



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

Reforzamiento estructural para reducir la vulnerabilidad sísmica del pabellón de primaria del colegio “Los Precursores”, Santiago de Surco, Lima, 2020

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

AUTOR:

Carrasco Vásquez, Manuel Alberto (ORCID: 0000-0002-0300-6200)

ASESOR:

Mg. Alzamora Román, Hermer Ernesto (ORCID: 0000-0002-2634-7710)

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Diseño Sísmico y Estructural

LIMA – PERÚ

2021

Dedicatoria

Dedico este trabajo a la memoria de mi padre Juan Clodoveo Carrasco Montero y mi hermano Carlos Cesar Carrasco Vásquez que con su ejemplo me motivaron a seguir adelante

Agradecimiento
A Dios, a mi madre Clariza Vásquez por su
inquebrantable fe, a mis hermanos por su
constante apoyo material y moral; a mis
profesores por compartir sus conocimientos

Índice de contenidos	
Dedicatoria	ii
Agradecimiento	iii
Índice de contenidos	iv
Índice de tablas	iv
Índice de gráficos y figuras	vi
Resumen	vii
Abstract	viii
I.INTRODUCCIÓN	1
II.MARCO TEÓRICO	3
III. METODOLOGÍA	9
3.1 Tipo y diseño de investigación	9
3.2 Variables y operacionalización	10
3.3 Población muestra y muestreo	12
3.4 Técnicas de investigación	15
3.5 Procedimientos	16
3.6 Método de análisis de datos	16
3.7 Aspectos éticos	17
IV. RESULTADOS	18
V. DISCUSIÓN	62
VI.CONCLUSIONES	74
VII.RECOMENDACIONES	76
REFERENCIAS	77
ANEXOS	85
Índice de tablas	
Tabla 1. Cantidad de columnas del pabellón de nivel	13
primario	
Tabla 2. Niveles de confianza y coeficientes de	13
confiabilidad	
Tabla 3. Cálculo del tamaño de muestra	14
Tabla 4. Factores de zona “Z”	19
Tabla 5. Estudio de suelos análisis granulométrico	19
Tabla 6. Factor de suelo	20
Tabla 7. Periodos “Tp” y “Tl”	20
Tabla 8. Categoría de edificaciones y factor de uso “U”	21
Tabla 9. Sistemas estructurales	22
Tabla 10. Irregularidad estructural en altura	22

Tabla 11. Categoría y regularidad de las edificaciones	23
Tabla 12. Sistema estructural módulo A	23
Tabla 13. Sistema estructural módulo B	24
Tabla 14. Metrado de cargas por módulo de pabellón primario	25
Tabla 15. Cálculo del peso del pabellón primario	26
Tabla 16. Cálculo de fuerza cortante modulo A	27
Tabla 17. Cálculo de fuerza cortante modulo B	27
Tabla 18. Relación C/R	28
Tabla 19. Distribución de la cortante en el módulo A	29
Tabla 20. Distribución de la cortante en el módulo B	29
Tabla 21. Cálculo del periodo fundamental de vibración modulo A	31
Tabla 22. Cálculo del periodo fundamental de vibración modulo B	31
Tabla 23. Límites para la distorsión del entrepiso	32
Tabla 24. Relación de derivas y desplazamientos modulo A eje x-x	32
Tabla 25. Relación de derivas y desplazamientos modulo A eje y-y	33
Tabla 26. Relación de derivas y desplazamientos modulo B eje x-x	33
Tabla 27. Relación de derivas y desplazamientos modulo B eje y-y	34
Tabla 28. Resultado de pruebas de esclerometría	35
Tabla 29. Cálculo del acero mínimo en las vigas de la edificación	36
Tabla 30. Cantidad y áreas de acero en las vigas de la edificación	36
Tabla 31. Cantidad y áreas de acero en columnas	37
Tabla 32. Resultado del análisis del módulo A eje x-x	38
Tabla 33. resultado de evaluación del módulo A eje y-y	39
Tabla 34. Resultado determinación de vulnerabilidad modulo B eje x-x	40
Tabla 35. Resultados de evaluación Modulo B eje y-y	40
Tabla 36. Resumen de resultados método de Benedetti y Petrini	41
Tabla 37. Combinaciones de cargas Módulo A	43
Tabla 38. Combinaciones de cargas Módulo B	46
Tabla 39. Fuerzas cortantes en módulo A	48
Tabla 40. Fuerzas cortantes en módulo B	49
Tabla 41. Desplazamientos, derivas con refuerzo estructural módulo A	49
Tabla 42. Desplazamientos, derivas con refuerzo estructural módulo B	50
Tabla 43. Periodos de vibración Módulo A inicial	51
Tabla 44. Periodos de vibración con reforzamiento Módulo A	51
Tabla 45. Periodos de vibración Módulo B inicial	51

Tabla 46. Periodos de vibración con reforzamiento Módulo B	52
Tabla 47. Periodos fundamentales con reforzamiento módulo A	52
Tabla 48. Periodos fundamentales con reforzamiento módulo B	53
Fuente: Elaboración propia	53
Tabla 49. Cálculo del momento nominal de flexión en vigas de pórtico	55
Tabla 50. Momentos flectores en vigas de pórtico módulo A	56
Tabla 51. Momentos flectores en vigas de pórtico módulo B	56
Tabla 52. Cargas axiales de columnas en módulo B	59
Tabla 53. Cálculo de resistencia de prueba de esclerometría	63
Tabla 54. Resultados de validación de pruebas de esclerometría por expertos	64

Índice de gráficos y figuras

Figura 1. Fotos de fachada principal y posterior de pabellón de nivel primario	14
Figura 2. Planta de pabellón nivel primario	15
Figura 3. Distribución de zonas sísmicas a nivel nacional	18
Figura 4. Muros de corte proyectados en Módulo A	42
Figura 5. Acero de refuerzo en muros de corte típicos.....	43
Figura 6. Diagrama de interacción eje x-x, muro de corte típico, módulo A	44
Figura 7. Diagrama de interacción eje y-y, muro de corte típico, módulo A	44
Figura 8. Muros de corte proyectados en Módulo B	45
Figura 9. Acero de refuerzo de muro de corte típico.....	45
Figura 10. Diagrama de interacción eje x-x, muro de corte típico, módulo B	47
Figura 11. Diagrama de interacción eje y-y, muro de corte típico, módulo B	47
Figura 12. Momentos máximos en vigas techo primer piso módulo A.....	53
Figura 13. Momentos máximos en vigas techo segundo piso módulo A.....	53
Figura 14. Momentos máximos en vigas techo primer piso módulo B.....	54
Figura 15. Momentos máximos en vigas techo segundo piso módulo B.....	54
Figura 16. Ratios de capacidad de columnas de concreto armado, eje A-A, módulo A	57
Figura 17. Ratios de capacidad de columnas de concreto armado, eje B-B, módulo A.....	57
Figura 18. Ratios de capacidad de columnas de concreto armado, eje A-A, módulo B.....	57
Figura 19. Ratios de capacidad de columnas de concreto armado, eje B-B, módulo B.....	58
Figura 20. Diagrama de interacción columna C-2, Módulo B.	58
Figura 21. Detalle de medidas para ensanchamiento de columnas	59
Figura 22. Detalle de acero y sección de encamisado de columna.....	60
Figura 23. Diagrama de interacción de columna C2 reforzada.....	61

Resumen

Esta investigación pretende determinar la técnica de reforzamiento estructural más adecuada para reducir la vulnerabilidad sísmica del pabellón nivel primario de la Institución Educativa Los Precursores ubicada en el en el distrito de Santiago de Surco, en la provincia de Lima, en el año 2020. El diseño de investigación que se realizó es experimental, de enfoque cuantitativo, de tipo aplicada. En primer lugar, se evaluó el grado de vulnerabilidad del pabellón nivel primario para posteriormente proponer técnicas de reforzamiento estructural con el objetivo de reducirla. El pabellón nivel primario fue evaluado de forma cualitativa a través de inspección y calificación del grado de vulnerabilidad para luego ser analizadas de forma cuantitativa por procedimientos matemáticos y mediante modelamiento estructural en programas computacionales para hallar los esfuerzos internos ante cargas sísmicas y desplazamientos provocados por sismos. Además, fue evaluada la edificación con los requerimientos mínimos para una estructura de concreto armado de acuerdo con las normas del Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú mediante el empleo de métodos cuantitativos de detalle, mediante un análisis sísmico estático, que nos indican que el grado de vulnerabilidad del pabellón nivel primario de la Institución Educativa Los Precursores del distrito de Santiago de Surco es alto. En conclusión, se propone evaluar y determinar técnicas de reforzamiento estructural en los elementos más críticos, para evitar que ante un movimiento telúrico intenso se ocasionen daños irreparables en este edificio esencial.

Palabras clave: reforzamiento estructural, vulnerabilidad sísmica, análisis sísmico estático

Abstract

This research aims to determine the most appropriate structural reinforcement technique to reduce the seismic vulnerability of the primary level pavilion of the Los Precursors Educational Institution located in the district of Santiago de Surco, in the province of Lima, in the year 2020. The design The research that was carried out is experimental, with a quantitative approach, of an applied type. In the first place, the degree of vulnerability of the primary level pavilion was evaluated to later propose structural reinforcement techniques in order to reduce it. The primary level pavilion was qualitatively evaluated through inspection and qualification of the degree of vulnerability to later be analyzed quantitatively by mathematical procedures and through structural modeling in computer programs to find the internal forces in the face of seismic loads and displacements caused by earthquakes. In addition, the building was evaluated with the minimum requirements for a reinforced concrete structure in accordance with the norms of the National Building Regulations of Peru through the use of detailed quantitative methods, through a static seismic analysis, which indicate that the degree of The vulnerability of the primary level pavilion of the Los Precursors Educational Institution in the Santiago de Surco district is high. In conclusion, it is proposed to evaluate and determine structural reinforcement techniques in the most critical elements, to avoid that in the face of an intense earthquake, irreparable damage is caused to this essential building.

Keywords: structural reinforcement, seismic vulnerability, static seismic analysis

I. INTRODUCCIÓN

En los últimos trescientos años se han registrado sismos con intensidades mayores a los ocho grados en la escala de Richter en países como Estados Unidos, Chile, Portugal, Japón, Ecuador, Colombia, Tíbet, Sumatra y Perú; que entre todos han ocasionado más de quinientas mil muertes (Liscano et al, p. 316).

En Venezuela, el ochenta por ciento de su población y su infraestructura educativa están ubicadas en zonas altamente sísmicas donde se han presentado terremotos muy destructivos, además dichas edificaciones se han construido sin principios de sismo resistencia que incrementa el riesgo (Liscano et al, 2016, p. 312).

Perú es un país con probabilidad de sufrir movimientos sísmicos de gran intensidad, los sismos más fuertes registrados han sido el de Ancash en 1970, Lima en 1974, Ica en 2007 y Loreto en el 2019, alcanzando valores de ocho grados según la escala de Richter. En las últimas ocho décadas en el departamento de Lima, se han dado sismos con intensidades mayores a siete grados como los ocurridos en El Callao en 1940 con ocho grados y siete en Cañete en 1974 (El comercio)

El mapa de peligro sísmico para Lima y Callao estima que la mitad de instituciones educativas se encuentra en zonas de peligro medio, treinta y cinco por ciento en zona de peligro alto, menos del diez por ciento en zonas de peligro muy alto, el resto se encuentran ubicadas en zonas que carecen de mapa de riesgo sísmico (INDECI, 2017, p. 47).

Teniendo en cuenta el historial sísmico del país que podría generar daños en la infraestructura educativa, que ocasiona pérdida de vidas humanas, daños físicos y psicológicos en estudiantes y docentes; además de la destrucción de material didáctico y locales educativos. Las instituciones educativas pueden resultar tan afectadas que el servicio educativo podría interrumpirse (MINEDU, 2015, p. 5).

El objeto de investigación es la Institución educativa 7086 Los Precursores ubicada en Alameda José De La Riva Agüero sin número en el distrito de Santiago de Surco, institución pública que brinda servicio educativo en los niveles primario y secundario, la cantidad de alumnos que alberga es de mil setecientos estudiantes. Cuenta con tres pabellones con treinta y seis aulas, veinte para nivel secundario y

dieciséis para nivel primario, siendo la mayoría de las edificaciones de material noble y estructuras de concreto armado. El motivo del presente trabajo es formular una propuesta de reforzamiento para reducir la vulnerabilidad sísmica de estas aulas y disminuir el nivel de riesgo al que están expuestos los estudiantes, docentes y trabajadores ante la ocurrencia de un evento sísmico.

La justificación practica revela el interés del investigador por aplicar sus conocimientos en la búsqueda de soluciones a problemas reales en cualquier institución. (Valderrama, 2013, p. 141). Lo que se espera con la investigación es implementar medidas correctivas de reforzamiento estructural que permitan que la infraestructura existente garantice el servicio antes y después del evento sísmico. La justificación social exige especificar la gravedad del problema y las persona que están siendo perjudicadas y los beneficios de la investigación (Borja, 2012, p. 20). Esta investigación plantea la posibilidad de mejorar el servicio reforzando la estructura, de esta manera se protege la integridad física y psicológica de los docentes, alumnos y otros trabajadores involucrados.

El problema de la institución en estudio, es lo vulnerable que puede ser su estructura ante un evento sísmico, para lo cual se planteará un reforzamiento estructural, quedando planteado el problema de investigación de la siguiente manera: ¿El reforzamiento estructural reducirá la vulnerabilidad sísmica del pabellón primario del centro educativo Los Precursores, Santiago de Surco, 2020? Se plantean además los siguientes problemas específicos: a) ¿De qué manera la estructura actual incrementa la vulnerabilidad sísmica del pabellón primario del centro educativo Los Precursores, Santiago de Surco, 2020? b) ¿De qué manera la incorporación de muros de corte reducirá la vulnerabilidad sísmica del pabellón primario del centro educativo Los Precursores, Santiago de Surco, 2020? c) ¿De qué manera el aumento de sección de concreto en columnas reducirá la vulnerabilidad sísmica del pabellón primario del centro educativo Los Precursores, Santiago de Surco, 2020? El objetivo principal de esta investigación es demostrar que el reforzamiento estructural reduce la vulnerabilidad sísmica del pabellón primario del centro educativo Los Precursores, Santiago de Surco, 2020. Los objetivos específicos son: a) Demostrar que la estructura actual incrementa la vulnerabilidad sísmica del pabellón primario del centro educativo Los Precursores,

Santiago de Surco, 2020 b) Probar que la incorporación de muros de corte reduce la vulnerabilidad sísmica del pabellón primario del centro educativo Los Precursores, Santiago de Surco, 2020 c) Demostrar que el aumento de sección de concreto en columnas reduce la vulnerabilidad sísmica del pabellón primario del centro educativo Los Precursores, Santiago de Surco, 2020. Se establece como hipótesis general: el reforzamiento estructural reduce la vulnerabilidad sísmica del pabellón primario del centro educativo Los Precursores, Santiago de Surco, 2020. Se plantean además los siguientes hipótesis específicas: a) La estructura actual incrementa la vulnerabilidad sísmica del pabellón primario del centro educativo Los Precursores, Santiago de Surco, 2020 b) La incorporación de muros de corte reduce la vulnerabilidad sísmica del pabellón primario del centro educativo Los Precursores, Santiago de Surco, 2020 c) El aumento de sección de concreto en columnas reduce la vulnerabilidad sísmica del pabellón primario del centro educativo Los Precursores, Santiago de Surco, 2020.

II.MARCO TEÓRICO

Pico y Ruiz (2018) en su investigación titulada Estado del arte de metodologías de reforzamiento estructural en edificaciones de patrimonio cultural caso Bogotá D.C. tuvo como objetivo realizar el estado del arte de las construcciones de patrimonio cultural en Bogotá D.C., comparando ventajas de los diferentes tipos de reforzamiento estructural. Fue una investigación de tipo cuantitativa, descriptiva. La población fueron las edificaciones del patrimonio cultural de Bogotá, para la muestra se tomaron cincuenta y tres casas de la ciudad de Bucaramanga, fue un muestreo no probabilístico. Los principales resultados fueron que un 64% de las edificaciones de la muestra no cuentan con una especificación sobre el tipo de material con el cual fue construido, reflejando la ausencia de seguimiento de estas estructuras, por otro lado, se destaca que el 89% de los predios caracterizados como patrimonio no cuentan con un reforzamiento que garantice la seguridad de la edificación ante un evento sísmico tan sólo el 11% de la muestra de estudio cuenta con reforzamiento estructural. Se concluye que no es recomendable utilizar elementos de concreto armado para reforzar edificaciones de adobe y tapia pisada, siendo el reforzamiento con dispositivos metálicos la metodología más

recomendada debido a la facilidad en su instalación, baja afectación física del inmueble intervenido, constituye además una metodología reversible y económica.

Delgado (2019) en su investigación titulada Técnicas de reforzamiento estructural en la rehabilitación de edificaciones patrimoniales. El objetivo de la investigación fue aplicar técnicas existentes de reforzamiento en la rehabilitación de una edificación patrimonial. Fue una investigación de tipo aplicada. La población fueron diecinueve inmuebles, la muestra fue un inmueble no intervenido, el muestreo fue no probabilístico. Los instrumentos empleados fueron la inspección visual, levantamiento de medidas, ensayos y software de aplicación. Los principales resultados fueron que las estructuras son rígidas pues su periodo fundamental oscila entre $T_0=0.127$ y $T_c=0.698$, la ventaja que se obtuvo de este tipo de reforzamiento fue una disminución del periodo fundamental de $T=1.10s$ a $T=0.16s$ lo que indica que la edificación se comporta de manera monolítica. Se concluye que reforzamiento usado en muros mejoró el comportamiento de la edificación bajo la acción sísmica.

Lizarazo y Pedraza (2021) en su investigación titulada Análisis de vulnerabilidad sísmica del edificio Gregorio XIII y planteamiento de alternativa reforzamiento estructural. Tuvo como objetivo determinar por medio de una modelación y un análisis de vulnerabilidad sísmica el estado actual del edificio Gregorio XIII de la universidad Santo Tomas (Bogotá) y plantear una alternativa de reforzamiento considerando la normativa vigente y las nuevas tecnologías existentes. Fue una investigación de tipo aplicada, cuantitativa. La población fue la infraestructura de la universidad Santo Tomas, la muestra fue el edificio Gregorio XIII, el muestreo fue no probabilístico. Los instrumentos empleados fueron inspección visual, información documentada y software de aplicación. Los principales resultados fueron que se encontraron valores de derivas de 1.03% y 2.4% excediendo al 1.00% que exige la norma. Se concluye que el modelo analizado carecía de capacidad para resistir desplazamientos horizontales en ambas direcciones, además al momento de controlar cargas verticales algunos elementos mostraron ser ineficientes.

Huanca Y Terrones (2019) en su investigación titulada Evaluación sísmica del reforzamiento estructural con muros de concreto armado con fines de ampliación

de La Casa De La Mujer Florencia De Mora Con La Norma E030-2018 en el departamento de La Libertad. Su objetivo fue realizar la evaluación sísmica y reforzamiento de la casa de la mujer mediante muros de concreto con la norma E030-2018. Fue una investigación de tipo aplicada, correlacional, no experimental, transversal. La población fueron las edificaciones de categoría importante ubicados en el departamento de la Libertad, que no cumplen con las normativas vigentes, la muestra fue el edificio con nombre "Casa de la Mujer, Florencia de Mora", el muestreo fue no probabilístico. Los instrumentos empleados fueron documentos bibliográficos, como planos de especialidades de arquitectura y estructura, normas técnicas de edificaciones, software de aplicación. Los principales resultados fueron que la evaluación sísmica que consistió en realizar el análisis sísmico estático y dinámico obteniendo como desplazamiento máximo 0.03 en dirección X y 0.01 en dirección Y, ambos superiores a lo especificado en la norma E030-2018, esto quiere decir que la estructura requiere de un reforzamiento estructural. Se concluyó que la incorporación de muros de corte se logró un mejor comportamiento estructural frente a un sismo severo, reduciendo las derivas al valor de 0.003 en dirección X y 0.003 en dirección Y, de acuerdo a la norma E030-2018.

Vilca y Collao (2018) en su investigación titulada Evaluación estructural y propuesta de reforzamiento de la Institución Educativa Inicial 336 Virgen De La Natividad, Tacna 2018. El objetivo fue determinar el estado estructural de la Institución Educativa Inicial 336 Virgen de la Natividad y plantear una propuesta de reforzamiento para la seguridad de la estructura. Fue una investigación de tipo descriptivo y explicativo. La población fue la Institución Educativa Inicial 336 Virgen de la Natividad, la muestra de nuestro estudio es el Bloque 1, el muestreo fue no probabilístico. Los instrumentos utilizados fueron inspecciones visuales, ensayos de campo y software de aplicación. Los principales resultados fueron que los ensayos de compresión mostraron un f_c promedio de 49.31 kg/cm², que representa al 23.48% del concreto que se requiere para este tipo de estructuras (210 kg/cm²). La distorsión de entrepiso en el eje X es de 0.010164, que supera el valor mínimo establecido de 0.007. se concluyó al comprobarse la baja resistencia del concreto empleado en la construcción, se determinó plantear una propuesta de reforzamiento, mediante la construcción de columnas y vigas nuevas de mayor sección en reemplazo de las ya existentes.

Arana (2018) en su investigación titulada Propuesta de reforzamiento estructural para devolverle la funcionabilidad al pabellón P-3 de la Institución Educativa Santa Fortunata en el distrito de Moquegua. Tuvo como objetivo elaborar una propuesta de reforzamiento estructural para devolverle la funcionabilidad al pabellón P-3 de la Institución Educativa Santa Fortunata en el distrito de Moquegua considerando el aspecto de desempeño. Fue una investigación de tipo aplicada experimental. La población fue la institución educativa Santa Fortunata la muestra fue el pabellón P-3, el muestreo fue no probabilístico. Los instrumentos utilizados fueron la inspección ocular, la toma de medidas, panel fotográfico y software de aplicación. Los principales resultados fueron que debido al reforzamiento en la dirección X: Los desplazamientos se redujeron en un 95 % en el primer nivel y 87 % en el segundo nivel; en la dirección Y: Los desplazamientos se redujeron en un 50 % en el primer nivel y 47 % en el segundo nivel. Dirección X: La cortante basal se reduce en 86 % en la dirección X, en la dirección Y se reduce un 16% con el modelo reforzado. La conclusión fue que la estructura del pabellón P-3 presenta una vulnerabilidad sísmica alta; el edificio en estudio no cumple con las exigencias de desplazamientos e irregularidades de la norma de diseño sismo resistente E.060–2016. La propuesta de reforzamiento estructural analizada es funcionalmente viable. Tanto las derivas en dirección X y en dirección Y son menores a las distorsiones máximas requeridas 7 % y 5 % respectivamente.

