOROS, DE LA CIUDAD DE JAÉN, 2019'.

Plano: **REFORZAMIENTO CON CFRP - M2**

Tesis: BACH. NEYSER ANVELO GUERRERO ZAVALTA	Asesor: ING. MARCOS MENDOZA LINARES
Localidad: JAÉN	Fecha: JAÉN
Provincia: JAÉN	Departamento: CAJAMARCA
Fecha: DICIEMBRE - 2019	Escala: INDICADA

Plano N°: **E-03**