Albarracín (2019) en su investigación titulada Aplicación de metodologías simplificadas pre evento sísmico, para la determinación de la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones de la Facultad de Ingeniería, Ciencias Físicas y Matemática de la UCE. Tuvo como objetivo determinar la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones de la Facultad de Ingeniería Ciencias Físicas y Matemática de la UCE, mediante la aplicación de metodologías simplificadas pre-evento sísmico. Fue una investigación de tipo aplicada. La población fueron las edificaciones de la Universidad Central Del Ecuador, la muestra fueron las edificaciones de la Facultad de Ingeniería, Ciencias Físicas y Matemática de la UCE, el muestreo fue no probabilístico. Los instrumentos empleados fueron la inspección visual, fotografías, métodos de evaluación FEMA P-154, De Benedetti y Petrini, Hirosawa. Los principales resultados fueron que se considera al método italiano como el más adecuado pues tiene en cuenta el cálculo del cortante actuante de 551.15 t y

cortante resistente de 470.92 t; además, de irregularidades estructurales y el estado de conservación de la edificación al instante de realizarse la evaluación. Se concluye que aplicando las metodologías SNGR, FEMA 154, italiana y japonesa, se determinó que las edificaciones de la FICFM de la UCE, presentan un alto grado de vulnerabilidad sísmica, frente a la ocurrencia de un evento sísmico.

Granda (2020) en su investigación titulada Análisis de vulnerabilidad sísmica de la Unidad Educativa Colegio de Bachillerato Machala en la ciudad de Machala. Tuvo como objetivo determinar la vulnerabilidad sísmica de los bloques del “Colegio de bachillerato Machala” de la ciudad de Machala conforme a la norma NEC-SE-RE 2015 y metodología FEMA P-154 para obtener un diagnóstico y sugerir recomendaciones para los bloques analizados. Fue una investigación de tipo aplicada. La población fue el Colegio de bachillerato Machala, la muestra fueron los pabellones 1 y 2, el muestreo fue no probabilístico. Los instrumentos empleados fueron la inspección visual, la ficha de recolección de datos. Los principales resultados fueron la obtención de un valor $S < 2.0$ que indica que la edificación tiene una alta vulnerabilidad sísmica, además de la puntuación final “S” de -0.7, indicando que las estructuras están propensas a sufrir daños frente a un evento sísmico. Se concluye que es necesario una evaluación especial, un análisis cuantitativo que pueda determinar la resistencia de los elementos a través de ensayos no destructivos de esta manera asegurar la integridad de la estructura.

Quizhpilema (2017) en su investigación titulada Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del edificio de aulas de la Facultad De Ingeniería de La Universidad Central del Ecuador, utilizando la norma ecuatoriana de la construcción (NEC-SE-RE, 2015). Tuvo como objetivo hacer la evaluación de la vulnerabilidad sísmica del edificio de aulas de la carrera de Ingeniería, Universidad Central del Ecuador, considerando la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-RE-2015. Fue una investigación de tipo aplicada, cuantitativa. La población fueron los edificios de la Universidad Central Del Ecuador, la muestra fueron los bloques 1,2,3 y4; el muestreo fue no probabilístico. Los instrumentos empleados fueron la inspección visual, panel fotográfico e información documentada (Planos). Los principales resultados fueron que el edificio de aulas es vulnerable, pues no cumple con el requerimiento de derivas máximas permisibles ya que se tiene una deriva máxima

de 0.035 que supera a la máxima permitida por la normativa de 0.020. Se concluye que la estructura no cumple con los requisitos de sismo resistencia de la normativa vigente NEC-2015.

Arone (2019) en su investigación titulada Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica Estructural de la I.E. N°1199 Mariscal Ramón Castilla, UGEL N°6 del Distrito de Chaclacayo. Su objetivo fue evaluar la vulnerabilidad sísmica estructural de la I.E. N° 1199 Mariscal Ramón Castilla UGEL N°6 del distrito de Chaclacayo. Fue una investigación de tipo aplicada, cuantitativa y explicativa. La población fue las estructuras de los pabellones de la Institución Educativa N° 1199 Mariscal Ramón Castilla, la muestra fueron los pabellones 1,2 y3, el muestreo fue no probabilístico. Los instrumentos empleados fueron la inspección ocular, la ficha de recolección de datos, el análisis estadístico, el análisis estático no lineal. Los principales resultados fueron que existe una probabilidad del 50% de que la estructura sufra daño leve ante un sismo ocasional, ante un sismo raro la probabilidad de que la estructura tenga daños moderados es del 40%, ante un sismo muy raro la probabilidad de que la estructura sufra daños severos es del 5%. Finalmente, se concluye que el reforzamiento estructural consistente en el encamisado de las columnas centrales, permite que la estructura pueda seguir funcionando después que ocurrido un evento sísmico.

Meza (2018) en su investigación titulada Análisis de la vulnerabilidad sísmica para reforzamiento incremental mediante muros de concreto acoplado de una edificación educativa. Su objetivo fue determinar la vulnerabilidad sísmica para el reforzamiento incremental mediante muros de concreto acoplado de la estructura de los pabellones “INFES” y “Mariscal Castilla” de la Institución Educativa Mariscal Castilla del Distrito de El Tambo, Huancayo, Junín 2018. Fue una investigación de tipo aplicada, descriptiva y no experimental. La población fue la Institución Educativa Mariscal Castilla, la muestra fueron los pabellones antiguos, denominados “INFES” y “Mariscal Castilla”, el muestreo fue no probabilístico. Los instrumentos empleados fueron las fichas de observación, fichas de registro, hojas de cálculo y programas para la revisión de los planos, pruebas de diamantina, cálculos sismorresistentes, estudio de suelos, etc. Los principales resultados fueron que al realizar el análisis de la estructura del bloque AB1 del pabellón “INFES” de

sistema estructural de pórticos en ambas direcciones, se verifico que cumple con las derivas de entrepiso, resultando ser menor a 0.007 para concreto armado en la dirección “X-X” e “Y-Y”, al realizar el análisis de la estructura del bloque AR1 del pabellón “Mariscal Castilla” de un sistema estructural de pórticos en ambas direcciones, se verifico que no cumple con las derivas de entrepiso, resultando ser mayor a 0.007 para concreto armado en la dirección “X-X. Se concluyó que la estructura del pabellón “Mariscal Castilla” es vulnerables ante un eventual evento sísmico, por lo que se recomienda realizar un reforzamiento mediante la incorporación de muros de concreto acoplado.

Gonzales (2017) en su investigación titulada Vulnerabilidad Sísmica del Edificio 1-I de la Universidad Nacional de Cajamarca. Tuvo como objetivo determinar el grado de Vulnerabilidad Sísmica del edificio “1I” de la Universidad Nacional de Cajamarca. Fue una investigación de tipo descriptiva, cuantitativa. La población fueron los edificios construidos dentro de la Ciudad Universitaria de Cajamarca, la muestra fue el Edificio 1I: Facultad de Ciencias de la Salud de la Universidad Nacional de Cajamarca, el muestreo fue no probabilístico. Los instrumentos empleados fueron inspección visual, información documentaria, pruebas de campo y software de aplicación. Los principales resultados arrojaron valores de derivas mínimo de 0.032 y máximo de 0.283 en ambas direcciones, estando por encima de los 0.007 permitido por la norma. Se concluye que El edificio 1I de la Universidad Nacional de Cajamarca aunque su estado actual es aparentemente bueno y tiene algunos tabiques estables, presenta una vulnerabilidad sísmica alta por su comportamiento sísmico deficiente.

III. METODOLOGÍA

3.1 Tipo y diseño de investigación

En función al objetivo que se busca es aplicada, de acuerdo al tipo de datos a evaluar es cuantitativa, en cuanto a la metodología es experimental.

Cuando el trabajo está relacionado con la investigación básica se dice que la investigación es de tipo aplicada, pues se busca la solución a un problema usando conocimientos teóricos con el objetivo de beneficiar a la población (Valderrama 2015, p.164).

La investigación aplicada, más que en el desarrollo de un nuevo conocimiento, está interesada en la rápida contribución en la solución real de un problema específico. (Borja 2012, p. 10)

La investigación es aplicada pues en base a conocimientos de diseño y análisis estructural se determinará la vulnerabilidad de la institución en estudio.

El enfoque de la investigación es cuantitativo, se basa en la evaluación matemática, el cálculo y repetidamente se vale de la estadística para constituir con precisión un modelo de conducta en los pobladores. (Borja 2012, p. 11)

El enfoque de esta investigación fue cuantitativo, pues los esfuerzos y cargas que soportan las estructuras, así como los niveles de vulnerabilidad se expresan en términos numéricos.

El diseño de investigación es experimental cuando se manejan premeditadamente una o más variables independientes con el fin de examinar los resultados en las variables dependientes. (Valderrama 2015, p. 176)

Investigación experimental es aquella en la cual el investigador maneja intencionalmente las variables para verificar la hipótesis. (Borja, 2012, p.14)

El diseño de esta investigación ha sido experimental, pues en la evaluación estructural, se sometió hipotéticamente a la estructura de la edificación con modelos matemáticos y programas de modelación, a determinados esfuerzos para determinar su vulnerabilidad sísmica.

3.2 Variables y operacionalización

En función al título de la investigación se determinaron las variables, la variable independiente es el Reforzamiento estructural y la variable dependiente es la Vulnerabilidad sísmica.

Variable independiente reforzamiento estructural

Definición conceptual

El refuerzo estructural depende de la recopilación de información del estado de la estructura existente, que permita deducir las causas de los problemas encontrados

y definir las acciones que permitan solucionar las deficiencias estructurales existentes (Amorín, 2015)

Definición operacional

La variable reforzamiento estructural se evaluó en función a tres dimensiones: Estructura actual, Incorporación de muros de corte y Aumento de sección de concreto en columnas. Para la evaluación de la estructura actual se tuvo en cuenta la resistencia a la compresión, la rigidez de elementos estructurales, los periodos de vibración y los desplazamientos laterales, usando pruebas de esclerometría, el análisis sismo resistente con el software de diseño y análisis sismo resistente ETABS. La dimensión incorporación de muros de corte se tuvo en cuenta la rigidez de elementos estructurales, el cortante basal y los desplazamientos laterales. La dimensión incremento de la sección de concreto en las columnas, se evaluaron en función de la rigidez de elementos estructurales y los desplazamientos laterales, ratios de capacidad, para ambas dimensiones se usó el análisis sismo resistente con el software de diseño y análisis sismo resistente ETABS.

Variable dependiente vulnerabilidad sísmica

Definición conceptual

Se habla de vulnerabilidad sísmica cuando la capacidad de respuesta del sistema estructural y la resistencia de diseño se ven sobrepasadas por la intensidad de un evento sísmico. El nivel de daño que puede llegar a sufrir una edificación y la población involucrada frente a la amenaza de un sismo, está en función de la capacidad y resistencias pre establecidas del sistema estructural (Alonso 2014, p. 1-39)

Definición operacional

La variable Vulnerabilidad Sísmica se evaluó en función a tres dimensiones: Resistencia de diseño estructural, Daño estructural, Capacidad de respuesta de la estructura. Para la evaluación de las Características del diseño estructural se tuvo en cuenta la resistencia portante del suelo, las cargas y esfuerzos a los que soporta la estructura, utilizando el estudio de suelos, el análisis estático y la normatividad vigente. Para el Daño estructural se evaluó la presencia de fisuras, grietas y

hundimientos que se encontraron en la edificación, para lo cual se realizaron inspecciones oculares, mediciones en campo y panel fotográfico. La Capacidad de respuesta de la estructura se evaluó en función a la máxima capacidad de corte basal, máxima capacidad de deformación, el punto de desempeño, el tiempo efectivo de vibración; utilizando el análisis dinámico aplicando software de diseño y análisis sísmico como ETABS.

3.3 Población muestra y muestreo

Población

Según el criterio estadístico se le llama Población o Universo al grupo de individuos que son la razón de ser de una investigación. (Borja, 2012, p. 30)

La población en esta investigación fue la infraestructura del centro educativo “Los Precursores”.

Muestra

Es un grupo modelo que representa características muy marcadas de la población. (Valderrama, 2013, p. 184)

En una investigación cuantitativa la muestra resulta ser un subconjunto representativo de la población y del cual se tomará información. (Borja, 2012, p. 31)

La muestra de estudio ha sido el pabellón de aulas de nivel primario del centro educativo “Los Precursores”.

Muestreo

Lo importante de una muestra no es su cantidad, sino la calidad y nivel de representación de la muestra. (Valderrama, 2013, p. 184)

El muestreo ha sido no probabilístico, se tomó al pabellón de nivel primario por considerarlo el más representativo de la entidad educativa.

Para determinar la vulnerabilidad sísmica del sistema estructural se procedió a realizar una prueba de esclerometría para evaluar la resistencia de las columnas, en la tabla 1, se puede ver la cantidad de columnas que contiene el pabellón en sus dos módulos.

Tabla 1. Cantidad de columnas del pabellón de nivel primario

Columna	Cantidad		Subtotal
	Módulo A	Módulo B	
C-1	6.00	6.00	12.00
C-2	8.00	8.00	16.00
C-3	4.00	4.00	8.00
Total			36.00

Fuente: Planos de estructuras, elaboración propia

Para determinar el tamaño de muestra se utiliza la siguiente expresión:

$$n = \frac{N * Z^2 * p * q}{e^2(N - 1) + Z^2 * p * q}$$

Dónde:

n: Tamaño de muestra

N: Tamaño de población

p: Probabilidad de éxito

q: Probabilidad de fracaso

Z: Nivel de confianza

e: Error máximo admisible

Adicionalmente en la tabla 2, se muestran los niveles de confianza y coeficientes de confiabilidad

Tabla 2. Niveles de confianza y coeficientes de confiabilidad

Nivel de confianza (%)	Coefficiente de confiabilidad (Z)
99	2.58
98	2.33
97	2.17
96	2.05
95	1.96
90	1.65
80	1.28
50	0.67

Fuente: Borja 2012, elaboración propia

En función a los datos mostrados en las tablas anteriores se calcula el tamaño de muestra según se muestra en la tabla 3.

Tabla 3. Cálculo del tamaño de muestra

N	36.00
Z	1.65
p	0.50
q	0.50
e	0.10
n	23.77

Fuente: Elaboración propia

Como se observa en la tabla 3, se toma un nivel de confianza del 90%, un porcentaje de error del 10%, valor de coeficiente de confiabilidad según tabla n de 1.65, al aplicar la fórmula se obtiene un tamaño de muestra de 23.77 o 24 muestras.

Limitaciones de la investigación

Requisitos para la prueba de esclerometría

Requisito para ejecutar la prueba es el retiro de la capa de tarrajeo de los elementos estructurales, cuadrado de 25 cm de lado, implica retirar el acabado de pintura que es complicado reponer sin que se note la variación por el uso de otra calidad de pintura.

Restricciones de la institución

La condición impuesta por la entidad para ejecutar la prueba fue que estas no generen daños o cambios permanentes o visibles en el acabado del pabellón. Como se aprecia en la figura 1, la calidad de acabado de la fachada principal es diferente a la de la fachada posterior donde se evidencian deficiencias en el proceso constructivo, motivo por cual la institución solo autorizo se ejecuten las pruebas en la fachada posterior.

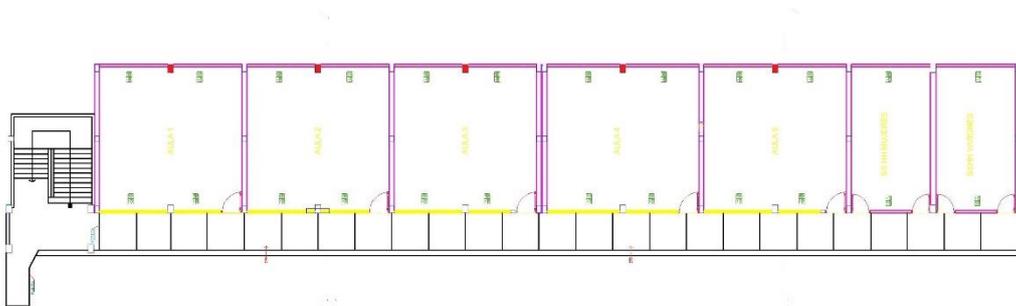
Figura 1. Fotos de fachada principal y posterior de pabellón de nivel primario



Fuente: Elaboración propia

Se decidió tomar como muestras a las columnas C-1, que a diferencia de las columnas C-2, no tienen un apoyo intermedio ni muros confinados, por tanto, son elementos que están sometidos a mayores cargas, tal como se muestra en la figura 2 y se consideran representativos del pabellón.

Figura 2. Planta de pabellón nivel primario



Fuente: Planos de proyecto, elaboración propia

3.4 Técnicas de investigación

Recoger información supone preparar minuciosamente métodos que nos lleven a recoger información con fines específicos (Valderrama, 2013, p. 194)

Instrumentos de recolección de datos, son los recursos tangibles que utiliza el investigador para recolectar y compilar datos (Valderrama, 2013, p. 195)

Validez del instrumento, lo ideal es que los instrumentos a utilizar posean un nivel inmejorable de efectividad que permita recoger información fidedigna (Valderrama, 2013, p. 206)

Confiabilidad del instrumento, un instrumento es veraz si genera efectos positivos cuando es empleado en diversas circunstancias (Valderrama, 2013, p. 215)

La presencia de irregularidades en los elementos estructurales es un importante aspecto a considerar, pues la efectividad de una edificación depende de su sistema estructural. (Tekeli, 2019 p. 11)

Para el desarrollo de esta investigación se emplearon las técnicas de observación y medición convencional. La observación mediante visita a la institución y evaluar el estado de conservación de la infraestructura y los posibles daños que pueda haber sufrido los elementos estructurales. Paralelamente se tomarán medidas de la edificación y de los elementos que conforman el sistema estructural.

3.5 Procedimientos

Para detectar deficiencias en las edificaciones existentes deben usarse combinadamente técnicas no destructivas y modelos matemáticos (Orlando, 2019 p. 2)

En el desarrollo de esta investigación el trabajo se desarrolló primero ejecutando un trabajo de campo y luego labores de gabinete. El trabajo de campo, involucró visita al terreno para medición de la construcción existente, toma de fotografías para obtener detalles constructivos y estado de conservación, toma de muestras de terreno, ensayos no destructivos para evaluar resistencia de los elementos estructurales. Las labores de gabinete comprendieron la elaboración de planos, elaboración de panel fotográfico, ensayos de laboratorio de suelos, análisis estructural mediante el uso de software de cálculo y simulación. Evaluación de resultados y elaboración de recomendaciones en función a lo evaluado.

3.6 Método de análisis de datos

La determinación del comportamiento estructural de un edificio usando poca información y evaluarlo con criterios equivocados trae como consecuencia resultados incorrectos (Yildizlar, 2017, p.268)

Tanto en el diseño de la estructura, como en la evaluación de su capacidad sismo resistente se pueden utilizar diferentes métodos de análisis (Correia, 2020, p. 41)

La evaluación de la vulnerabilidad de edificios requiere de procedimientos detallados que implican el uso de recursos informáticos. (Hadzima, 2017, p. 141)

Para evaluar las condiciones actuales y los posibles daños ante un sismo es necesario determinar el comportamiento estructural de los edificios considerando aspectos estáticos y dinámicos. (Gani, 2020, p. 04020067-1)

Con las muestras obtenidas del terreno, mediante ensayos de laboratorio se obtuvo información sobre las características del suelo; con las fotografías tomadas se evaluó el estado de conservación de la estructura existente, el ensayo de esclerometría permitió conocer la resistencia de los elementos estructurales evaluados.

Las mediciones de campo nos permitieron graficar en planos la ubicación y dimensiones de los elementos estructurales existentes, de esta manera con software de cálculo y simulación, se pudo estimar el grado de vulnerabilidad sísmica de la estructura existente, así mismo permitió plantear el procedimiento de reforzamiento para el logro de los objetivos propuestos.

3.7 Aspectos éticos

Un paso importante en la planificación de la disminución de los riesgos es la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones esenciales (Foti, 2020 p.2)

Es importante para la conservación de la infraestructura detectar daños anticipadamente, si no se supervisan y evalúan oportunamente los daños estructurales esto puede traer consecuencias negativas para la edificación (Ding, 2020 p. 1)

La seguridad de una edificación se basa en la capacidad de carga del sistema estructural y la demanda sísmica, por esto es importante conocer los parámetros que influyen en el comportamiento sismo resistente de un edificio (Dilmac, 2020, p. 3101)

La presente investigación se elaboró tratando de obtener la información más veraz, la aplicación de métodos de recolección y procesamiento de información adecuados, respetando la normatividad vigente para el logro de los objetivos propuestos.

IV. RESULTADOS

Diagnostico actual de la estructura existente en función de la normatividad actual

Evaluación en función a la Norma E030 Diseño Sismo Resistente

Capitulo II

Peligro sísmico

Artículo 10.- Zonificación

10.1.- Zona sísmica

Figura 3. Distribución de zonas sísmicas a nivel nacional



Fuente: Norma E030

10.2.- Factores de zona “Z”

Tabla 4. Factores de zona “Z”

FACTORES DE ZONA “Z”	
ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Fuente: Norma E030

En función a lo estipulado en los artículos anteriores, considerando que el objeto de estudio es la institución educativa 7086 “Los Precursores”, que brinda servicio educativo a nivel inicial, primario y secundario; que se encuentra ubicado en la costa del país, específicamente en el departamento y provincia de Lima, Alameda José De La Riva Agüero sin número en el distrito de Santiago de Surco. Considerando su ubicación y en referencia a la figura 3 de la norma, le corresponde la zona sísmica 4, en función a este dato en relación a la tabla 4 se deduce que le corresponde el factor de zona Z de valor igual a 0.45.

Artículo 12.-Condiciones geotécnicas

12.1.- Perfiles de suelo

12.1.4.- Tipos de perfiles de suelo

Tabla 5. Estudio de suelos análisis granulométrico

CALICATA	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	GRANULOMETRIA (%)			LIMITES		CH%	CLASIFICACIÓN SUCS
			Grava	Arena	Finos	LL	LP		
C1	M1	1.00	0.00	91.00	9.00	NP	NP	0.93	SP-SM (Arena pobremente graduada)
	M2	1.50	0.00	0.00	100.00	33.10	22.73	11.51	CL (Arcilla inorganica de baja plasticidad)
	M3	2.30	0.00	55.00	45.000	NP	NP	1.85	SM (Arena limosa)

Fuente: Elaboración propia

Según los datos obtenidos en el análisis granulométrico que define el terreno como arenoso, como se indica en la tabla 5, según el artículo de referencia le corresponde el Perfil tipo S2: Suelos intermedios.

Tabla 6. Factor de suelo

FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO ZONA	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

Fuente: Norma E030

Teniendo ya establecido el factor de zona 4 y el factor de suelo S2, se deduce según la tabla 6, el factor de suelo S= 1.05.

Tabla 7. Periodos "Tp" y "Tl"

PERÍODOS "Tp" Y "Tl"				
	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _p (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _l (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Fuente: Norma E030

Con el factor de suelo obtenemos de la tabla 7 los valores de TP Y TL, 0.60 y 2.00 respectivamente.

Artículo 14.- Factor de amplificación sísmica. Con los valores obtenidos en la tabla 4, se procede al cálculo del factor de amplificación sísmica C, teniendo en cuenta se cumplan las condiciones indicadas en las siguientes expresiones:

$$T < T_p \quad C = 2.50$$

$$T_p < T < T_l \quad C = 2.50 \left(\frac{T_p}{T} \right)$$

$$T > T_l \quad C = 2.50 \left(\frac{T_p \cdot T_l}{T^2} \right)$$

Utilizando además la siguiente fórmula para el cálculo de T:

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

Dónde:

hn: altura total de la edificación en metros.

Ct: Constante igual a 60 para edificios de albañilería y de concreto armado duales, de muros estructurales y muros de ductilidad limitada.

Se obtiene

$$T = \frac{6.20}{60}$$

$$T = 0.103$$

$$0.103 < 0.60$$

Se cumple con la condición:

$$T < T_p$$

Al finalizar el cálculo de T se observa que se cumple la primera condición y en este caso le corresponde un valor C de 2.50.

Capítulo III

Categoría, sistema estructural y regularidad de las edificaciones

Artículo 15.- Categoría de edificaciones y factor de uso (U)

Tabla 8. Categoría de edificaciones y factor de uso “U”

CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR “U”		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud .	Ver nota 1
	<p>A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, 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. <p>Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades.</p> <p>Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos.</p> <p>Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.</p>	1.5

Fuente: Norma E030

El objeto de investigación es la Institución educativa 7086 “Los Precursores” institución pública que brinda servicio educativo en los niveles primario y secundario, la cantidad de alumnos que alberga es de mil setecientos estudiantes. Cuenta con tres pabellones con treinta y seis aulas, veinte para nivel secundario y

dieciséis para nivel primario, siendo la mayoría de las edificaciones de material noble y estructuras de concreto armado.

En función a las características nombradas y las categorías y valores considerados en la tabla 8 de la norma, le corresponde la categoría de edificación esencial de tipo A2, su factor de uso U es de 1.50.

18. Sistemas estructurales y coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas (R_o)

Tabla 9. Sistemas estructurales

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coficiente Básico de Reducción R_o (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	4
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	7
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	4
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera	7(**)

(*) Estos coeficientes se aplican únicamente a estructuras en las que los elementos verticales y horizontales permitan la disipación de la energía manteniendo la estabilidad de la estructura. No se aplican a estructuras tipo péndulo invertido.

(**) Para diseño por esfuerzos admisibles.

Fuente: Norma E030

En función a la tabla 9 se deduce que en el pabellón de nivel primario de la I.E. Los Precursores el sistema para la dirección en “X” es aporticado y su coeficiente básico de reducción es $R_o = 8$, el sistema para la dirección en “Y” es albañilería confinada y su coeficiente básico de reducción es $R_o = 3$, siempre que no se presente ninguna irregularidad.

Artículo 20. Factores de irregularidad (I_a , I_p)

Tabla 10. Irregularidad estructural en altura

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de Irregularidad I_a
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes (Ver Tabla N° 10) Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25% de la fuerza cortante total.	0,60

Fuente: Norma E030

En el módulo B del pabellón se han ejecutado modificaciones en la arquitectura del segundo nivel que involucra la anulación de elementos como muros y columnas lo que representa una irregularidad en altura por discontinuidad extrema de los elementos estructurales adoptándose para este módulo los valores de $l_a = 0.60$ e $l_p = 1.00$; como se estipula en la tabla 7.

Artículo 21. Restricciones a la irregularidad

21.1 Categoría de la edificación e irregularidad

Tabla 11. Categoría y regularidad de las edificaciones

CATEGORÍA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la Edificación	Zona	Restricciones
A1 y A2	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

Fuente: Norma E030

En el artículo 20 se ha determinado que existe una irregularidad en la edificación tipificada como Discontinuidad Extrema de los Sistemas Resistentes, considerando que la edificación está en la categoría A2 por ser una edificación esencial ubicada en la zona 4, según la tabla 11 en esta norma no deberían presentarse irregularidades en este tipo de edificaciones.

Artículo 22. Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas R Módulo A

Tabla 12. Sistema estructural módulo A

MÓDULO A CORTANTE EJE X-X	SISTEMA ESTRUCTURAL ACTUAL
FUERZA CORTANTE EN LA BASE DEL EDIFICIO EN "X" (Ton)	85.13
FUERZA CORTANTE TOTAL EN COLUMNAS "X" (Ton)	85.13
PORCENTAJE DE CORTANTE EN COLUMNAS "X"	100%
MÓDULO A CORTANTE EJE Y-Y	
FUERZA CORTANTE EN LA BASE DEL EDIFICIO EN "Y" (Ton)	201.97
FUERZA CORTANTE TOTAL EN COLUMNAS "Y" (Ton)	38.24
PORCENTAJE DE CORTANTE EN COLUMNAS "Y"	18.93%
FUERZA CORTANTE TOTAL EN ALBAÑILERIA CONFINADA "Y" (Ton)	163.73
PORCENTAJE DE CORTANTE EN ALBAÑILERIA CONFINADA "Y"	81.07%

Fuente: ETABS elaboración propia

Eje x-x

La cortante basal de la estructura es de 85.13 Ton-f, y las columnas absorben el 100% del total, de acuerdo a la norma para que la estructura sea aporticada las columnas deben absorber por lo menos el 80% de la cortante. Por lo tanto, el sistema para la dirección en "X" es aporticado y su coeficiente básico de reducción es $R_o = 8$, dado a que no se presenta irregularidad en altura y planta $l_a = 1.00$ e $l_p = 1.00$, en consecuencia, $R = 8.00$.

Eje y-y

En el eje "Y" la cortante basal de la estructura es de 380.10 Ton-f, y las columnas absorben el 10.06% del total, de acuerdo a la norma para que la estructura sea a porticada las columnas deben absorber por lo menos el 80% de la cortante, en esta dirección existe muro de albañilería que absorben el 89.44% de cortante sísmica. Por lo tanto, el sistema para la dirección en "Y" es albañilería confinada y su coeficiente básico de reducción es $R_o = 3$, dado a que no se presenta irregularidad en altura por discontinuidad extrema de los elementos estructurales, se determina $l_a = 1.00$ e $l_p = 1.00$, en consecuencia, $R = 3.00$.

Módulo B

Tabla 13. Sistema estructural módulo B

MODULO B CORTANTE EJE X-X	SISTEMA ESTRUCTURAL ACTUAL
FUERZA CORTANTE EN LA BASE DEL EDIFICIO EN "X" (Ton)	87.85
FUERZA CORTANTE TOTAL EN COLUMNAS "X" (Ton)	87.85
PORCENTAJE DE CORTANTE EN COLUMNAS "X"	100%
MODULO BCORTANTE EJE Y-Y	
FUERZA CORTANTE EN LA BASE DEL EDIFICIO EN "Y" (Ton)	380.10
FUERZA CORTANTE TOTAL EN COLUMNAS "Y" (Ton)	38.24
PORCENTAJE DE CORTANTE EN COLUMNAS "Y"	10.06%
FUERZA CORTANTE TOTAL EN ALBAÑILERIA CONFINADA "Y" (Ton)	341.86
PORCENTAJE DE CORTANTE EN ALBAÑILERIA CONFINADA "Y"	89.94%

Fuente: ETABS elaboración propia

Eje x-x

La cortante basal según el programa ETABS de la estructura es de 87.85 Tonf, y las columnas absorben el 100% del total, de acuerdo a la norma para que la estructura sea aporticada las columnas deben absorber por lo menos el 80% de la cortante. Por lo tanto, el sistema para la dirección en "X" es aporticado y su coeficiente básico de reducción es $R_o = 8$, dado a que no se presenta irregularidad en altura $l_a = 1.00$ e $l_p = 1.00$, en consecuencia, $R = 8.00$

Eje y-y

La cortante basal según el programa ETABS de la estructura es de 380.10 Tonf, y las columnas absorben el 10.06% del total, de acuerdo a la norma para que la estructura sea aporticada las columnas deben absorber por lo menos el 80% de la cortante, en esta dirección existe muro de albañilería que absorben el 89.44% de cortante sísmica. Por lo tanto, el sistema para la dirección en "Y" es albañilería confinada y su coeficiente básico de reducción es $R_o = 3$, dado a que se presenta irregularidad en altura por discontinuidad extrema de los elementos estructurales como se mencionó anteriormente $l_a = 0.60$ e $l_p = 1.00$, en consecuencia, $R = 1.80$.

Capítulo IV Análisis estructural

Artículo 26. Estimación del peso (P)

Tabla 14. Metrado de cargas por módulo de pabellón primario

ELEMENTO	MODULO A		MODULO B	
	Nivel 1 (Kg-f)	Nivel 2 (Kg-f)	Nivel 1 (Kg-f)	Nivel 2 (Kg-f)
Muros	54634.50	13860.00	41814.36	6930.00
Columnas	14880.00	7200.00	14880.00	6660.00
Vigas	34428.00	34428.00	46788.00	46788.00
Losa	59940.00	59940.00	64546.50	64546.50
Acabados	23976.00	23976.00	25818.60	25818.60
Parcial	187858.50	139404.00	193847.46	150743.10
Sobrecarga	55944.00	24975.00	60243.40	26894.38

Fuente: Planos de proyecto, elaboración propia

Con la información contenida en los planos de arquitectura y estructuras se elaboró un metrado de cargas considerando los elementos que se muestran en la tabla 14.

Tabla 15. Cálculo del peso del pabellón primario

CÁLCULO DEL PESO DE LA EDIFICACIÓN (Kg-f)						
NIVEL	MÓDULO A			MÓDULO B		
	D	L	PI= D+0.50L	D	L	PI= D+0.50L
2	139404.00	24975.00	151891.5	150743.10	26894.38	164190.288
1	187858.50	55944.00	215830.5	193847.46	60243.40	223969.16
			367722			388159.448

Fuente: Elaboración propia

Con los datos obtenidos de los planos y los resultados de la tabla 14, se calcula el peso de la edificación dividiendo siempre el pabellón en dos módulos, como se muestra en la tabla 15.

Artículo 28. Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes

28.1.2 La edificación en evaluación cumple con la condición citada en este artículo, el pabellón es una edificación de albañilería confinada y concreto armado con altura menor a 15.00 metros.

28.2. Fuerza cortante en la base

28.2.1. Se procede al cálculo de la fuerza cortante V, utilizando la siguiente expresión:

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

V: Fuerza cortante en la base

Z: Factor de zona, por estar ubicado en la costa corresponde el valor 4(Artículo 10.2)

U: factor de uso, por ser institución educativa se toma valor 1.50 (Artículo 15)

S: Perfil de suelo, por ser suelo arenoso se considera suelo intermedio S2 (Artículo 12.1.4)

C: Factor de amplificación sísmica 2.5 (Artículo 14)

R: Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas (Artículo 22)

P: Peso total de la edificación (Artículo 26)

Tabla 16. Cálculo de fuerza cortante modulo A

PARAMETROS SÍSMICOS	MÓDULO A	
	EJE X-X	EJE Y-Y
C	2.5	2.5
Z	0.45	0.45
U	1.5	1.5
S	1.05	1.05
R	8	3
P (Ton)	367.72	367.72
V (Ton)	81.44	217.19

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 13, en función a los valores obtenidos en los anteriores artículos, referenciados en las líneas que definen las variables de la fórmula utilizada, se procede al cálculo de las fuerzas cortantes en el módulo A del pabellón de nivel primario, obteniéndose valores de 81.44 Ton para el eje x-x y 217.19 Ton para el eje y-y.

Tabla 17. Cálculo de fuerza cortante modulo B

PARAMETROS SÍSMICOS	MÓDULO B	
	EJE X-X	EJE Y-Y
C	2.5	2.5
Z	0.45	0.45
U	1.5	1.5
S	1.05	1.05
R	8	1.8
P (Ton)	388.16	388.16
V (Ton)	85.971	382.09

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 17, en función a los valores obtenidos en los anteriores artículos, referenciados en las líneas que definen las variables de la fórmula utilizada, se procede al cálculo de las fuerzas cortantes en el módulo B del pabellón de nivel primario, obteniéndose valores de 85.97 Ton para el eje x-x y 382.09 Ton para el eje y-y.

28.2.2. La relación entre el Factor De Amplificación Sísmica (C) y el Coeficiente de Reducción de Fuerzas Sísmicas (R) se encuentra regulada por la siguiente expresión:

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

Tabla 18. Relación C/R

Modulo	Eje	C	R	C/R
A	X	2.50	8.00	0.31
	Y	2.50	3.00	0.83
B	X	2.50	8.00	0.31
	Y	2.50	1.80	1.39

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 18, se observa la relación entre el Factor De Amplificación Sísmica (C) y el Coeficiente de Reducción de Fuerzas Sísmicas (R) del pabellón de nivel primario en ambos módulos por eje, los resultados cumplen con la condición citada en el artículo de la norma.

28.3. Distribución de la fuerza sísmica en altura

Se calcula en función de las siguientes fórmulas:

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$$

Dónde:

Pi: Peso de la edificación por nivel

h: Altura de la edificación por nivel

k: Exponente relacionado con el periodo fundamental de vibración T de la estructura, de acuerdo a las siguientes condiciones

$$k=1, \text{ si } T \leq 0.50 \text{ segundos}$$

$$k= (0.75 + 0.50T) \leq 2.00, \text{ para } T > 0.50 \text{ segundos}$$

Tabla 19. Distribución de la cortante en el módulo A

DISTRIBUCIÓN DE LA CORTANTE MODULO A						
EJE X-X	Nivel	Pi(Ton)	hi	Pi*hi	%	Fi
		2	151.89	6.2	941.73	57.69%
	1	215.83	3.2	690.66	42.31%	34.46
				1632.38		81.44
EJE Y-Y	Nivel	Pi(Ton)	hi	Pi*hi	%	Fi
		2	151.89	6.2	941.73	57.69%
	1	215.83	3.2	690.66	42.3%	91.89
				1632.38		217.19

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 19, en función a la expresión planteada por norma se procedió al cálculo de la distribución de la cortante por niveles en el pabellón de nivel primario, en el módulo A, en los ejes x-x e y-y.

Tabla 20. Distribución de la cortante en el módulo B

DISTRIBUCIÓN DE LA CORTANTE MODULO B						
EJE X-X	Nivel	Pi(Ton)	hi	Pi*hi	%	Fi
	2	164.19	6.2	1017.98	58.68%	50.45
	1	223.97	3.2	716.70	41.32%	35.52
				1734.68		85.97
EJE Y-Y	Nivel	Pi(Ton)	hi	Pi*hi	%	Fi
	2	164.19	6.2	1017.98	58.68%	224.23
	1	223.97	3.2	716.70	41.32%	157.87
				1734.68		382.09

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 20, en función a la expresión planteada por norma se procedió al cálculo de la distribución de la cortante por niveles en el pabellón de nivel primario, en el módulo B, en los ejes x-x e y-y.

28.4. Periodo fundamental de vibración

Se calcula en función a la siguiente expresión:

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

Dónde:

hn: altura total de la edificación en metros.

Ct: Constante igual a 60 para edificios de albañilería y de concreto armado duales, de muros estructurales y muros de ductilidad limitada.

$$T = \frac{6.20}{60}$$

$$T = 0.103$$

Al aplicar la formula indicada se obtiene un periodo fundamental de vibración de 0.103 segundos.

28.4.2. El periodo fundamental de vibración también puede ser calculado con la siguiente expresión:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\left(\sum_{i=1}^n P_i \cdot d_i^2\right)}{\left(g \cdot \sum_{i=1}^n f_i \cdot d_i\right)}}$$

Dónde:

P: Peso de la edificación por nivel

d: Desplazamiento lateral por nivel

g: Aceleración de la gravedad

f: Fuerza lateral por nivel

Tabla 21. Cálculo del periodo fundamental de vibración modulo A

CÁLCULO DE PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN MODULO A EJE X-X							
Nivel	Pi (Ton)	di(cm)	fi(Ton)	g(cm/s ²)	Pi*di ²	fi*di	T(Segundos)
Nivel 2	151.89	1.56	46.99	981	369.64	73.30	0.468
Nivel 1	215.83	1.00	34.46		215.83	34.46	
					585.47	107.76	
CÁLCULO DE PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN MODULO A EJE Y-Y							
Nivel	Pi (Ton)	di(cm)	fi(Ton)	g(cm/s ²)	Pi*di ²	fi*di	T(Segundos)
Nivel 2	151.89	0.14	125.30	981	2.98	17.54	0.084
Nivel 1	215.83	0.08	91.89		1.38	7.35	
					4.36	24.89	

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 21, se muestra el calculo del periodo de vibración según la formula planteada, con los datos de pesos y fuerzas cortantes obtenidas en los capítulos , contando ademas con los datos de desplazamientos del capitulo , teniendo en cuenta el valor obtenido con la expresión del capítulo 28.4 de $T= 0.103$ segundos, que podemos tomar como referencia, observamos que en el eje x-x el valor excede al de la referencia, en cambio en el eje y-y el valor del periodo se encuentra por debajo del valor referencial.

Tabla 22. Cálculo del periodo fundamental de vibración modulo B

CÁLCULO DE PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN MODULO B EJE X-X							
Nivel	Pi (Ton)	di(cm)	fi(Ton)	g(cm/s ²)	Pi*di ²	fi*di	T(Segundos)
Nivel 2	164.19	1.72	50.45	981	485.74	86.77	0.487
Nivel 1	223.97	1.05	35.52		246.93	37.30	
					732.67	124.07	
CÁLCULO DE PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN MODULO B EJE Y-Y							
Nivel	Pi (Ton)	di(cm)	fi(Ton)	g(cm/s ²)	Pi*di ²	fi*di	T(Segundos)
Nivel 2	164.19	0.37	224.23	981	22.48	82.97	0.103
Nivel 1	223.97	0.17	157.87		6.47	26.84	
					28.95	109.80	

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 22, se muestra el calculo del periodo de vibración según la formula planteada, con los datos de pesos y fuerzas cortantes obtenidas en los capítulos , contando ademas con los datos de desplazamientos del capitulo , teniendo en cuenta el valor obtenido con la expresión del capítulo 28.4 de $T= 0.103$ segundos, que podemos tomar como referencia, observamos que en el eje x-x el valor excede al de la referencia, en cambio en el eje y-y el valor del periodo coincide con el valor usado como referencia.

Capítulo V

Requisitos de resistencia rigidez y ductilidad

Artículo 31. Determinación de desplazamientos laterales

31.1

Artículo 32. Desplazamientos laterales relativos admisibles

Tabla 23. Límites para la distorsión del entrepiso

LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Fuente: Norma E030

Módulo A

Tabla 24. Relación de derivas y desplazamientos modulo A eje x-x

MÓDULO A EJE X-X		DESPLAZAMIENTO LATERAL
PRIMER NIVEL	ALTURA (m)	3.35
	DESPLAZAMIENTO (m)	0.0100
	DESPLAZAMIENTO REAL (cm)	26.800
	DERIVAS ELÁSTICAS	0.00299
	DERIVAS INELÁSTICAS	0.01800
SEGUNDO NIVEL	ALTURA (m)	2.90
	DESPLAZAMIENTO (m)	0.01560
	DESPLAZAMIENTO REAL (cm)	36.1900
	DERIVAS ELÁSTICAS	0.00194
	DERIVAS INELÁSTICAS	0.01160

Fuente: ETABS, elaboración propia

En la tabla 24, se observa que los valores de derivas inelásticas en el eje x-x del módulo A están por encima de lo que exige la norma E030 según la tabla 23 en los sistemas de pórticos.

Tabla 25. Relación de derivas y desplazamientos modulo A eje y-y

MÓDULO A EJE Y-Y		DESPLAZAMIENTO LATERAL
PRIMER NIVEL	ALTURA (m)	3.35
	DESPLAZAMIENTO (m)	0.0008
	DESPLAZAMIENTO REAL (cm)	0.800
	DERIVAS ELÁSTICAS	0.0002
	DERIVAS INELÁSTICAS	0.0006
SEGUNDO NIVEL	ALTURA (m)	2.90
	DESPLAZAMIENTO (m)	0.00140
	DESPLAZAMIENTO REAL (cm)	1.2200
	DERIVAS ELÁSTICAS	0.0002
	DERIVAS INELÁSTICAS	0.00040

Fuente: ETABS, elaboración propia

En la tabla 25, se observa que los valores de derivas inelásticas en el eje y-y del módulo A están por debajo de lo que exige la norma E030 según la tabla 23 en los sistemas de albañilería confinada.

Módulo B

Tabla 26. Relación de derivas y desplazamientos modulo B eje x-x

MÓDULO B EJE X-X		DESPLAZAMIENTO LATERAL
PRIMER NIVEL	ALTURA (m)	3.35
	DESPLAZAMIENTO (m)	0.0105
	DESPLAZAMIENTO REAL (cm)	28.140
	DERIVAS ELÁSTICAS	0.00314
	DERIVAS INELÁSTICAS	0.01880
SEGUNDO NIVEL	ALTURA (m)	2.90
	DESPLAZAMIENTO (m)	0.01720
	DESPLAZAMIENTO REAL (cm)	39.9000
	DERIVAS ELÁSTICAS	0.00232
	DERIVAS INELÁSTICAS	0.01390

Fuente: ETABS, elaboración propia

En la tabla 26, se observa que los valores de derivas inelásticas en el eje x-x del módulo B están por encima de lo que exige la norma E030 según la tabla 23 en los sistemas de pórticos.

Tabla 27. Relación de derivas y desplazamientos modulo B eje y-y

MÓDULO B EJE Y-Y		DESPLAZAMIENTO LATERAL
PRIMER NIVEL	ALTURA (m)	3.35
	DESPLAZAMIENTO (m)	0.0017
	DESPLAZAMIENTO REAL (cm)	1.030
	DERIVAS ELÁSTICAS	0.0005
	DERIVAS INELÁSTICAS	0.0009
SEGUNDO NIVEL	ALTURA (m)	2.90
	DESPLAZAMIENTO (m)	0.00370
	DESPLAZAMIENTO REAL (cm)	1.9300
	DERIVAS ELÁSTICAS	0.0007
	DERIVAS INELÁSTICAS	0.00130

Fuente: ETABS, elaboración propia

En la tabla 27, se observa que los valores de derivas inelásticas en el eje y-y del módulo B están por debajo de lo que exige la norma E030 según la tabla 23 en los sistemas de albañilería confinada.

Evaluación en función a la Norma E060 Concreto Armado

Resistencia a la compresión

9.4 Resistencia mínima del concreto estructural

9.4.1 Para concreto estructural $f'c$ no debe ser inferior a 17MPa (173.352 Kg/cm²)

Tabla 28. Resultado de pruebas de esclerometría

Muestra	Elemento	Nivel	Angulo de aplicación	f'c Deducido	f'c Esperado
C-1	Columna	1	0°	109.40	210.00
C-2	Columna	1	0°	156.06	210.00
C-3	Columna	1	0°	156.06	210.00
C-4	Columna	1	0°	85.68	210.00
C-5	Columna	1	0°	124.70	210.00

Fuente: Elaboración propia

Considerando los resultados de las pruebas de esclerometría indicadas en la tabla 28, se verifica que la resistencia actual de los elementos evaluados es en promedio 126.38Kg/cm² que está por debajo de lo especificado en la norma que es de 173.352 Kg/cm².

21.3 Requisitos generales

21.3.2 Concreto en elementos resistentes a fuerzas inducidas por sismos

21.3.2.1 La resistencia especificada a la compresión del concreto $f'c$, no debe ser menor que 21MPa (214.14 Kg/cm²)

Teniendo en cuenta los resultados de las pruebas de esclerometría indicadas en la tabla 28, se verifica que la resistencia actual de los elementos evaluados es en promedio 156.00 Kg/cm² que está por debajo de lo especificado en la norma que es de 214.14 Kg/cm².

Acero de refuerzo de elementos estructurales

21.4.4 Elementos en flexión vigas

21.4.4.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por dos barras tanto en la cara superior como inferior, con un área de acero no menor a la especificada en 10.5. no se aplicará lo dispuesto en 10.5.3

10.5 Refuerzo mínimo de elementos sometidos a flexión

10.5.2 El área mínima de refuerzo por tracción de las secciones rectangulares y de las secciones T con el ala en compresión, no será menor de:

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,22 \sqrt{f'c}}{f_y} b_w d$$

Dónde:

$A_{s \text{ min}}$: Área de acero mínimo requerido

$f'c$: Resistencia a la compresión del concreto 210.00 Kg/cm²

b: Ancho del elemento en cm

d: Peralte del elemento en cm

f_y : Resistencia del acero 4200.00 Kg/cm²

Tabla 29. Cálculo del acero mínimo en las vigas de la edificación

Tipo	b (cm)	d (cm)	$A_{s \text{ min}}$ (cm ²)
Portico A(a-a)	30.00	65.00	1.480
Portico A(d-d)	30.00	65.00	1.480
Portico A(c-c)	30.00	35.00	0.797
VI-1	25.00	35.00	0.664
VS-1	25.00	25.00	0.474
VA-1 (3-3)	25.00	18.00	0.342
VA-1 (4-4)	25.00	35.00	0.664

Fuente: elaboración propia

Tabla 30. Cantidad y áreas de acero en las vigas de la edificación

Tipo	Díametro (")	Area (cm ²)	Cantidad	Parcial (cm ²)
Portico A(a-a)	5/8	1.98193	2.00	6.82
	3/4	2.85398	1.00	
Portico A(d-d)	5/8	1.98193	1.00	7.69
	3/4	2.85398	2.00	
Portico A(c-c)	5/8	1.98193	2.00	3.96
VI-1	3/4	2.85398	3.00	8.56
VS-1	1/2	1.26843	2.00	2.54
VA-1 (3-3)	5/8	1.98193	2.00	3.96
VA-1 (4-4)	5/8	1.98193	2.00	5.23
	1/2	1.26843	1.00	

Fuente: Planos de estructuras, elaboración propia

En la tabla 29 se observan los resultados de la expresión indicada en la norma para el cálculo del acero mínimo en vigas, en la tabla 30 siguiente que contiene la cantidad de acero colocada en las vigas de la edificación según los planos, al comparar ambos valores se observa que las áreas de acero contempladas en el proyecto superan el mínimo requerido por la norma.

21.4.5 Elementos en flexo compresión columnas

21.4.5.1 La cuantía de refuerzo longitudinal no será menor que 1% ni mayor que 6%. Cuando la cuantía exceda el 4% los planos deberán incluir detalles constructivos de la armadura de la unión viga-columna.

Tabla 31. Cantidad y áreas de acero en columnas

Tipo	DATOS DE ACERO DE REFUERZO					SECCIÓN DEL ELEMENTO			CUANTÍA	
	Diametro (")	Area (cm2)	Cantidad	Parcial (cm2)	Total (cm2)	B (cm)	d (cm)	Area (cm2)	Nominal	%
C-1	3/4	2.85398	4.00	11.41591	19.34362	25.00	45.00	1125.00	0.01719	1.719%
	5/8	1.98193	4.00	7.92771						
C-2	3/4	2.85398	4.00	11.41591	15.37976	25.00	40.00	1000.00	0.01538	1.538%
	5/8	1.98193	2.00	3.96386						
C-3	1/2	1.26843	4.00	5.07374	5.07374	25.00	30.00	750.00	0.00676	0.676%

Fuente: Planos de estructuras elaboración propia

Como se observa en la tabla 31, las columnas C-1 Y C-2, cumplen con la norma pues sus cuantías de acero supera el 1% permisible por la norma, son estos elementos estructurales los que dan soporte a la edificación. La columna C-3 es el elemento que incumple con esta norma pues su cuantía no cubre el porcentaje mínimo requerido.

Consideraciones

Teniendo en cuenta que estando la edificación tipificada según norma E030 como una edificación esencial, el artículo 21 de esta misma norma indica que en este tipo de edificaciones no son admisibles la existencia de irregularidades.

Sin embargo, pese a lo anterior en el módulo B, se han efectuado modificaciones con respecto al plano original, lo que debieron ser salones independientes, se ha convertido en una sala de reuniones, que ha implicado la eliminación de dos columnas y dos muros divisorios de cabeza. Teniendo en cuenta que en el eje y-y

el sistema estructural es de muros de albañilería confinada, la eliminación de dos muros genera una discontinuidad que según la norma E030 en el artículo 20 se considera como irregularidad de discontinuidad extrema de los elementos estructurales resistentes; teniendo en cuenta además que más del 70% de la cortante es absorbida por los muros en este eje.

En función a lo planteado en el artículo 28 de la norma E030 se ha determinado los valores de periodos de vibración, se observa que los mayores periodos de vibración en ambos módulos se obtienen en los ejes x-x, donde el sistema estructural en ese eje es de pórticos de concreto armado.

Según el análisis efectuado con la ayuda del programa ETABS, se ha determinado que el valor de las derivas inelásticas en ambos módulos, los valores obtenidos exceden a los valores permisibles por la norma E030 en el artículo 32, estos valores se ubican en ambos módulos en el eje x-x- donde la cortante es absorbida en su mayor parte por las estructuras de concreto.

Las pruebas de esclerometría efectuadas en campo presentan una resistencia a la compresión de los elementos estructurales que están por debajo de los valores exigibles según la norma E060 en sus artículos 9.4.1 que regula la Resistencia mínima del concreto estructural y 21.3.2.1. que especifica la resistencia del concreto en elementos resistentes a fuerzas inducidas por sismos.

Se puede decir que hay indicios de estar ante una edificación que no ofrece garantías de resistencia ante un evento sísmico, teniendo en cuenta que los mayores incumplimientos a las normas se dan en los ejes donde predomina las estructuras de concreto armado, se sugiere el reforzamiento del sistema estructural con la incorporación de nuevos elementos estructurales o el reforzamiento de los existentes.

Determinación de la vulnerabilidad sísmica el pabellón de nivel primario

Aplicación del método de Benedetti y Petrini Modulo A (Detalles en anexos)

Método del índice de vulnerabilidad para estructuras de concreto armado modulo A
Eje x-x

Tabla 32. Resultado del análisis del módulo A eje x-x

i	Parámetros	K		Wi	Ki*Wi
		Letra	Valor		
1	Organización del sistema resistente	B	6.00	1.00	6.00
2	Calidad del sistema resistente	C	12.00	0.50	6.00
3	Resistencia Convencional	B	11.00	1.00	11.00
4	Posición del edificio y cimentación	A	0.00	0.50	0.00
5	Diafragmas horizontales	B	3.00	1.00	3.00
6	Configuración en planta	C	6.00	0.50	3.00
7	Configuración en elevación	A	0.00	1.00	0.00
8	Conexión entre elementos críticos	B	3.00	0.75	2.25
9	Elemento de baja ductilidad	B	3.00	1.00	3.00
10	Elementos no estructurales	B	4.00	0.25	1.00
11	Estado de conservación	A	0.00	1.00	0.00
			$\sum Ki*Wi$		35.25

Fuente: Elaboración propia

Calificación entre 31 – 60 Vulnerabilidad media alta, Son edificaciones con mayor probabilidad de falla total o que presentan daños muy severos en su estructuración, además de ocasionar heridos graves y peligro de muerte a sus ocupantes.

Método del índice de vulnerabilidad para estructuras de albañilería no reforzada modulo A Eje y-y

Tabla 33. resultado de evaluación del módulo A eje y-y

i	Parámetros	K		Wi	Ki*Wi
		Letra	Valor		
1	Organización del sistema resistente	A	0.00	1.50	0.00
2	Calidad del sistema resistente	B	5.00	1.00	5.00
3	Resistencia Convencional	A	0.00	1.50	0.00
4	Posición del edificio y cimentación	A	0.00	0.75	0.00
5	Diafragmas horizontales	B	5.00	1.00	5.00
6	Configuración en planta	C	25.00	1.00	25.00
7	Configuración en elevación	B	5.00	1.00	5.00
8	Separación máxima entre muros	D	45.00	0.50	22.50
9	Tipos de cubierta	B	15.00	0.25	3.75
10	Elementos no estructurales	B	5.00	0.25	1.25
11	Estado de conservación	A	0.00	0.25	0.00
			$\sum Ki*Wi$		67.50

Fuente: Elaboración propia

Calificación entre 0 – 70 Vulnerabilidad baja, corresponde a edificios donde se espera que se produzcan daños moderados o leves, el sistema estructural de la

edificación conserva gran parte de su resistencia y puede seguir siendo usado sin mayor temor a peligro.

Aplicación del método Benedetti y Petrini Modulo B

Método del índice de vulnerabilidad para estructuras de concreto armado modulo B

Eje x-x

Tabla 34. Resultado determinación de vulnerabilidad modulo B eje x-x

i	Parámetros	K		Wi	Ki*Wi
		Letra	Valor		
1	Organización del sistema resistente	B	6.00	1.00	6.00
2	Calidad del sistema resistente	C	12.00	0.50	6.00
3	Resistencia Convencional	B	11.00	1.00	11.00
4	Posición del edificio y cimentación	A	0.00	0.50	0.00
5	Diafragmas horizontales	B	3.00	1.00	3.00
6	Configuración en planta	C	6.00	0.50	3.00
7	Configuración en elevación	C	6.00	1.00	6.00
8	Conexión entre elementos críticos	B	3.00	0.75	2.25
9	Elemento de baja ductilidad	B	3.00	1.00	3.00
10	Elementos no estructurales	B	4.00	0.25	1.00
11	Estado de conservación	A	0.00	1.00	0.00
				$\sum Ki*Wi$	41.25

Calificación entre 31 – 60 Vulnerabilidad media alta, Son edificaciones con mayor probabilidad de falla total o que presentan daños muy severos en su estructuración, además de ocasionar heridos graves y peligro de muerte a sus ocupantes.

Método del índice de vulnerabilidad para estructuras de albañilería no reforzada modulo B Eje y-y

Tabla 35. Resultados de evaluación Modulo B eje y-y

i	Parámetros	K		Wi	Ki*Wi
		Letra	Valor		
1	Organización del sistema resistente	A	0.00	1.50	0.00
2	Calidad del sistema resistente	B	5.00	1.00	5.00
3	Resistencia Convencional	B	5.00	1.50	7.50
4	Posición del edificio y cimentación	A	0.00	0.75	0.00
5	Diafragmas horizontales	B	5.00	1.00	5.00
6	Configuración en planta	B	25.00	1.00	25.00
7	Configuración en elevación	C	25.00	1.00	25.00
8	Separación máxima entre muros	D	45.00	0.50	22.50
9	Tipos de cubierta	B	15.00	0.25	3.75
10	Elementos no estructurales	B	5.00	0.25	1.25
11	Estado de conservación	A	0.00	0.25	0.00
				$\sum Ki*Wi$	95.00

Fuente: Elaboración propia

Calificación entre 71 – 141 Vulnerabilidad media baja, Son edificaciones donde pueden ocurrir daños importantes que, aunque no colapsen las estructuras, es peligrosa su utilización a menos que sean rehabilitadas, porque puedan producir accidentes debido a caídas de bloques de albañilería o de concreto.

Resumen

Tabla 36. Resumen de resultados método de Benedetti y Petrini

Dirección	Sistema Estructural	Bloque	Indice de Vulnerabilidad	Vulnerabilidad Sísmica	Vulnerabilidad Promedio	Vulnerabilidad Sísmica
X	Pórtico de concreto armado	A	35.25	Media Alta	38.25	Media Alta
		B	41.25	Media Alta		
Y	Albañilería Confinada	A	67.50	Baja	81.25	Media Baja
		B	95.00	Media Baja		

Fuente: Elaboración propia

Como se observa en la tabla 36, en ambos módulos en el eje x-x, se obtienen valores que califican a la edificación de vulnerabilidad media alta, que considera que la estructura actual puede colapsar y representa un riesgo para los usuarios. en el eje y-y, se obtienen valores que califican a la edificación de vulnerabilidad media baja, que considera que la edificación en esos ejes puede sufrir daños, aunque no colapse la estructura, siendo necesario su reforzamiento.

Se observa además que los mayores valores se presentan en el módulo B, donde se han dado situaciones irregulares, como modificaciones en la distribución, uso del ambiente y eliminación de elementos estructurales.

Reforzamiento estructural

Incorporación de muros de corte

Debido a los resultados obtenidos en la evaluación inicial de la estructura actual, se plantea como alternativa de solución la incorporación al sistema estructural de muros de corte para reducir la vulnerabilidad sísmica del pabellón de primaria.

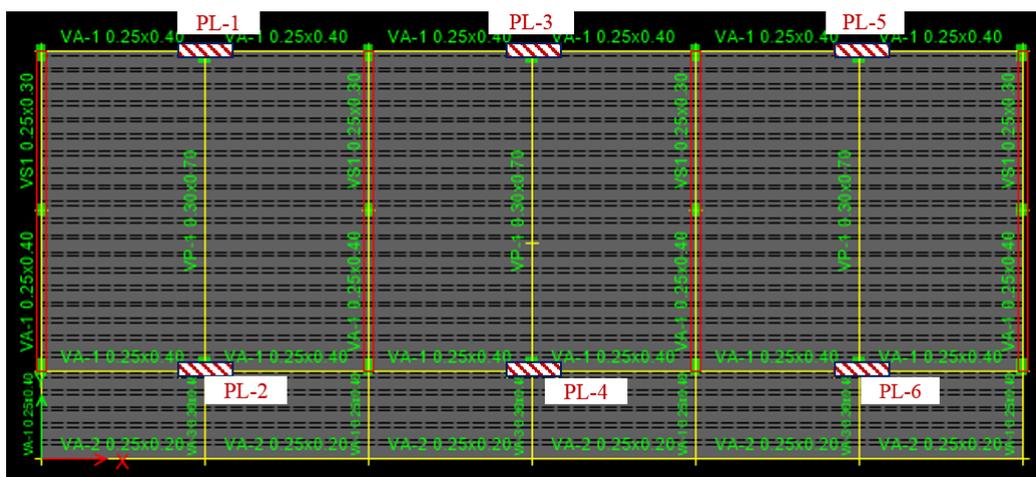
Los muros de corte son elementos destinados a resistir fuerzas cortantes, momentos y fuerzas axiales inducidas por los movimientos sísmicos (Morales, 2000, p 292)

Con la aplicación del software de diseño ETABS, se diseñaron los muros de corte con las siguientes características

Módulo A

En la figura 4 se grafica la distribución de los muros de corte los cuales serán de 0.25 m de ancho y 1.20 m de largo, ubicados de tal manera que no generen alteraciones considerables en la arquitectura de la edificación.

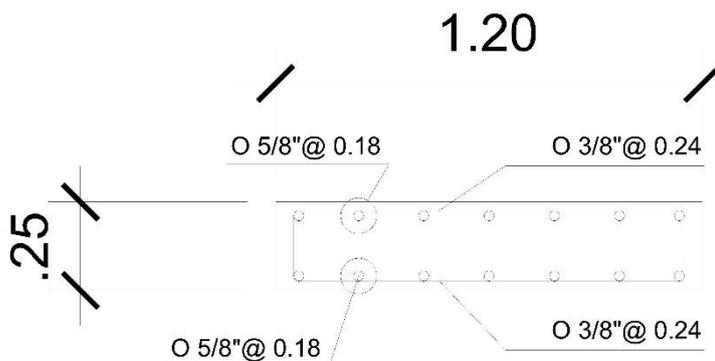
Figura 4. Muros de corte proyectados en Módulo A



Fuente: ETABS, elaboración propia

En la figura 5 se muestran las especificaciones de medidas de los muros de corte, así también el acero de refuerzo transversal y longitudinal.

Figura 5. Acero de refuerzo en muros de corte típicos



Fuente: ETABS, elaboración propia

En la tabla 37, se muestran las combinaciones de cargas a las que están sometidos los muros de corte del módulo A, que incluyen carga muerta, carga viva y cargas sísmicas en ambas direcciones.

Tabla 37. Combinaciones de cargas Módulo A

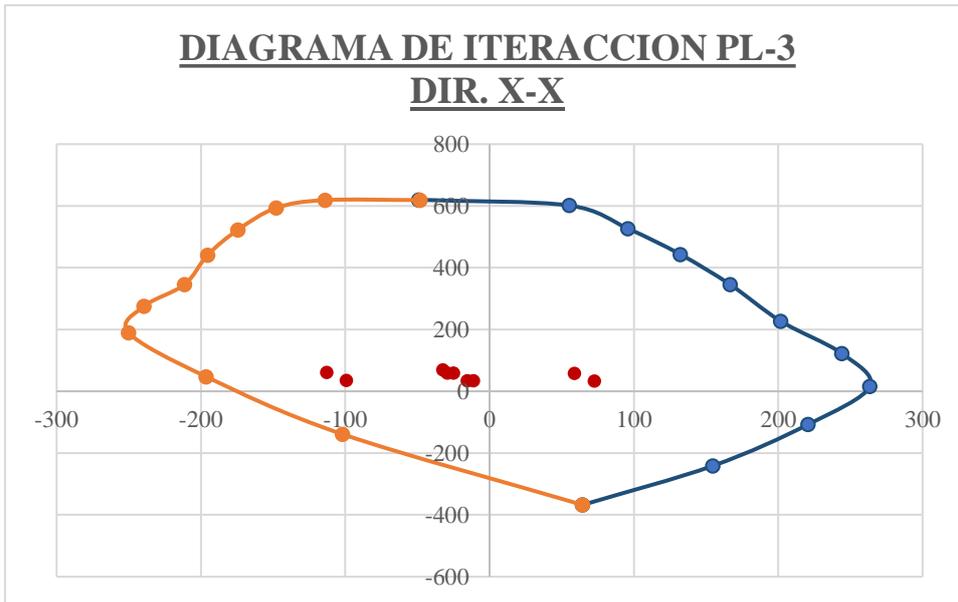
COMBINACIONES		P (Tonf)	M2 (Tonf-m)	M3 (Tonf-m)
1.4CM+1.70CV	COMBO 1	69.73	0.01	-32.35
1.25(CM+CV)+CSDX	COMBO 2	59.67	2.22	-24.93
1.25(CM+CV)-CSDX	COMBO 3	59.82	-2.23	-29.15
1.25(CM+CV)+CSEY	COMBO 4	58.55	0.15	58.81
1.25(CM+CV)-CSEY	COMBO 5	60.94	-0.13	-112.89
0.90CM+CSDX	COMBO 6	34.49	2.22	-11.16

0.90CM-CSDX	COMBO 7	34.64	-2.22	-15.39
0.90CM+CSDY	COMBO 8	33.37	0.14	72.58
0.90CM-CSDY	COMBO 9	35.76	-0.13	-99.12

Fuente: ETABS, elaboración propia.

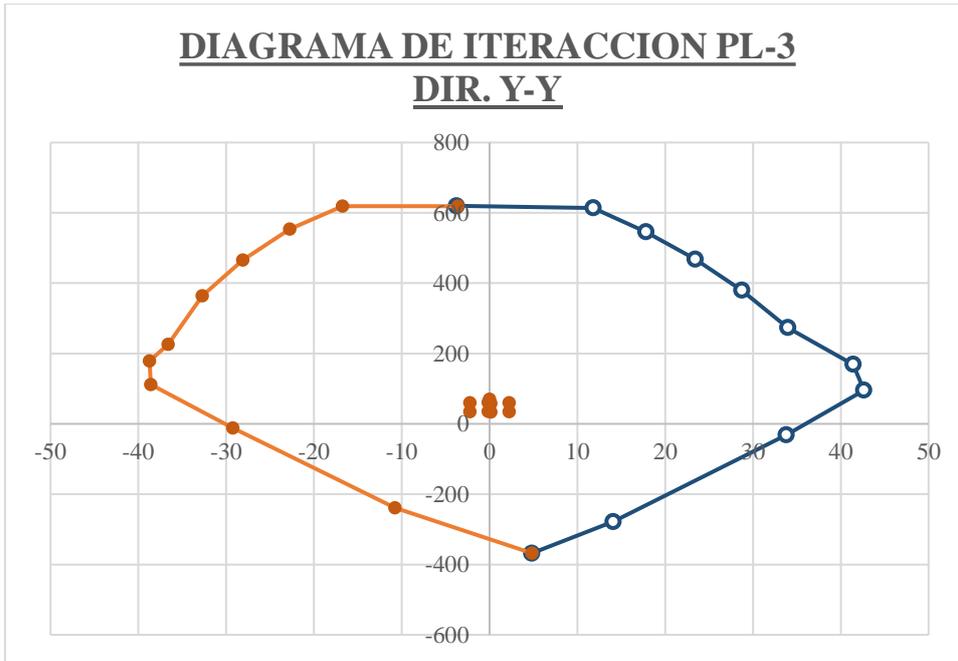
En función a lo anterior se elaboran los diagramas de interacción de los muros de corte típicos, en las figuras 6 y 7 se observa que todas las combinaciones de carga planteadas se encuentran dentro del perímetro de esfuerzos permisibles de la estructura planteada.

Figura 6. Diagrama de interacción eje x-x, muro de corte típico, módulo A



Fuente: ETABS, elaboración propia

Figura 7. Diagrama de interacción eje y-y, muro de corte típico, módulo A

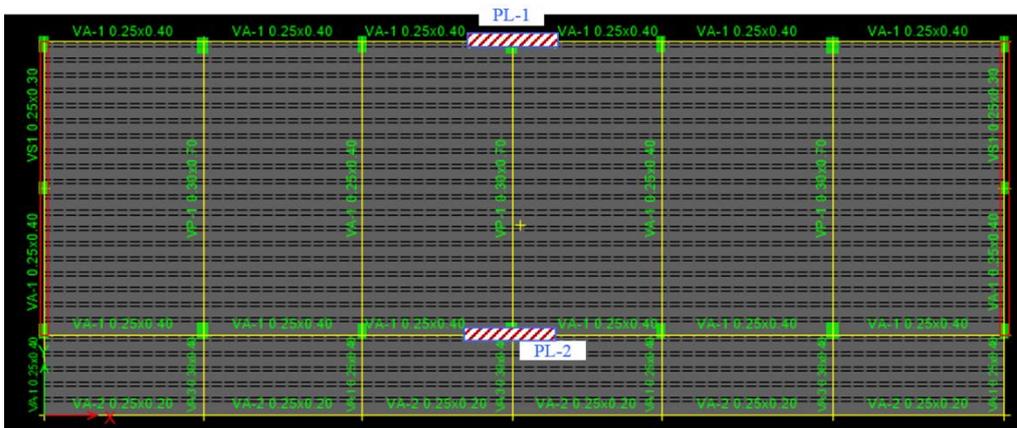


Fuente: ETABS, elaboración propia

Módulo B

En la figura 8 se grafica la distribución de los muros de corte los cuales serán de 0.25 m de ancho y 2.20 m de largo, ubicados de tal manera que no generen alteraciones considerables en la arquitectura de la edificación.

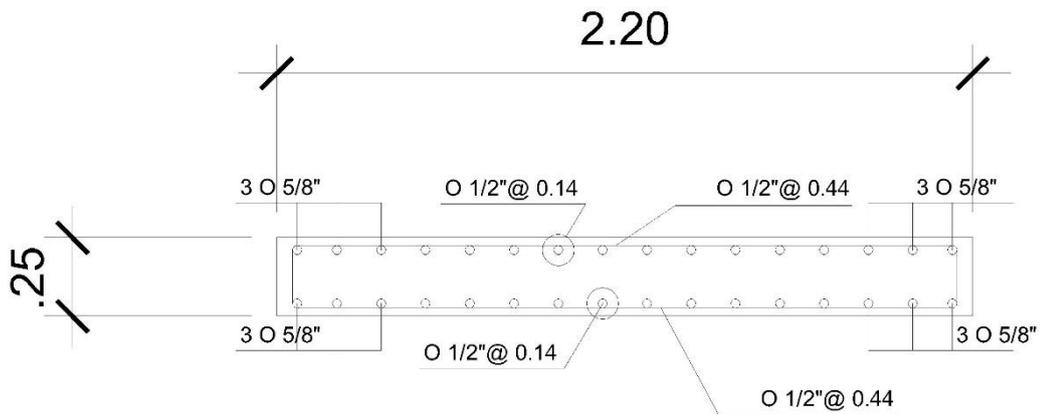
Figura 8. Muros de corte proyectados en Módulo B



Fuente: ETABS, elaboración propia.

En la figura 9 se muestran las especificaciones de medidas de los muros de corte, así también el acero de refuerzo transversal y longitudinal.

Figura 9. Acero de refuerzo de muro de corte típico



Fuente: Elaboración propia

En la tabla 38, se muestran las combinaciones de cargas a las que están sometidos los muros de corte del módulo B, que incluyen carga muerta, carga viva y cargas sísmicas en ambas direcciones.

Tabla 38. Combinaciones de cargas Módulo B

COMBINACIONES		P (tonf)	M2 (tonf-m)	M3 (tonf-m)
1.4CM+1.70CV	COMBO 1	82.78	0.78	-1.33
1.25(CM+CV)+CSDX	COMBO 2	70.09	0.47	249.15
1.25(CM+CV)-CSDX	COMBO 3	70.04	-0.46	251.37
1.25(CM+CV)+CSEY	COMBO 4	61.14	7.36	6.05
1.25(CM+CV)-CSEY	COMBO 5	79.35	-8.19	-8.26
0.90CM+CSDX	COMBO 6	38.12	-0.67	249.73

0.90CM-CSDX	COMBO 7	38.43	-0.84	-250.8
0.90CM+CSDY	COMBO 8	29.17	8.02	6.62
0.90CM-CSDY	COMBO 9	47.37	-7.53	-7.69

Fuente: ETABS, elaboración propia.

En función a lo anterior se elaboran los diagramas de interacción de los muros de corte típicos en las figuras 10 y 11, observándose que todas las combinaciones de carga planteadas se encuentran dentro del perímetro de esfuerzos permisibles de la estructura planteada.

Figura 10. Diagrama de interacción eje x-x, muro de corte típico, módulo B

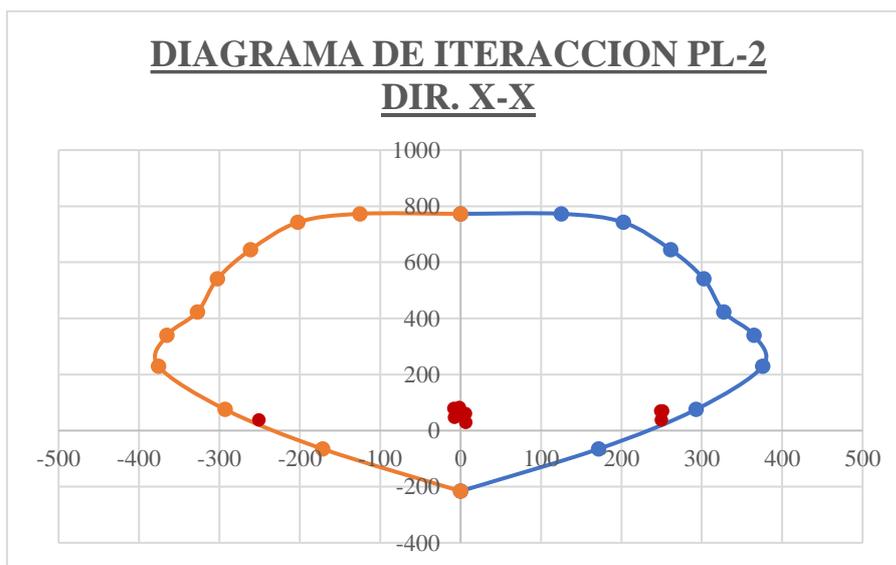
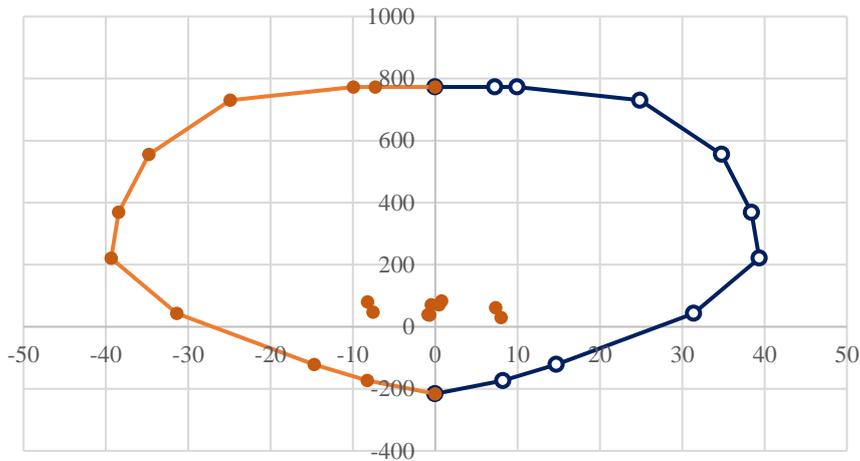


Figura 11. Diagrama de interacción eje y-y, muro de corte típico, módulo B

DIAGRAMA DE ITERACION PL-2
DIR. Y-Y



Fuente: ETABS, elaboración propia.

Cortantes

En la tabla 39 se observa cómo funciona el sistema estructural con el reforzamiento mediante la incorporación de muros de corte o placas, el sistema estructural en el eje x-x, cambia de sistema de pórticos a un sistema de muros estructurales, donde la cortante es absorbida solo en 8.78% por las columnas, quedando el resto 91.22% es absorbido por los muros estructurales.

Tabla 39. Fuerzas cortantes en módulo A

MODULO A CORTANTE EJE X-X	SISTEMA ESTRUCTURAL REFORZADO
FUERZA CORTANTE EN LA BASE DEL EDIFICIO EN "X" (Ton)	102.25
FUERZA CORTANTE TOTAL EN COLUMNAS "X" (Ton)	8.98
PORCENTAJE DE CORTANTE EN COLUMNAS "X"	8.78%
FUERZA CORTANTE TOTAL EN PLACAS "X" (Ton)	93.27
PORCENTAJE DE CORTANTE EN PLACAS "X"	91.22%
MODULO A CORTANTE EJE Y-Y	
FUERZA CORTANTE EN LA BASE DEL EDIFICIO EN "Y" (Ton)	208.27
FUERZA CORTANTE TOTAL EN COLUMNAS "Y" (Ton)	25.25
PORCENTAJE DE CORTANTE EN COLUMNAS "Y"	12.12%
FUERZA CORTANTE TOTAL EN ALBAÑILERIA CONFINADA "Y" (Ton)	183.02
PORCENTAJE DE CORTANTE EN ALBAÑILERIA CONFINADA "Y"	87.88%

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 40 se observa cómo funciona el sistema estructural ante la acción de la fuerza cortante, considerando el reforzamiento con muros de corte, el sistema estructural en el eje x-x, cambia de sistema de pórticos a un sistema de muros estructurales, donde la cortante es absorbida solo en 10.36% por las columnas, quedando el resto 89.64% es absorbido por los muros estructurales.

Tabla 40. Fuerzas cortantes en módulo B

MODULO B CORTANTE EJE X-X	SISTEMA ESTRUCTURAL REFORZADO
FUERZA CORTANTE EN LA BASE DEL EDIFICIO EN "X" (Ton)	104.27
FUERZA CORTANTE TOTAL EN COLUMNAS "X" (Ton)	10.80
PORCENTAJE DE CORTANTE EN COLUMNAS "X"	10.36%
FUERZA CORTANTE TOTAL EN PLACAS "X" (Ton)	93.47
PORCENTAJE DE CORTANTE EN PLACAS "X"	89.64%
MODULO BCORTANTE EJE Y-Y	
FUERZA CORTANTE EN LA BASE DEL EDIFICIO EN "Y" (Ton)	388.24
FUERZA CORTANTE TOTAL EN COLUMNAS "Y" (Ton)	41.97
PORCENTAJE DE CORTANTE EN COLUMNAS "Y"	10.81%
FUERZA CORTANTE TOTAL EN ALBAÑILERIA CONFINADA "Y" (Ton)	346.27
PORCENTAJE DE CORTANTE EN ALBAÑILERIA CONFINADA "Y"	89.19%

Fuente: Elaboración propia

Desplazamientos Derivas

En la tabla 41 se muestran los desplazamientos y derivas en el módulo A, considerando el reforzamiento estructural con muros de corte, en relación a la tabla 18, se observan cambios de valores en el eje x-x, los desplazamientos laterales se han reducido y las derivas inelásticas cumplen con los requerimientos de la norma.

Tabla 41. Desplazamientos, derivas con refuerzo estructural módulo A

MÓDULO A	Eje x-x	Eje y-y
ALTURA (m)	3.35	3.35
DESPLAZAMIENTO (m)	0.0018	0.0008
DESPLAZAMIENTO REAL (cm)	3.62	0.8
DERIVAS ELÁSTICAS	0.00053	0.0003
DERIVAS INELÁSTICAS	0.0024	0.0006
ALTURA (m)	2.90	2.9
DESPLAZAMIENTO (m)	0.0046	0.0014
DESPLAZAMIENTO REAL (cm)	8.00	1.22
DERIVAS ELÁSTICAS	0.00098	0.0002
DERIVAS INELÁSTICAS	0.0044	0.0004

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 42 se muestran los desplazamientos y derivas en el módulo B, considerando el reforzamiento estructural con muros de corte, en relación a la tabla 19, se observan cambios de valores en el eje x-x, los desplazamientos laterales se han reducido y las derivas inelásticas cumplen con los requerimientos de la norma.

Tabla 42. Desplazamientos, derivas con refuerzo estructural módulo B

MÓDULO B	Eje x-x	Eje y-y
ALTURA (m)	3.35	3.35
DESPLAZAMIENTO (m)	0.0016	0.0017
DESPLAZAMIENTO REAL (cm)	3.22	1.03
DERIVAS ELÁSTICAS	0.00047	0.0005
DERIVAS INELÁSTICAS	0.0021	0.0009
ALTURA (m)	2.9	2.9
DESPLAZAMIENTO (m)	0.0041	0.0037
DESPLAZAMIENTO REAL (cm)	7.13	1.93
DERIVAS ELÁSTICAS	0.00087	0.0007
DERIVAS INELÁSTICAS	0.0039	0.0009

Fuente: Elaboración propia

Periodos de vibración

Se procede a calcular los periodos de vibración con la siguiente expresión:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

T: Periodo de vibración (segundos)

K: Rigidez de la estructura

M: se obtiene con la siguiente expresión

$$M = \frac{P}{a}$$

P: Peso de la edificación

a: Aceleración de la gravedad (981 cm/seg²)

Tabla 43. Periodos de vibración Módulo A inicial

PERIODOS DE VIBRACIÓN MÓDULO A					
Niveles	P (Ton)	k (Ton/cm)		T(seg)	
		Kx	Ky	Tx	Ty
Nivel 1	215.83	131.65	1635.26	0.257	0.073
Nivel 2	151.89	131.65	1635.26	0.215	0.061

Fuente: Elaboración propia

Tabla 44. Periodos de vibración con reforzamiento Módulo A

PERIODOS DE VIBRACIÓN MÓDULO A					
Niveles	P (Ton)	k (Ton/cm)		T(seg)	
		Kx	Ky	Tx	Ty
Nivel 1	228.79	619.74	1635.26	0.122	0.075
Nivel 2	158.37	619.74	1635.26	0.101	0.062

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 43, se observa el valor de los periodos de vibración en el módulo A sin reforzamiento, los mayores periodos se dan en el eje x-x, donde el sistema de pórticos es el que predomina, en la tabla 44, se observa como efecto de la incorporación de muros de corte, se incrementa el valor de la rigidez y los periodos de vibración disminuyen en 50%.

Tabla 45. Periodos de vibración Módulo B inicial

PERIODOS DE VIBRACIÓN MÓDULO B					
Niveles	P (Ton)	k (Ton/cm)		T(seg)	
		Kx	Ky	Tx	Ty
Nivel 1	223.97	131.65	1635.26	0.262	0.074
Nivel 2	164.19	124.04	957.51	0.231	0.083

Fuente: Elaboración propia

Tabla 46. Periodos de vibración con reforzamiento Módulo B

PERIODOS DE VIBRACIÓN MÓDULO B					
Niveles	P (Ton)	k (Ton/cm)		T(seg)	
		Kx	Ky	Tx	Ty
Nivel 1	231.89	926.90	1635.26	0.100	0.076
Nivel 2	168.15	952.96	996.36	0.084	0.082

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 45, se observa el valor de los periodos de vibración en el módulo B sin reforzamiento, los mayores periodos se dan en el eje x-x, donde el sistema de pórticos es el que predomina, en la tabla 46, se observa como efecto de la incorporación de muros de corte, se incrementa el valor de la rigidez y los periodos de vibración disminuyen en más del 50%.

Periodos fundamentales

En la tabla 47 se observan los periodos de vibración del módulo A, los cuales en relación a los valores de la tabla 21 se han visto reducidos por efecto del reforzamiento en el eje x-x en 50%.

Tabla 47. Periodos fundamentales con reforzamiento módulo A

CÁLCULO DE PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN MÓDULO A EJE X-X							
Nivel	Pi (Ton)	di(cm)	fi(Ton)	g(cm/s ²)	Pi*di ²	fi*di	T(Segundos)
Nivel 2	158.37	0.46	65.5	981	33.51	30.13	0.206
Nivel 1	228.79	0.18	48.34		7.41	8.70	
					40.92	38.83	
CÁLCULO DE PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN MÓDULO A EJE Y-Y							
Nivel	Pi (Ton)	di(cm)	fi(Ton)	g(cm/s ²)	Pi*di ²	fi*di	T(Segundos)
Nivel 2	158.37	0.14	130.99	981	3.10	18.34	0.084
Nivel 1	228.79	0.08	97.67		1.46	7.81	
					4.57	26.15	

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 48 se observan los periodos de vibración del módulo B, los cuales en relación a los valores de la tabla 22 se han visto reducidos por efecto del reforzamiento en el eje x-x en más del 50%.

Tabla 48. Periodos fundamentales con reforzamiento módulo B

CÁLCULO DE PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN MODULO B EJE X-X							
Nivel	Pi (Ton)	di(cm)	fi(Ton)	g(cm/s ²)	Pi*di ²	fi*di	T(Segundos)
Nivel 2	168.15	0.40	69.01	981	26.90	27.60	0.193
Nivel 1	231.89	0.16	49.12		5.94	7.86	
					32.84	35.46	
CÁLCULO DE PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN MODULO B EJE Y-Y							
Nivel	Pi (Ton)	di(cm)	fi(Ton)	g(cm/s ²)	Pi*di ²	fi*di	T(Segundos)
Nivel 2	168.15	0.37	230.05	981	23.02	85.12	0.103
Nivel 1	231.89	0.17	163.74		6.70	27.84	
					29.72	112.95	

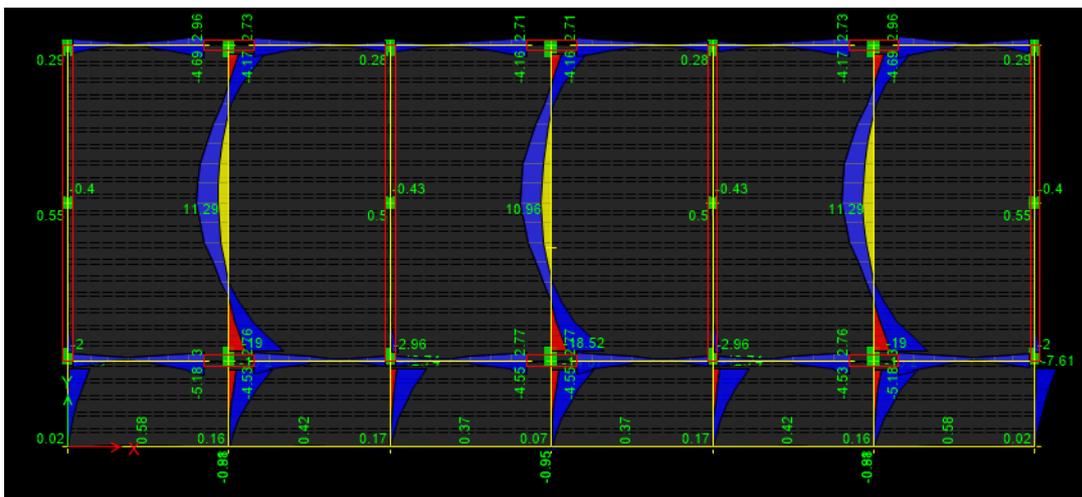
Fuente: Elaboración propia

Análisis de flexión en vigas de pórticos

Módulo A

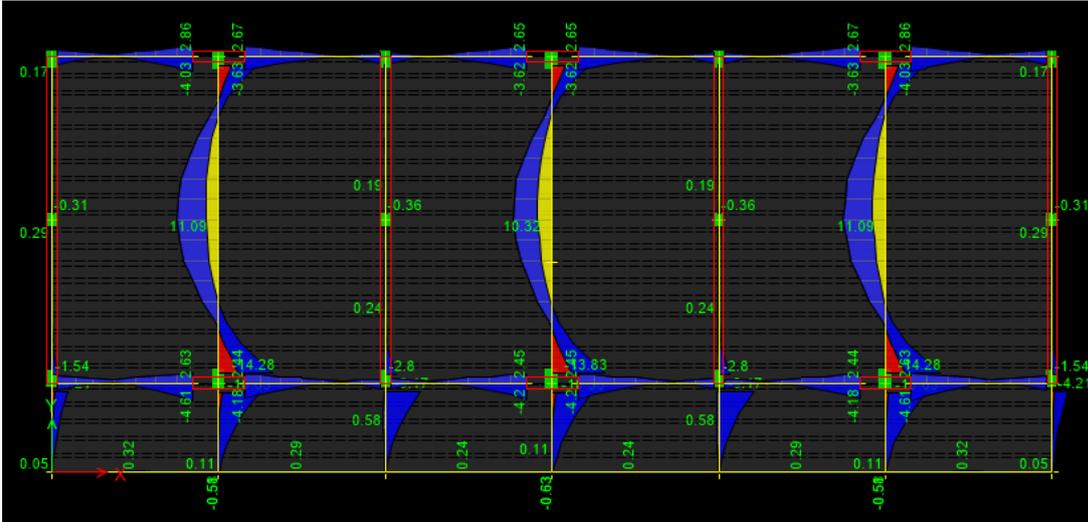
En las figuras 12 y 13, generadas por el análisis del software ETABS se muestran los momentos flectores de las vigas del primer y segundo nivel del módulo A.

Figura 12. Momentos máximos en vigas techo primer piso módulo A



Fuente: ETABS elaboración propia

Figura 13. Momentos máximos en vigas techo segundo piso módulo A

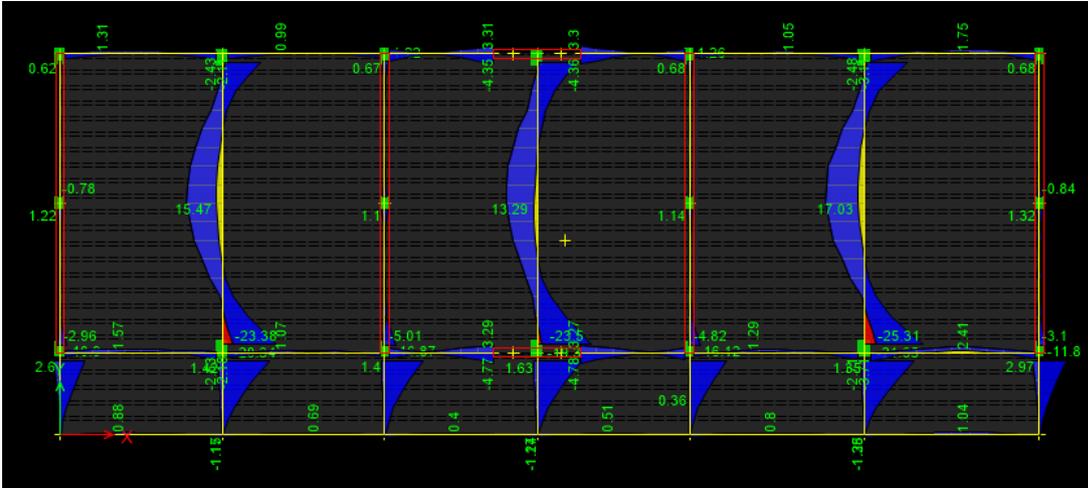


Fuente: ETABS elaboración propia

Módulo B

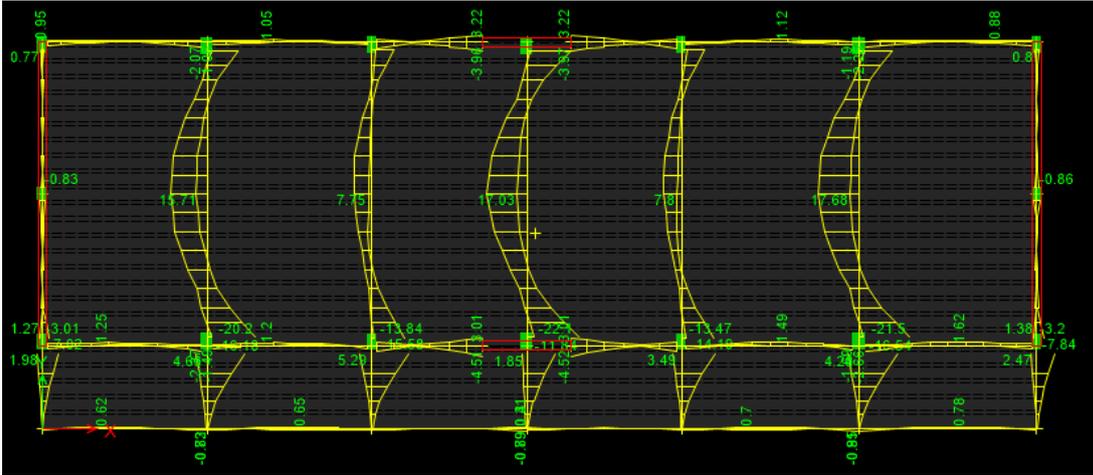
En las figuras 14 y 15, generadas por el análisis del software ETABS se muestran los momentos flectores de las vigas del primer y segundo nivel del módulo B.

Figura 14. Momentos máximos en vigas techo primer piso módulo B



Fuente: ETABS elaboración propia

Figura 15. Momentos máximos en vigas techo segundo piso módulo B



Fuente: ETABS elaboración propia

En función al acero colocado en vigas, según los planos del proyecto, calculamos los momentos nominales con la siguiente expresión (Ottazzi, 2014, p178):

$$Mn = \Phi As \times Fy \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{As \times Fy}{0.85 f'c b}$$

Donde:

Mn : momento nominal

As : área de acero

Fy : Resistencia a la fluencia

$f'c$: resistencia a la compresión

b : base del elemento

d : Peralte del elemento

En la tabla 49 se procede al cálculo del momento nominal analizando las vigas peraltadas del pórtico típico de los módulos A y B, se calcula en función a los datos de sección y acero de los planos de estructuras.

Tabla 49. Cálculo del momento nominal de flexión en vigas de pórtico

Nivel	β	φ	F_y (Kg/cm ²)	f'_c (Kg/cm ²)	b (cm)	A_s (cm ²)	a	d (cm)	M_n (ton-m)
Primer nivel	0.85	0.90	4200.00	126.38	25.00	7.69	12.03	66.00	17.44
Segundo nivel	0.85	0.90	4200.00	126.38	25.00	6.82	10.67	66.00	15.64

Fuente: Elaboración propia

En las tablas 50 y 51 se tienen los momentos flectores de las vigas de pórtico de ambos módulos, al comparar los valores con el valor de momento nominal, se observa que en el módulo A los valores obtenidos están por encima de los planteados por el ETABS, caso contrario se da en la segunda planta del módulo B, donde el valor nominal está por encima de los valores del primer piso, pero en el segundo nivel los valores de momentos están por encima del valor nominal.

Tabla 50. Momentos flectores en vigas de pórtico módulo A

Nivel	Momentos flectores vigas de portico Modulo A (ton-m)		
	V-1	V-2	V-3
P-1	11.29	10.96	11.29
P-2	11.09	10.32	11.09

Fuente: ETABS elaboración propia

Tabla 51. Momentos flectores en vigas de pórtico módulo B

Nivel	Momentos flectores vigas de portico Modulo B (ton-m)		
	V-1	V-2	V-3
P-1	15.47	13.29	17.03
P-2	15.71	17.03	17.63

Fuente: ETABS elaboración propia

Encamisado de columnas

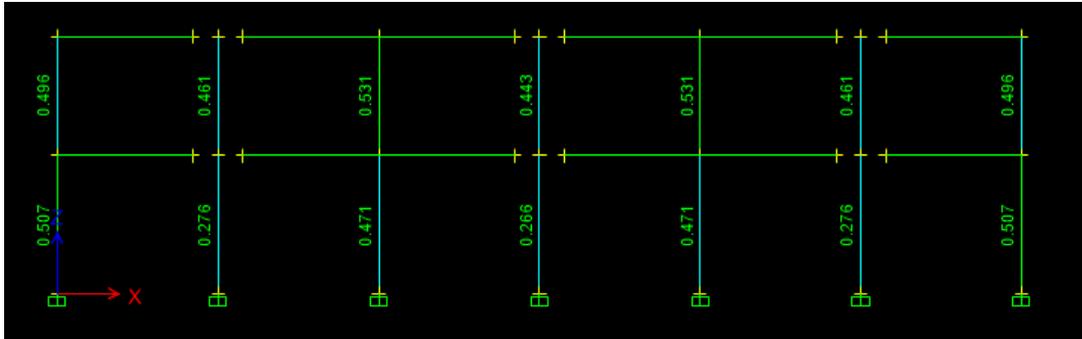
Ratios de capacidad de columnas

Módulo A

En las figuras 16 y 17 se nos muestran ratios de capacidad de las columnas del módulo A, obtenidos gracias a la aplicación del software de diseño y análisis sísmo resistente ETABS, debido a la continuidad de elementos estructurales y no

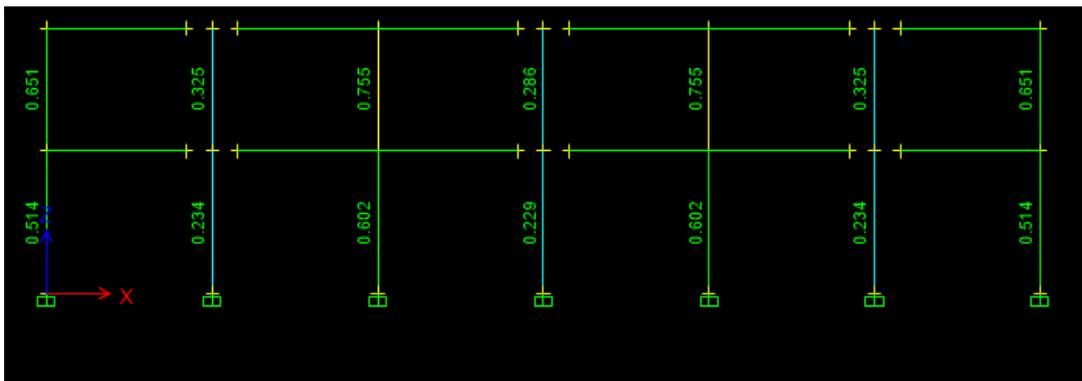
estructurales en ambos niveles de la edificación los valores son inferiores a la unidad (1.00).

Figura 16. Ratios de capacidad de columnas de concreto armado, eje A-A, módulo A



Fuente: ETABS, elaboración propia

Figura 17. Ratios de capacidad de columnas de concreto armado, eje B-B, módulo A

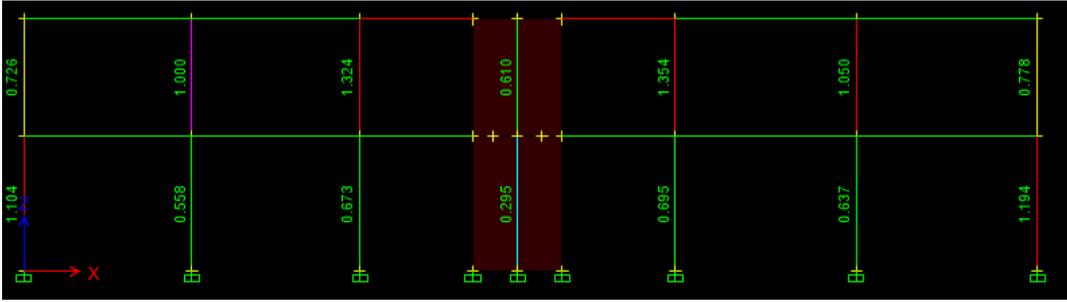


Fuente: ETABS, elaboración propia

Módulo B

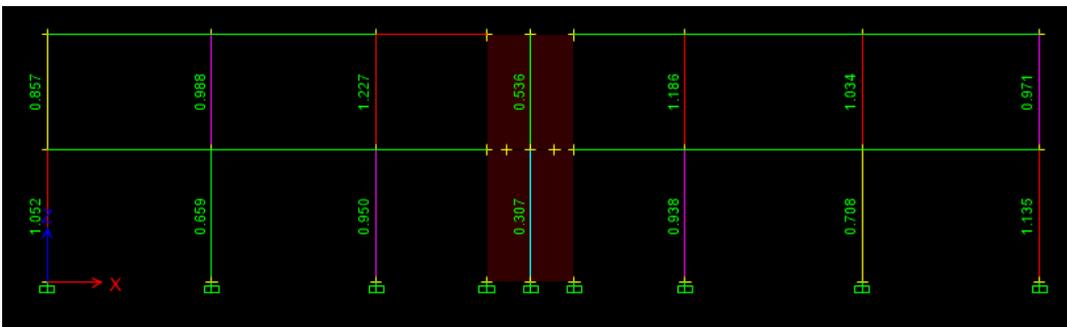
En las figuras 18 y 19 se nos muestran ratios de capacidad de las columnas del módulo B, obtenidos gracias a la aplicación del software de diseño y análisis sismo resistente ETABS, debido a la discontinuidad de elementos estructurales y no estructurales en ambos niveles de la edificación los valores obtenidos en todos los elementos estructurales son cercanos, iguales o superiores a la unidad (1.00).

Figura 18. Ratios de capacidad de columnas de concreto armado, eje A-A, módulo B



Fuente: ETABS, elaboración propia

Figura 19. Ratios de capacidad de columnas de concreto armado, eje B-B, módulo B.

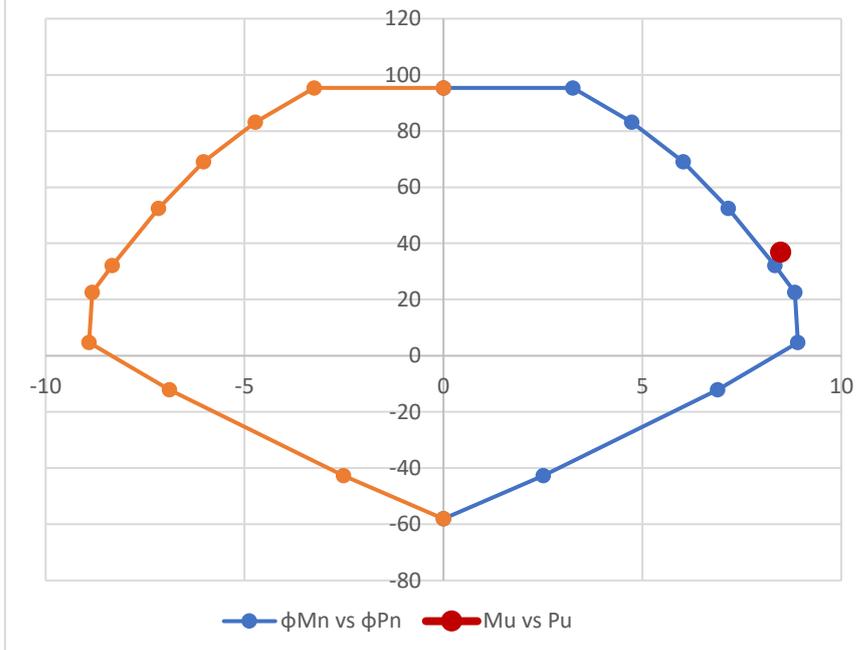


Fuente: ETABS, elaboración propia

De las figuras anteriores se deduce que la columna C-2 es el elemento con ratios que superan a la unidad, en la figura 20 se nos muestra la interacción simultanea de acero y concreto en estas columnas, como se observa las cargas se encuentran fuera del perímetro de resistencia del elemento estructural.

Figura 20. Diagrama de interacción columna C-2, Módulo B.

DIAGRAMA DE ITERACIÓN COL. 02



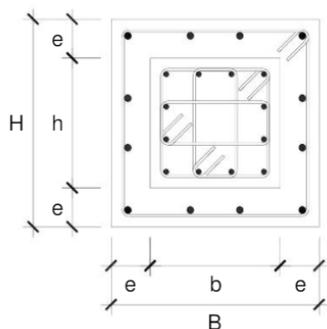
Reforzamiento de columna C2

Tabla 52. Cargas axiales de columnas en módulo B

Columna	PU (Tn-f)
C1	75.56
C2	36.85

Fuente: ETABS, elaboración propia

Figura 21. Detalle de medidas para ensanchamiento de columnas



Fuente: Elaboración propia

Para el cálculo se utilizará la siguiente expresión:

$$0.85 f'c = \frac{P_u}{A}$$

Donde:

Pu: carga axial soportada por la columna (Ton)

A: Área neta del elemento (m²)

f'c: Ton/m²

para deducir el área neta del encamisado de columna se efectuó el siguiente cálculo:

$$A = H * B - h * b$$

Dónde:

H: Altura del elemento reforzado

B: Ancho del elemento reforzado

h: Altura actual del elemento

b: Ancho actual del elemento

Se deduce el área con la siguiente expresión reemplazando valores en la formula anterior, donde "e" es la medida de incremento en la sección de la columna.

$$A = (h + 2e)(b + 2e) - h * b$$

Se obtiene la siguiente expresión:

$$A = 4e^2 + 2e(h + b)$$

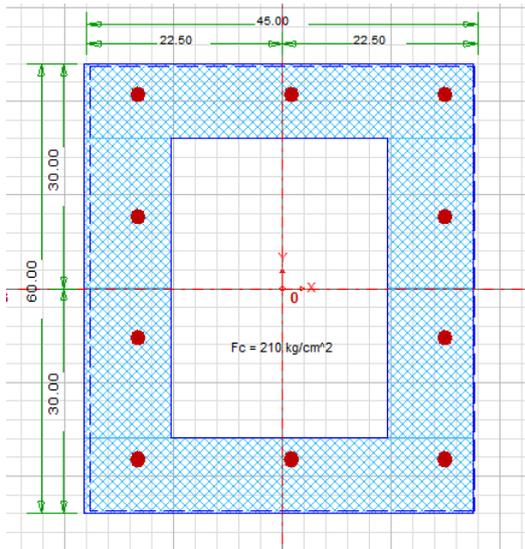
Al final reemplazando tenemos:

$$0.85f'c = \frac{Pu}{4e^2 + 2e(h + b)}$$

$$0.85f'c = \frac{75.56}{4e^2 + 2e(h + b)}$$

Se obtiene un e= 0.09 m, se decide colocar un espesor de encamisado de 10 cm con 10 aceros de ½", como se ve en la figura:

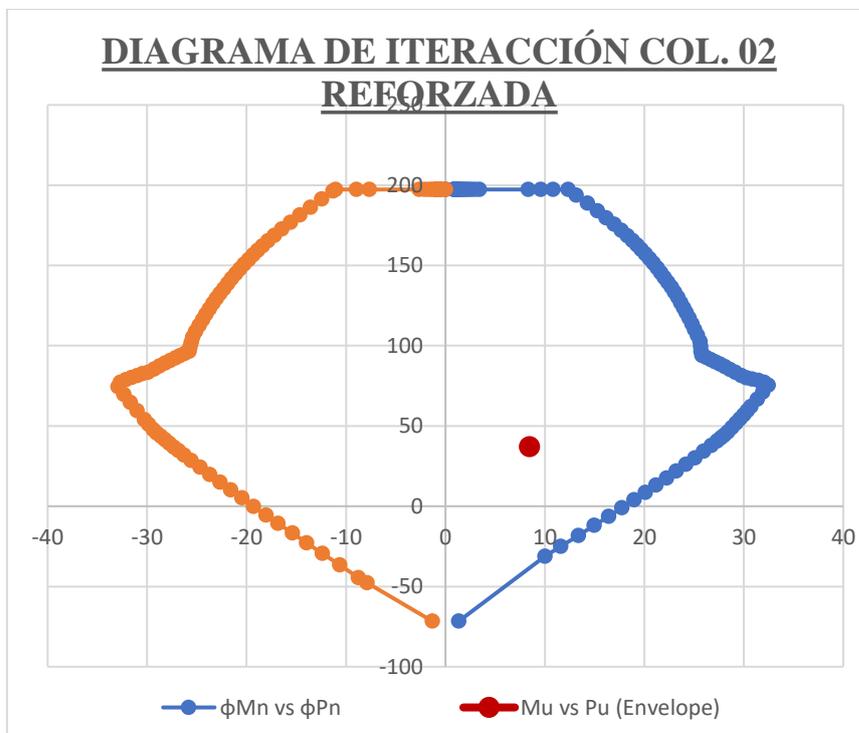
Figura 22. Detalle de acero y sección de encamisado de columna



Fuente: Elaboración propia

Se procede a la evaluación de la columna y determinar si la sección resistencia y refuerzo de acero es el adecuado, esta evaluación se observa en el diagrama de interacción en la figura 23, se observa que los esfuerzos se encuentran dentro del perímetro de resistencia del acero y del concreto, queda entonces determinado que el reforzamiento de la columna responde a lo exigido.

Figura 23. Diagrama de interacción de columna C2 reforzada.



Fuente: Elaboración propia

V. DISCUSIÓN

Discusión 1

Prueba de esclerometría

Vilca y Collao (2018) en su investigación efectuaron pruebas de esclerometría y diamantina, los resultados de la primera prueba dieron un valor promedio de resistencia a la compresión de 140.90 Kg/cm², que representa el 67.10 % del valor actual requerido, los resultados de la prueba de diamantina arrojaron una resistencia a la compresión promedio de 49.31 Kg/cm², que representa el 23.48 % del valor actual requerido. A criterio de estos investigadores la prueba de esclerometría no refleja el verdadero valor de resistencia a la compresión, por lo que para efectos de evaluación toman como referencia para su estudio el valor de la prueba de diamantina.

Al analizar las pruebas efectuadas por estos investigadores, se observa que el valor promedio de la resistencia en la prueba de esclerometría se han tomado literalmente del ábaco sin someterlas a ningún factor de corrección que de alguna manera se acerque a un valor real, en la tabla 53, se observa los factores de corrección que se han utilizado en esta investigación para obtener un valor más cercano a lo debe ser la resistencia real, se han reducido los valores iniciales del ábaco al 75%, obteniéndose un valor promedio de 126.38 Kg/cm².

Arone (2019) realizó pruebas de esclerometría, obtuvo un valor promedio según ábaco de 249.00 Kg/cm², pero sometió esos valores a una reducción obteniéndose un valor promedio de 142.29 Kg/cm², que representa el 57% del valor del ábaco, pero no se conforma con la obtención de ese valor, sino que sometió sus datos a un riguroso proceso de análisis estadístico que le permite hacer evaluaciones de diferentes valores de resistencia, lo que demuestra que no es el método el cuestionable, sino la interpretación y uso de la información obtenida.

Gonzales (2017) también realizó pruebas de esclerometría, pero a diferencia de los casos anteriores se obtuvieron resistencias altas de compresión 227.8 Kg/cm², para columnas y 272.22 Kg/cm² para vigas, debido a la incertidumbre por la validez de sus resultados reduce un 10% a los valores obtenidos para evaluación, lo que se

considera demasiado conservador, a pesar de tener estos valores su evaluación final determino que la institución en estudio presentaba un nivel alto de vulnerabilidad, tanto las columnas como las vigas presentaban una alta resistencia ante cargas muertas y vivas, pero resultaban débiles ante la acción de un evento sísmico.

Tabla 53. Cálculo de resistencia de prueba de esclerometría

DATOS GENERALES				Lecturas de esclerómetro												CALCULOS CORRESPONDIENTES							
Muestra	Elemento	Nivel	Angulo de aplicación	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	Promedio	Desviación estándar	I.R. (Kg/cm ²)	FT	f'c final (Kg/cm ²)	Corrección (-15%)	f'c Esperado	Observaciones
				Ir																			
C-1	Columna	1	0°	26	24	23	24	23	26	24	24	25	27	29	26	25	1.78	143	0.9	128.70	109.40	210.00	
C-2	Columna	1	0°	28	31	32	32	28	32	29	29	31	29	30	31	30	1.53	204	0.9	183.60	156.06	210.00	
C-3	Columna	1	0°	27	30	36	28	32	27	32	33	34	25	30	31	30	3.23	204	0.9	183.60	156.06	210.00	
C-4	Columna	1	0°	23	18	22	25	27	24	24	28	23	18	20	21	23	3.17	112	0.9	100.80	85.68	210.00	
C-5	Columna	1	0°	33	24	25	28	25	28	27	27	29	26	29	23	27	2.70	163	0.9	146.70	124.70	210.00	

Fuente: Elaboración propia

En el presente trabajo, como se muestra en la tabla 53 las pruebas de esclerometría dan como resultado una resistencia promedio de 126.38 Kg/cm² que representa el 60.20% del valor requerido de 210.00 Kg/cm², según la norma E.060 Concreto Armado en su numeral 5.6.5.4, los concretos con resistencias menores al 85% del valor proyectado se consideran de baja calidad.

Debido a las limitaciones impuestas por la entidad educativa para la realización de pruebas, se sometió el criterio de elección de la muestra a la evaluación de cinco expertos, en la tabla 54, se aprecia el resultado de la evaluación, dos de los cinco le atribuyeron una validez baja al número de muestras, mientras el resto lo considera valido, cuatro de los cinco opinaron que era válido el criterio de haber tomado como muestras a las columnas C-1, en cuanto al tercer item consultado, cuatro consideran valido la conclusión a la que llega el investigador en base a las pruebas efectuadas, aunque con observaciones como indica el experto 1: "Los resultados obtenidos, considerando las limitaciones, pueden considerarse como estudios iniciales dentro del proceso de reforzamiento estructural de la edificación"; caso contrario es la opinión del experto 3: " No se descarta la investigación realizada, pero se requieren más pruebas, las muestras tomadas no son suficientes para llegar a conclusiones definitivas sobre el estado de la edificación".

A pesar de las discrepancias, al final la evaluación de los expertos arroja valores de aprobación promedio, donde no se declaran nulas las pruebas, pero se toma con reserva los resultados como válidos, sin llegar a ser excelentes ni perfectos.

Tabla 54. Resultados de validación de pruebas de esclerometría por expertos

VALIDACIÓN DE INSTRUMENTO						
Tesis	"Reforzamiento estructural para reducir la vulnerabilidad sísmica del pabellón de primaria del colegio "Los Precursores", Santiago de Surco, Lima, 2020"	0.53 a menos : Validez nula				
		0.54 a 0.59 : validez baja				
		0.60 a 0.65 : Valido				
		0.66 a 0.71 : Muy valido				
Autor	Carrasco Vásquez Manuel Alberto	0.72 a 0.99 : Excelente				
		1.00 : Validez perfecta				
Item	CRITERIO	ING 1	ING 2	ING 3	ING 4	ING 5
1.00	CANTIDAD DE ELEMENTOS EVALUADOS	0.60	0.58	0.54	0.60	0.60
2.00	ELEMENTOS ESCOGIDOS PARA EVALUACIÓN	0.62	0.65	0.58	0.65	0.63
3.00	CONCLUSIÓN DEL INVESTIGADOR EN BASE A LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN LA PRUEBA DE ESCLEROMETRIA	0.62	0.6	0.57	0.68	0.63
Totales		1.84	1.83	1.69	1.93	1.86
Promedio		0.61	0.61	0.56	0.64	0.62

Fuente: Elaboración propia

Discusión 2

Refuerzo en columnas

Lizarazo y Pedraza (2020) afirman que una forma de evaluar un método de reforzamiento es demostrando su capacidad de aliviar cargas al sistema estructural. El aumento de sección en otros elementos aumenta su capacidad de soportar cargas, pero no es una medida totalmente efectiva, pues se ejecuta solo en los elementos con índice de sobre esfuerzo, además no es aconsejable intervenir todos los elementos por ser una medida costosa e invasiva.

Arana (2020) en su investigación tuvo en cuenta en un inicio un modelo de reforzamiento solamente con muros de corte, pues estos absorben un porcentaje considerable de fuerza sísmica, permitiendo que los otros elementos estructurales no se vean tan afectados ante estos eventos; además que cumplían con las exigencias de la NTP E 0.30 – 2016 cercanos al límite. Pero por cuestiones de

seguridad se consideró necesario complementar con ensanchamiento de columnas (encamisado).

En esta investigación, según lo observado en las figuras 13 y 14, donde la incorporación de muros de corte en el módulo A, según los ratios de capacidad mostrados alivian el trabajo de la estructura, los valores menores a unidad reflejan que están trabajando dentro de su capacidad, a pesar de tener según la prueba de compresión una resistencia menor a la requerida, otro factor que influye en el módulo A es la continuidad en ambos niveles de elementos estructurales y no estructurales.

Caso contrario se observa en las figuras 15 y 16, donde la incorporación de muros de corte en el módulo B, según los ratios de capacidad mostrados no llegan a aliviar el trabajo de las columnas, los valores en la columna C2 son cercanos y mayores a la unidad reflejan que no están trabajando dentro de su capacidad, la prueba de compresión muestran una resistencia menor a la requerida, otro factor que influye en el módulo B, es la discontinuidad en ambos niveles de elementos estructurales y no estructurales.

Discusión 3

Objetivo específico 1: Demostrar que la estructura actual incrementa la vulnerabilidad sísmica del pabellón primario del centro educativo Los Precursores, Santiago de Surco, 2020.

Gonzáles (2017) en su investigación titulada "Vulnerabilidad sísmica del edificio 1-I de la Universidad Nacional de Cajamarca. Los principales resultados obtenidos fueron que las derivas de entrepiso no cumplen con el límite permitido por la norma de diseño sismo resistente E.030. Se concluyó que a pesar de que visiblemente el estado de la edificación es bueno, el análisis de acuerdo a las normas vigentes demuestra que los elementos estructurales llámese columnas y vigas; pueden soportar cargas muertas, pero son incapaces de soportar cargas sísmicas, considerándose a esta edificación como de alta vulnerabilidad sísmica.

Pucuhayla (2018) en su investigación titulada "Evaluación de vulnerabilidad sísmica de la Institución Educativa Santa Rosa n°5092, utilizando el ETABS en el AA.HH. Bocanegra - Callao 2018". El resultado de su investigación fue que no se

encontraron irregularidades de rigidez, masa ni de geometría vertical, además no hay discontinuidad de muros ni de estructuras en sus niveles. Se concluyó que todo el sistema estructural funciona óptimamente y no requiere reparaciones.

Cabezas (2016) en su investigación titulada Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del edificio de la Facultad de Comunicación Social, de la Universidad Central del Ecuador, utilizando la norma ecuatoriana de la construcción (NEC-SE-RE, 2015). Como resultado de su investigación se estableció que los diversos bloques de la estructura muestran carencias estructurales. Se concluyó que en función a la normatividad vigente y con la aplicación de modelos matemáticos de comprueba que la edificación objeto de estudio es muy vulnerable frente a un evento sísmico. Recomienda realizar evaluaciones a estas instituciones ante el cambio de la normatividad, además de aplicar métodos de reforzamiento, recomendando a pesar de su alto costo el reforzamiento con fibra de carbono.

Espinoza (2016) en su investigación titulada Estudio de la vulnerabilidad sísmica de una unidad educativa, caso Escuela Primaria de la Armada. Sus principales resultados fueron que no se encontraron problemas de rigidez y las derivas estaban en el orden del dos por ciento debajo de lo exigido por la normativa vigente. Se concluyó que la edificación no requiere reforzamiento pues tiene un buen desempeño estructural. La existencia y cumplimiento de normas de diseño y construcción garantizan el buen comportamiento estructural en las edificaciones, tal como sucede en la institución en estudio.

Sibghat Ullah Khan (2019) en su artículo titulado Seismic vulnerability assessment of building stock of Malakand (Pakistan) using FEMA P-154 method. Los principales resultados de su investigación fueron que más del 50% de los edificios presentan una alta probabilidad de sufrir daños estructurales y no estructurales graves en el caso de ocurrencia de futuros eventos sísmicos. Se concluyó que los edificios de las escuelas gubernamentales eran menos vulnerables que los privados pues la mayoría de los edificios comerciales no se construyeron de acuerdo con el código de construcción, lo que los hace altamente susceptibles a daño en caso de ocurrencia de terremotos.

Ferreira et al (2019) en su artículo titulado Multiscale seismic vulnerability assessment and retrofit of existing masonry buildings, concluye que la selección del método o técnica más apropiado a utilizar debe basarse en un equilibrio adecuado entre la sencillez y la precisión de sus resultados. Solo en base de un conocimiento exhaustivo de las características de los edificios y de su estructura es posible seleccionar e implementar estrategias de mitigación competentes y plantear alternativas de reforzamiento que puedan contribuir a reducir, de manera eficaz y rentable, su vulnerabilidad sísmica.

Pavic´et al (2019) en su artículo titulado The vulnerability of buildings from the Osijek database observó en su investigación que los edificios evaluados no fueron diseñados de acuerdo a un criterio sismorresistente y han tenido modificaciones en su uso sin considerar en proveerlos de mayor estabilidad y capacidad de carga, la antigüedad de estas edificaciones es otro factor a considerar en la disminución de su capacidad de carga, no se les ha dado un reforzamiento que incremente su capacidad sismo resistente. Se concluye que la vulnerabilidad estimada puede servir como base para planificación e implementación de mantenimiento, refuerzo o adecuación de mampostería existente de edificaciones que fueron diseñados y construidos sin tener en cuenta el impacto de un terremoto en su capacidad de carga y estabilidad; además que tal estimación puede indicar las deficiencias que deberían evitarse durante el diseño y la construcción de nuevos edificios, para minimizar los daños futuros producidos por terremotos.

En el presente trabajo de investigación se efectuó un diagnóstico considerando las normativas vigentes, así mediante la aplicación del programa ETABS se logró determinar que en el módulo A los valores de derivas en el eje x de 0.018 y 0.0116; de igual manera en el módulo B, los valores de derivas obtenidos fueron de 0.0188 y 0.0139 que exceden a lo estipulado en la norma E030 de 0.007. Las pruebas de esclerometría efectuadas en campo presentan una resistencia a la compresión promedio de 126.38 Kg/cm² que están por debajo de los valores exigibles según la norma E060 en sus artículos 9.4.1 y 21.3.2.1. En el módulo B se han efectuado modificaciones con respecto al plano original, lo que debieron ser salones independientes, se ha convertido en una sala de reuniones, que ha implicado la eliminación de dos columnas y dos muros divisorios de cabeza. Teniendo en cuenta

que en el eje y-y el sistema estructural es de muros de albañilería confinada, la eliminación de dos muros genera una discontinuidad que según la norma en el artículo 20 se considera como irregularidad de discontinuidad extrema de los elementos estructurales resistentes; teniendo en cuenta además que más del 70% de la cortante es absorbida por los muros en este eje. Teniendo en cuenta que estando la edificación tipificada según norma E030 como una edificación esencial, el artículo 21 de esta misma norma indica que en este tipo de edificaciones no son admisibles la existencia de irregularidades.

Albarracín (2019), considera al método italiano De Benedetti y Petrini como el más adecuado para evaluar la vulnerabilidad sísmica, pues tiene en cuenta el cálculo del cortante actuante y del cortante resistente con la expresión:

$$V_r = 0.85 * 0.53 \sqrt{f'c} * b * d$$

Donde:

V_r = Cortante resistente

$f'c$ = Resistencia a la compresión

b = ancho de las columnas en la dirección de evaluación

d = Peralte de las columnas en la dirección de evaluación

Al final obtuvo un valor de cortante resistente de 470.92 Ton menor al cortante actuante de 551.15 Ton, lo que lo lleva a concluir que su edificación es vulnerable; al analizar la fórmula se observa los factores de reducción a lo que es sometido el valor de la resistencia a la compresión, valor más relacionado como reacción a cargas que ejercen fuerzas de aplastamiento que actúan en sentido vertical, teniendo en cuenta que las cargas sísmicas actúan en forma horizontal.

Cueva (2017) en su investigación titulada Vulnerabilidad sísmica del edificio de la facultad de filosofía, comercio y administración de la UCE con la norma ecuatoriana de la construcción (NEC SE-RE 2015). Los principales resultados obtenidos con la aplicación de diferentes métodos para determinar la vulnerabilidad fueron, según la aplicación del método italiano se obtuvo en ambos bloques valores de 30 que califica como de vulnerabilidad media; el método FEMA 154 en este caso presentó

valores de 2.30 (media vulnerabilidad) en el bloque A y 1.8 (alta vulnerabilidad) en el bloque B, de acuerdo al método FEMA 310, los elementos estructurales no reúnen los requerimientos, lo que hace vulnerable a la edificación. Se concluyó que la edificación no cumple con la filosofía sismo resistente.

Hidalgo y Silvestre (2019) en su investigación titulada “Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de la Institución Educativa No 20475 – Los Pelones, del Distrito y Provincia de Barranca del Departamento de Lima. Los resultados obtenidos de la aplicación del método de Benedetti y Petrini fueron, en el bloque A se obtuvo valores de 50.50 y 90.00 que representan en promedio una VULNERABILIDAD MEDIA ALTA, el bloque B arrojó como resultado valores de 26.50 y 40.00 que representan en promedio una VULNERABILIDAD MEDIA BAJA, en el bloque C se obtuvo valores de 43.00 y 126.25 que representan en promedio una VULNERABILIDAD MEDIA ALTA. Se concluyó que los bloques A y B, presentan mayor vulnerabilidad sísmica en el sentido de análisis de pórticos de concreto armado, mientras que el bloque C presenta una vulnerabilidad media alta en ambos sentidos de análisis debido a su mala estructuración y forma asimétrica. Se opta como alternativa de reforzamiento el encamisado de columnas.

En el presente trabajo mediante la aplicación del método de Benedetti y Petrini los valores en el eje x de los módulos A y B donde el sistema es aporticado se obtiene un valor promedio de 38.25 calificándose el pabellón con una vulnerabilidad media alta que indica que la estructura tiene probabilidades de fallar y ser un riesgo para los ocupantes. En el eje y de los módulos A y B donde el sistema es de albañilería confinada se obtiene un valor promedio de 81.25 calificándose el pabellón con una vulnerabilidad media baja que indica que la edificación puede sufrir graves daños, aunque no colapse, requiriendo de un procedimiento de reforzamiento.

Discusión 4

Objetivo específico 2: Probar que la incorporación de muros de corte reduce la vulnerabilidad sísmica del pabellón primario del centro educativo Los Precursores, Santiago de Surco, 2020.

Maldonado y Durand (2013) en su investigación titulada “Metodologías para evaluación y reforzamiento estructural de edificios de hormigón armado mediante

muros de corte y fibras de carbono”, obtuvo como resultados que las cargas se incrementaron de 593 ton a 2928 ton en el eje x, de 412 ton a 5300 en el eje y, los desplazamientos se redujeron de 20 cm a 11.60 cm en el eje x, de 28.20 cm a 7.5cm en el eje y; las derivas disminuyeron de 0.044 a 0.014 en el eje x y de 0.0532 a 0.005 en el eje y, el periodo de vibración disminuyo de 1.11 a 0.835 segundos con la inclusión de muros de corte. Se concluyó que el reforzamiento con muros de corte aumenta la capacidad de carga y reduce las derivas y periodos de vibración siendo una alternativa viable, se recomienda ubicarlos en la periferia en forma simétrica.

Mera (2019) en su investigación titulada Evaluación del Índice de daño estructural y alternativas de reforzamiento para el hotel San Marco ubicado en la ciudad de Portoviejo, observó que las derivas se redujeron en el eje x de 0.0258 a 0.0068, en el eje y de 0.037a 0.0061. Se concluyó que la incorporación de muros de corte mejora el desempeño de la estructura absorbiendo mayor carga lateral y disminuyendo las derivas en función de la normatividad vigente.

Fauzan et al (2019) en su artículo titulado Seismic retrofitting analysis using concrete jacketing and shear wall on dental hospital building of Andalus University. Como resultado de su investigación encontró que el edificio no es lo suficientemente fuerte para resistir las cargas combinadas que actúan sobre la estructura, especialmente carga sísmica, requiriendo reforzamiento en su estructura, se propuso y analizaron dos métodos de reacondicionamiento: adición de revestimiento de hormigón, inclusión de muros de corte.

En la presente investigación con la incorporación de muros de corte en la estructura, en el módulo A los valores de derivas en el eje x se redujeron de 0.018 y 0.0116 a 0.002 y 0.0044; de igual manera en el módulo B, los valores de derivas se redujeron de 0.0188 y 0.0139 a 0.002 y 0.0039. los desplazamientos en el módulo A se redujeron de 26.80 y 36.19 cm a 3.62 y 8.00 cm; así mismo en el módulo B los desplazamientos se redujeron de 28.14 y 39.20 cm a 3.22 y 7.13 cm. Los periodos de vibración en el eje x en el módulo A, se redujeron de 0.257 y 0.215 segundos a 0.122 y 0.101 segundos. De igual manera en el módulo B, los periodos de vibración se redujeron de 0.262 y 0.231 segundos a 0.10 y 0.084 segundos.

Discusión 5

Objetivo específico 3: Demostrar que el aumento de sección de concreto en columnas reduce la vulnerabilidad sísmica del pabellón primario del centro educativo Los Precursores, Santiago de Surco, 2020.

Ramírez (2020) en su investigación titulada Reforzamiento estructural para mejorar el comportamiento sismorresistente en una edificación con fines de ampliación para 5 pisos, Callao 2020, observó que las derivas de la edificación sin reforzar alcanzaron un valor de 0.007094 que supera el valor de la norma para albañilería confinada de 0.005, con el reforzamiento planteado este valor se redujo a 0.002825; así mismo los periodos de vibración se redujeron de 0.462 a 0.336seg. Se llegó a la conclusión que el encamisado de columnas absorbe una gran cantidad de fuerza cortante, logrando un mejor comportamiento estructural, a la vez, ayudara que la edificación de dos pisos reforzada y ampliada para 5 pisos tenga un mejor desempeño sísmico y estructural.

Belisario (2017) en su investigación titulada “Reforzamiento estructural de una edificación de concreto armado de dos pisos con fines de ampliación, tuvo como resultados que las derivas se redujeron en el eje x de 0.021 a 0.0019 en el primer nivel y de 0.0204 a 0.0044 en el segundo nivel; en el eje y de 0.0166 a 0.009 en el primer piso y de 0.0150 a 0.026 en el segundo nivel. Los periodos se redujeron de 0.68 segundos a 0.48 segundos. Se concluyó que el reforzamiento reduce las derivas y periodos de vibración siendo la alternativa más viable y económica la incorporación de muros de corte en comparación al encamisado de columnas.

En la presente investigación se determinó que en el módulo A en el eje x el cortante era absorbido al 100% por las columnas, en el eje y el cortante es absorbido en 81.07% por los muros confinados y el 18.93% por las columnas. Por otro lado, en el módulo B en el eje x el cortante era absorbido al 100% por las columnas, en el eje y el cortante es absorbido en 89.94% por los muros confinados y el 10.06% por las columnas. Con el reforzamiento con muros de corte en el módulo A en el eje x el cortante era absorbido 8,78% por las columnas y los muros de corte absorben 91.22%, en el eje y el cortante es absorbido en 87.88% por los muros confinados y el 12.12% por las columnas. Por otro lado, el módulo B en el eje x el cortante era

absorbido al 10.36 % por las columnas y el 89.64% por los muros de corte, en el eje y el cortante es absorbido en 89.19% por los muros confinados y el 10.81% por las columnas. La sola incorporación de los muros de corte ha disminuido el valor de derivas y desplazamientos, indicadores de vulnerabilidad sísmica

En el módulo A con la incorporación de los muros de corte, logra aliviar el trabajo de las columnas, tal como muestran los ratios de capacidad, por lo tanto incrementar el volumen de concreto en este módulo podría considerarse innecesario. En el módulo B, donde la incorporación de muros de corte disminuye los valores de los parámetros de vulnerabilidad sísmica, no evita que la columna C2 se encuentren excedidas en su capacidad, como se refleja en los ratios de capacidad, haciéndose necesario su reforzamiento, incrementado su volumen y añadiendo acero de refuerzo. Este reforzamiento es para que el elemento aumente su capacidad de soportar cargas verticales, su incidencia en el comportamiento sísmico no es relevante

Discusión 6

Objetivo general: El objetivo principal de esta investigación es demostrar que el reforzamiento estructural reduce la vulnerabilidad sísmica del pabellón primario del centro educativo Los Precursores, Santiago de Surco, 2020.

Lowes et al (2019) en su artículo titulado Investigation of failure mechanisms and development of design recommendations for flexural reinforced concrete, concluye que la demanda de esfuerzo cortante y la sección transversal determinan el tipo de falla y la capacidad de deformación. La capacidad de deformación de muros que presentan fallas de compresión y cizallamiento es menor a la de muros que presentan fallas por compresión, pandeo y rotura. Se concluye que los dos métodos de reforzamiento son lo suficientemente efectivos para reducir las fuerzas internas y el desplazamiento del edificio. Considerando la efectividad y eficiencia, se recomendó el reforzamiento utilizando muro de corte para el fortalecimiento del edificio del Hospital Dental.

Barreto y Samayani (2017) en su investigación titulada “Análisis elástico e inelástico y verificación por desempeño para el reforzamiento estructural de la Facultad de Ingeniería Civil – UNAS, obtiene como principales resultados que la estructura sin

refuerzo tenía periodos de vibración de 1.362, 0.79 y 0.68 segundos; presentaba además desplazamientos dinámicos en el eje x de 4.8 y de 3.2 cm en el eje y, desplazamientos estáticos de 11.40 en el eje x y 4.92 en el eje y. Se concluyó que con los métodos de reforzamiento de muros de corte y fibra de carbono se mejoró el sistema estructural reduciendo los periodos de vibración a 0.242, 0.14 y 0.094 segundos, también los desplazamientos se redujeron a 2.26 en el eje x, 0.83 en el eje y (dinámicos); 2.90 en el eje x y 0.95 en el eje y (estático).

López (2017) en su investigación titulada Evaluación estructural mediante aplicación de normativa NEC y propuestas de reforzamiento de la residencia universitaria hogar Santa Teresita del D.M.Q, logra establecer que la edificación en estado actual presenta derivas mayores al 2% es decir mayores a las admisibles, además un período fundamental de 0.9097seg superando al período de diseño de 0.5seg, y al permitido 0.65seg, estos valores justifican realizar rehabilitación de la estructura. Se concluyó que los métodos de reforzamiento planteados logran disminuir el valor de las derivas y los periodos de vibración edificación, sin embargo, desde el punto de vista en cuanto proceso constructivo y economía el reforzamiento mediante encamisado metálico de columnas es la alternativa más conveniente.

Céspedes (2019) en su investigación titulada “Vulnerabilidad sísmica y reforzamiento estructural del Centro educativo Libertador San Martín, Independencia-2019”, obtiene valores de derivas de 8.8‰ y 11.5‰ que superan a lo permitido por norma, las tres propuestas de reforzamiento permitieron disminuir dichas derivas, mediante disipadores de energía estas se redujeron a 4.6‰ y 5.8‰, con colocación muros de corte llegaron a 1.9‰ y 1.4 ‰, con la incorporación de placas se llegó 1.4‰ y 1.0‰. Se concluyó que los métodos de reforzamiento planteados disminuyen la vulnerabilidad sísmica de la estructura.

Limache (2020) en su investigación titulada “Evaluación técnica y económica del sistema de reforzamiento estructural de la Municipalidad de Carmen de la Legua Reynoso, Callao, 2020”, observó que las derivas obtenidas con los sistemas de reforzamiento en el eje x de 0.00601 y en el eje y de 0.00568 con la inclusión de muros de corte; con el sistema de disipadores de energía en el eje x de 0.00526 y en el eje y de 0.00682, valores que se encuentran dentro del rango permitido por ley. Los periodos de vibración con los muros de corte se estimaron en 0.10 y 0.50

segundos, con los disipadores se obtuvo valores de 0.80 segundos. Se concluyó que el reforzamiento adecuado es el de muros cortantes pues sus costos son de S/. 166000.00 y los costos de disipadores ascienden a más de S/. 712000.00 a pesar que su tiempo de implementación es mayor, cincuenta y cuatro días en comparación a los veinte días que duraría la otra opción.

En el presente trabajo de investigación los análisis efectuados teniendo en cuenta la normatividad vigente, la aplicación de métodos de evaluación como Bendetti y Petrini, así como uso de software de aplicación demuestran que la estructura tal como está construida y considerando como ha sido proyectada, requiere de un reforzamiento estructural para continuar brindando el servicio educativo. De los métodos evaluados la incorporación de muros de corte muestra resultados en disminución de desplazamientos, derivas y periodos de vibración, además de reforzar la estructura ante un evento sísmico, también contribuye a mejorar el trabajo de los otros elementos resistentes, como se ve en el módulo A. Se estima un costo de reforzamiento de S/ 95794.00 en un periodo de dos meses. Por tanto, a través de los resultados mostrados se puede concluir que el reforzamiento estructural si disminuye la vulnerabilidad sísmica de la estructura.

VI.CONCLUSIONES

En función a los problemas planteados se puede concluir lo siguiente:

1. En respuesta a la pregunta: ¿De qué manera la estructura actual incrementa la vulnerabilidad sísmica del pabellón primario del centro educativo Los Precursores, Santiago de Surco, 2020? uno? los resultados obtenidos a través de cálculos de desplazamientos que exceden a los parámetros exigidos por la norma, se puede afirmar que la estructura actual es vulnerable ante un evento sísmico. Otro aspecto a considerar son las irregularidades presentadas en el módulo B, que sobre esfuerzan a la estructura que según las pruebas efectuadas muestra una resistencia a la compresión por debajo de lo proyectado del rango permisible por norma.
2. En respuesta a la pregunta: ¿De qué manera la incorporación de muros de corte reducirá la vulnerabilidad sísmica del pabellón primario del centro educativo Los Precursores, Santiago de Surco, 2020? Los resultados obtenidos a través de cálculos de rigideces, periodos de vibración, que

muestran reducciones considerables con la incorporación de muros de corte influyen en el comportamiento sísmico resistente de la estructura.

Los resultados obtenidos del análisis con el uso del programa ETABS, muestran reducciones significativas en los valores de los parámetros sísmicos como derivas, desplazamientos que logran cumplir con las exigencias de la norma vigente.

Así mismo las estructuras planteadas según los diagramas de interacción muestran resistencia a todas las combinaciones de cargas planteadas.

Se puede afirmar entonces que la incorporación de muros de corte disminuye la vulnerabilidad sísmica de la estructura en función a los resultados obtenidos.

3. En respuesta a la pregunta: ¿De qué manera el aumento de sección de concreto en columnas reducirá la vulnerabilidad sísmica del pabellón primario del centro educativo Los Precursores, Santiago de Surco, 2020? En el módulo A con la incorporación de los muros de corte, no solo disminuye la vulnerabilidad sísmica, también se logra aliviar el trabajo de las columnas, tal como muestran los ratios de capacidad, por lo tanto ese método de reforzamiento podría considerarse innecesario en ese modulo.

Caso contrario se da en el módulo B, donde la incorporación de muros de corte, aunque disminuye los parámetros de vulnerabilidad sísmica, no evita que la columna C2 se encuentren excedidas en su capacidad, como se refleja en los ratios de capacidad, haciéndose necesario su reforzamiento, incrementado su volumen y añadiendo acero de refuerzo. Dicho reforzamiento es para que el elemento aumente su capacidad de soportar cargas verticales, su incidencia en el comportamiento sísmico no es relevante, pues los muros de corte absorben la mayor parte de la cortante en el eje x-x y la sola incorporación de los muros de corte ha disminuido el valor de derivas y desplazamientos, indicadores de vulnerabilidad sísmica, además en el eje y-y se ha determinado que los muros de confinamiento absorben más del 70% de la cortante.

Por tanto, para en este caso particular el aumento de volumen de las columnas no disminuye la vulnerabilidad sísmica de la estructura.

4. En respuesta a la pregunta: ¿El reforzamiento estructural reducirá la vulnerabilidad sísmica del pabellón primario del centro educativo Los Precursores, Santiago de Surco, 2020? Los análisis efectuados demuestran que la estructura tal como ha está construida y considerando como ha sido proyectada, requiere de un reforzamiento estructural para continuar brindando el servicio. De los métodos evaluados la incorporación de muros de corte muestra resultados en disminución de desplazamientos, derivas y periodos de vibración, además de reforzar la estructura ante un evento sísmico, también contribuye a mejorar el trabajo de los otros elementos resistentes, como se ve en el módulo A. Por tanto, a través de los resultados mostrados se puede concluir que el reforzamiento estructural si disminuye la vulnerabilidad sísmica de la estructura.

VII.RECOMENDACIONES

Se recomienda realizar estudios de suelo que permitan evaluar la capacidad del terreno y la cimentación, ya que la incorporación de muros de corte implica un aumento en el peso de la edificación. La investigación realizada por cuestiones administrativas internas de la institución no tuvo permitido efectuar las suficientes excavaciones que permitieran realizar esta evaluación.

Es imprescindible que en todo proyecto sean respetadas las especificaciones técnicas dictadas por los ingenieros proyectistas en la ejecución de las obras, en caso de requerirse una modificación esta decisión no debe tomarse sin la evaluación del profesional competente, evitando modificaciones como el caso del módulo B donde la anulación d elementos estructurales y no estructurales que genera problemas en la edificación.

La presencia de un ingeniero civil, no solo debe darse en la elaboración del proyecto, sino también durante la ejecución de la obra, que garantice el cumplimiento de las especificaciones y garantice la calidad de la obra y la seguridad de la edificación. Las imperfecciones detectadas en los acabados del lado posterior y los resultados de pruebas de resistencia de los elementos estructurales reflejan la ausencia de asistencia técnica durante la ejecución de la obra.

Se recomienda además ampliar la evaluación a los otros pabellones de la institución que tienen la misma antigüedad, sugiriéndose además recurrir a oras instituciones

del estado que provean de la información de planos de estos pabellones que al inicio de esta investigación fue difícil de encontrar, limitándose solo al estudio del pabellón primario.

REFERENCIAS

AGUILAR Chanini, Julio y AGUILAR Escobar, Carlos (2017) Evaluación y reforzamiento estructural del edificio de la Escuela Profesional de Obstetricia UNJBG – Tacna 2017. Tesis (ingeniero civil) Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann, Facultad de Ingeniería Civil, Arquitectura y Geotecnia, Escuela Profesional de Ingeniería Civil, 2017, 354pp.

ALBARRACIN Meza, Augusto. Aplicación de metodologías simplificadas pre evento sísmico, para la determinación de la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones de la Facultad de Ingeniería, Ciencias Físicas y Matemática de la UCE. Tesis (Ingeniero civil), Quito, Universidad Central del Ecuador, Facultad de Ingeniería, Ciencias Físicas y Matemática Carrera de Ingeniería Civil 2019, 206 pp.

ALONSO, Luis, Vulnerabilidad sísmica de edificaciones, PAG Marketing Soluciones C.A., Caracas, 2014, 77 pp.

ISBN: 97898076580401

ARANA Almanza, Joel (2018). Propuesta de reforzamiento estructural para devolverle la funcionalidad al pabellón P-3 de la Institución Educativa Santa Fortunata en el distrito de Moquegua. Tesis (Ingeniero civil) Moquegua, Universidad José Carlos Mariátegui Vicerrectorado de Investigación Facultad de Ingeniería y Arquitectura Escuela Profesional de Ingeniería Civil, 2018, 135 pp.

ARONE Quispe, Juan (2019). Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica Estructural de la I.E. N°1199 Mariscal Ramón Castilla, UGEL N°6 del Distrito de Chacabuco. Tesis (Ingeniero civil), Lima, Universidad Peruana Unión, Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Escuela Profesional de Ingeniería Civil, 2019, 213 pp.

BARRETO Noa, Genaro y SAMAYANI García, Ronny. Análisis elástico e inelástico y verificación por desempeño para el reforzamiento estructural de la Facultad de Ingeniería Civil – UNSA”, Arequipa 2017. Tesis (ingeniero civil) Universidad

Nacional de San Agustín, Facultad de Ingeniería Civil, Escuela Profesional de Ingeniería Civil, 2017, 454pp.

BELISARIO Pacompia, Christian. Reforzamiento estructural de una edificación de concreto armado de dos pisos con fines de ampliación, Huancayo 2017. Tesis (Ingeniero Civil) Universidad del Centro del Perú, Facultad de Ingeniería Civil, 2017, 170pp.

BORJA, Manuel. Metodología de la investigación científica para ingenieros, Chiclayo, 2012, 38 pp.

CABEZAS Almeida, Josué (2016) Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del edificio de la Facultad de Comunicación Social, de la Universidad Central del Ecuador, utilizando la norma ecuatoriana de la construcción (NEC-SE-RE, 2015), Quito 2016. Tesis (Ingeniero Civil) Universidad Central del Ecuador, Facultad de Ingeniería, Ciencias Físicas y Matemática, Carrera de Ingeniería Civil, 2016, 261pp.

CESPEDES Basilio, Jordy. Vulnerabilidad sísmica y reforzamiento estructural del Centro educativo Libertador San Martín, Independencia, Lima 2019. Tesis (Ingeniero Civil) Universidad César Vallejo, Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil, 2019, 124pp.

COLLAO Flores, Carlos y VILCA Yujra, Alan. Evaluación estructural y propuesta de reforzamiento de la Institución Educativa Inicial 336 Virgen De La Natividad, Tacna 2018. Tesis (Ingeniero Civil) Tacna, Universidad Privada De Tacna, Facultad de Ingeniería, Escuela Profesional de Ingeniería Civil, 2018, 103 pp.

CORREIA, Gonçalo (et al). Displacement-based seismic performance evaluation and vulnerability assessment of buildings: The N2 method revisited, Structures, Editorial Elsevier Ltd, Volumen 24, 2020, páginas 41-49.

ISSN: 23520124.

CUEVA Flores, Christian (2017) Vulnerabilidad sísmica del edificio de la facultad de filosofía, comercio y administración de la UCE con la norma ecuatoriana de la construcción (NEC SE-RE 2015), Quito 2017. Tesis (Ingeniero Civil) Universidad Central del Ecuador, Facultad de Ingeniería, Ciencias Físicas y Matemática, Carrera de Ingeniería Civil, 2017, 179pp.

DELGADO Caizaguano, Enma. Técnicas de reforzamiento estructural en la rehabilitación de edificaciones patrimoniales. Tesis (Ingeniero civil) Riobamba, Universidad Nacional de Chimborazo, Facultad de Ingeniería, Carrera de Ingeniería Civil, 2019, 105 pp.

DILMAÇ, Hakan. Preliminary assessment approach to predict seismic vulnerability of existing low and mid-rise RC buildings, *Bulletin of Earthquake Engineering*, Springer, Volumen 18, Número 7, 2020, páginas 3101-3133.

ISSN: 1570761X

DING, Zhenghao, LI, Jun y HAO, Hong. Identification of structural damage by poor deep belief network using uncertain and limited data, John Wiley & Sons, Ltd., Volumen 27, número 5, 1, número de artículo e2522, 2020, 20 pp.

ISSN: 15452255

ESPINOZA Herrera, Julio. Estudio de la vulnerabilidad sísmica de una unidad educativa, caso Escuela Primaria de la Armada Nacional, de la Universidad de Guayaquil, Guayaquil 2016. Tesis (Magister en Tecnologías de Edificación) Universidad de Guayaquil, Facultad de Arquitectura y Urbanismo, Maestría Tecnologías de Edificación, 2016, 61pp.

FAUZAN, Fauzan, ISMAIL, Febrin y JAHUARI, Zev (2019) Seismic retrofitting analysis using concrete jacketing and shear wall on dental hospital building of Andalus University, publicado en IOP Publishing, Conference on innovation in technology and engineering science, 2019, 12pp.

Issn:1757-899x

FERREIRA Tiago, Miguel et al (2019) Multiscale seismic vulnerability assessment and retrofit of existing masonry buildings, publicado en *Buildings*, volumen 9, artículo 91, 2019, 22pp.

Issn: 20755309

FOTI, Dora (et al). Structural Operativity Evaluation of Strategic Buildings through Finite Element (FE) Models Validated by Operational Modal Analysis (OMA), SENSORS Suiza, Editorial MDPI AG, 2020, p. 1-23

ISSN: 14248220

GANI Emre, SERHAT Yildirim y KOÇAK Ali. Evaluation of Existing Damage Patterns and Seismic Assessment of Historical Davutpasa Barracks via Operational-Modal Analysis, American Society of Civil Engineers (ASCE), Volumen 34, Número 4, 2020, Número de artículo 04020067, pp. 16

ISSN: 08873828

GONZALES Vásquez, Frank (2017). Vulnerabilidad Sísmica del Edificio 1-I de la Universidad Nacional de Cajamarca. Tesis (Ingeniero civil) Cajamarca, Universidad Nacional de Cajamarca Facultad de Ingeniería, Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil, 2017, 114 pp.

GRANDA Luna, Jonathan (2020). Análisis de vulnerabilidad sísmica de la Unidad Educativa Colegio de Bachillerato Machala en la ciudad de Machala. Tesis (Ingeniero civil) Machala, Universidad Técnica de Machala, Facultad de Ingeniería Civil, Carrera de Ingeniería Civil, 2020, 37 pp.

HADZIMA, Marijana, MISETIC, Valentina y MORIC Dragan. Seismic vulnerability assessment of an old historical masonry building in Osijek, Croatia, using Damage Index, Journal of Cultural Heritag, Editorial Elsevier Masson SAS, Volumen 28, 2017, páginas 140-150.

ISSN: 12962074

HIDALGO Zuloaga, Eugenio y SILVESTRE Gómez, Richard. Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de la Institución Educativa No 20475 – Los Pelones, del Distrito y Provincia de Barranca del Departamento de Lima, Lima 2019. Tesis (Ingeniero civil) Universidad Nacional José Faustino Sánchez Carrión, Facultad de Ingeniería Civil, Escuela Profesional de Ingeniería Civil, 2019, 213pp.

HUANCA Llamo, José y TERRONES Gallegos, Yerson. Evaluación sísmica del reforzamiento estructural con muros de concreto armado con fines de ampliación

de La Casa De La Mujer Florencia De Mora Con La Norma E030-2018 en el departamento de La Libertad. Tesis (Ingeniero civil) Lima, Universidad Ricardo Palma, Facultad de Ingeniería, Programa de Titulación por Tesis, Escuela Profesional de Ingeniería Civil, 2019, 152 pp.

INSTITUTO Nacional de Defensa Civil (INDECI). Manual básico para la estimación del riesgo [En línea] Lima 2006, 69 pp.

Disponible en:

http://sinpad.indeci.gob.pe/UploadPortalSINPAD/man_bas_est

KALA Ccoyto, Mary y BLANCO Larico, José. Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las infraestructuras educativas de concreto armado en Juliaca y San Miguel, Puno, Puno 2018. Tesis (Ingeniero Civil) Universidad Peruana Unión, Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Escuela Profesional de Ingeniería Civil, 2018, 349pp.

KHAN Sibghat, Ullah (2019) Seismic vulnerability assessment of building stock of Malakand (Pakistan) using FEMA P-154 method, publicado en SN Applied Sciences, 2019, 14pp.

Issn: 25233971

LIMACHE Gavelán, Eric. Evaluación técnica y económica del sistema de reforzamiento estructural de la Municipalidad de Carmen de la Legua Reynoso, Callao, 2020. Tesis (Ingeniero Civil) Universidad César Vallejo Facultad de Ingeniería, Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil, 2020, 81pp.

LIZARAZO Gonzales, Santiago y PEDRAZA Pérez, Daniel. Análisis de vulnerabilidad sísmica del edificio Gregorio XIII y planteamiento de alternativa reforzamiento estructural. Tesis (Ingeniero Civil) Bogotá, Universidad Santo Tomas, División de ingenierías Facultad de ingeniería Civil. 2021, 200 pp

Los sismos más destructivos ocurridos en Lima en 100 años [En línea] El Comercio 20 de Septiembre del 2017 [Fecha de consulta: 17 de abril del 2020].

Disponible en:

<https://elcomercio.pe/lima/sucesos/sismos-destructivos-ocurridos-lima-ultimos-100-anos-fotos-noticia-459661-noticia/?ref=ecr>

Los sismos más devastadores que ocurrieron en el Perú [En línea] El Comercio 15 de Enero del 2020 [Fecha de consulta: 17 de abril del 2020].

Disponible en:

<https://elcomercio.pe/peru/sismos-los-sismos-mas-devastadores-que-ocurrieron-en-peru-en-los-ultimos-anos-fotos-noticia/?ref=ecr>

LOWES, Laura et al (2019) Investigation of failure mechanisms and development of design recommendations for flexural reinforced concrete walls publicado en Elsevier Engineering structures, 2019, 323-335, 13pp.

Issn: 01410296

LÓPEZ Pavón, Valeria. Evaluación estructural mediante aplicación de normativa NEC y propuestas de reforzamiento de la residencia universitaria hogar Santa Teresita del D.M.Q, de la Universidad Central del Ecuador, Quito 2017. Tesis (Ingeniero Civil) Universidad Central Del Ecuador, Facultad de Ingeniería Ciencias Físicas y Matemática, Carrera de Ingeniería Civil, 2017, 266pp.

MALDONADO Mora, Daniel y DURAND Fernández, José. Metodologías para evaluación y reforzamiento estructural de edificios de hormigón armado mediante muros de corte y fibras de carbono, Quito 2013. Tesis (Ingeniero Civil) Pontificia Universidad Católica Del Ecuador, Facultad de Ingeniería, Escuela de Civil, 2013, 167pp.

MERA Pico, Johnny. Evaluación del Índice de daño estructural y alternativas de reforzamiento para el hotel San Marco ubicado en la ciudad de Portoviejo, Manabí 2019. Tesis (Ingeniero Civil) Universidad Estatal del Sur de Manabí, Facultad de Ciencias Técnicas, Carrera de Ingeniería Civil 2019, 165pp.

MEZA Pérez, James (2018). Análisis de la vulnerabilidad sísmica para reforzamiento incremental mediante muros de concreto acoplado de una edificación educativa. Tesis (Ingeniero Civil) Huancayo, Universidad Peruana Los Andes, Facultad de Ingeniería, Escuela Profesional de Ingeniería Civil, 2018, 182 pp.

MINISTERIO de Educación, Guía metodológica para la elaboración participativa del Plan de gestión del riesgo de desastres en instituciones educativas, 2° ed., [En línea] Lima 2015, 56 pp.

Disponible en:

<http://www.minedu.gob.pe/fenomeno-el-nino/pdf/guia-plan-de-gestion-de-riesgo-2015.pdf>

MORALES, Morales Roberto, Diseño en concreto armado, Capitulo Peruano del American Concrete Institute, primera edición, Lima 2000, 331pp

ORLANDO, Maurizio, BETTI, Michele y SPINELLI, Paolo. Assessment of structural behaviour and seismic retrofitting for 1 an Italian monumental masonry building, Journal of Building Engineering, Volumen 29, número de artículo 101115, 2020, 24 pp.

Oseña, D, Metodología, tratamiento estadístico y contrastación de hipótesis (ponencia). Instituto de Investigación. Universidad Peruana Los Andes, Huancayo, Perú. (2012).

OTTTAZZI Pasino Gianfranco, Diseño en concreto armado, Asociación Capitulo Peruano del Instituto Americano del Concreto ACI-PERÚ, segunda edición lima 2014,500pp.

PAVIC´, Gordana, BULAJIC´, Borko y HADZINA, Marijana (2019) The vulnerability of buildings from the Osijek database publicado en Frontiers in Built Environment, volumen 5, artículo 66, 2019, 14pp.

Issn: 22973362

PICO Rodríguez, Clara y RUIZ Tulande, Candy. Estado del arte de metodologías de reforzamiento estructural en edificaciones de patrimonio cultural caso Bogotá D.C., Tesis (Ingeniero Civil), Bogotá, Universidad Distrital Francisco José De Caldas, Facultad Tecnológica ingeniería Civil, 2018, 96 pp.

PUCUHAYLA Carlos, Oscar. Evaluación de vulnerabilidad sísmica de la Institución Educativa Santa Rosa n°5092, utilizando el ETABS en el AA.HH. Bocanegra -

Callao 2018. Tesis (Ingeniero Civil) Universidad César Vallejo Facultad de Ingeniería, Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil, 2018, 125 pp.

QUIZHPILEMA Piray, Alexandra. Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del edificio de aulas de la Facultad De Ingeniería de La Universidad Central del Ecuador, utilizando la norma ecuatoriana de la construcción (NEC-SE-RE, 2015). Tesis (Ingeniero Civil) Quito, Universidad Central del Ecuador, Facultad de Ingeniería, Ciencias Físicas y Matemática, Carrera de Ingeniería Civil, 2017, 224 pp.

RAMÍREZ Aredo, Eddy. Reforzamiento estructural para mejorar el comportamiento sismorresistente en una edificación con fines de ampliación para 5 pisos, Callao 2020. Tesis (Ingeniero Civil) Universidad César Vallejo Facultad de Ingeniería, Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil, 2020, 81pp.

Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción SENCICO, Norma E.030, Diseño Sismorresistente, primera edición digital, Lima 2020,81pp.

ISBN: 978-612-48427-0-2

Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción SENCICO, Norma E.060, Concreto Armado, primera edición digital, Lima 2020,205pp.

ISBN: 978-612-48427-0-2

TEKELI, Hamide [et al]. Prediction of seismic performance of existing framed reinforced concrete buildings, Editor Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE), Volumen 34, Número 3, Número de artículo 04020030, 2020, 14pp

ISSN: 08873828

VALDERRAMA, Santiago. Pasos para elaborar proyectos de investigación cuantitativa, cualitativa y mixta, 2° ed. Lima, San Marcos. 2013, 495 pp.

ISBN: 9786123028787

YILDIZLAR, Baris, AKCAY, Cemil y OZTORUN, Namik Kemal. A quick analysis method to determine the current state of buildings: a conceptual framework, Revista de la construcción, vol.17, n.2, Turquía, 2017, pp.267-278

ANEXOS

MATRIZ DE CONSISTENCIA

TÍTULO	PROBLEMA	OBJETIVO	HIPÓTESIS	DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN	VARIABLES
Reforzamiento estructural para reducir la vulnerabilidad sísmica del pabellón de primaria del colegio Los Precursores", Santiago de Surco, Lima, 2020"	¿El reforzamiento estructural reducirá la vulnerabilidad sísmica del pabellón primario del colegio Los Precursores, Santiago de Surco, 2020?	Demostrar que el reforzamiento estructural reduce la vulnerabilidad sísmica del pabellón primario del colegio Los Precursores, Santiago de Surco, 2020	El reforzamiento estructural reduce la vulnerabilidad sísmica del pabellón primario del colegio Los Precursores, Santiago de Surco, 2020	TIPO DE INVESTIGACIÓN	VARIABLE INDEPENDIENTE
	PROBLEMAS ESPECIFICOS	OBJETIVOS ESPECIFICOS	HIPÓTESIS ESPECIFICAS	APLICADA, CUANTITATIVA	REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL
	a) ¿De qué manera la estructura actual incrementa la vulnerabilidad sísmica del pabellón primario del colegio Los Precursores, Santiago de Surco, 2020?	a) Demostrar que la estructura actual incrementa la vulnerabilidad sísmica del pabellón primario del colegio Los Precursores, Santiago de Surco, 2020	a) La estructura actual incrementa la vulnerabilidad sísmica del pabellón primario del colegio Los Precursores, Santiago de Surco, 2020		
	b) ¿De qué manera la incorporación de muros de corte reducirá la vulnerabilidad sísmica del pabellón primario del colegio Los Precursores, Santiago de Surco, 2020?	b) Probar que la incorporación de muros de corte reduce la vulnerabilidad sísmica del pabellón primario del colegio Los Precursores, Santiago de Surco, 2020	b) La incorporación de muros de corte reduce la vulnerabilidad sísmica del pabellón primario del colegio Los Precursores, Santiago de Surco, 2020	DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN	VARIABLE DEPENDIENTE
	c) ¿De qué manera el aumento de sección de concreto en columnas reducirá la vulnerabilidad sísmica del pabellón primario del colegio Los Precursores, Santiago de Surco, 2020?	c) Demostrar que el aumento de sección de concreto en columnas reduce la vulnerabilidad sísmica del pabellón primario del colegio Los Precursores, Santiago de Surco, 2020	c) El aumento de sección de concreto en columnas reduce la vulnerabilidad sísmica del pabellón primario del colegio Los Precursores, Santiago de Surco, 2020	EXPERIMENTAL	VULNERABILIDAD SÍSMICA

MATRIZ DE OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLE INDEPENDIENTE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL

Variable	Definición conceptual	Definición operacional	Dimensiones	Indicadores	Instrumentos
Reforzamiento Estructural	El refuerzo estructural depende de la recopilación de información del estado de la estructura existente, que permita deducir las causas de los problemas encontrados y definir las acciones que permitan solucionar las deficiencias estructurales existentes. (Amorín, 2015)	La variable reforzamiento estructural se evaluó en función a tres dimensiones: Estructura actual, Incorporación de muros de corte y Aumento de sección de concreto en columnas. Para la evaluación de la estructura actual se tuvo en cuenta la resistencia a la compresión, la rigidez de elementos estructurales, el cortante basal y los desplazamientos laterales, usando pruebas de esclerometría, diamantina, el análisis sismo resistente con el software de diseño y análisis sismo resistente ETABS. La dimensión incorporación de muros de corte se tuvo en cuenta la rigidez de elementos estructurales, el cortante basal y los desplazamientos laterales. La dimensión incremento de la sección de concreto en las columnas, se evaluaron en función de la rigidez de elementos estructurales, el cortante basal y los desplazamientos laterales, ratios de capacidad, para ambas dimensiones se usó el análisis sismo resistente con el software de diseño y análisis sismo resistente ETABS.	Estructura actual	Resistencia a la compresión	Esclerometría
				Rigidez de elementos estructurales	Análisis estático
				Periodos de vibración	Análisis dinámico aplicando software de diseño y análisis sísmico ETABS
				Desplazamientos, derivas	
			Incorporación de muros de corte	Rigidez de elementos estructurales	Análisis estático
				Periodos de vibración	Análisis dinámico aplicando software de diseño y análisis sísmico ETABS
				Desplazamientos, derivas	
				Diagramas de interacción	
			Aumento de sección de concreto en columnas	Rigidez de elementos estructurales	Análisis dinámico aplicando software de diseño y análisis sísmico ETABS
				Ratios de capacidad	
				Desplazamientos, derivas	
				Diagramas de interacción	

MATRIZ DE OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLE DEPENDIENTE VULNERABILIDAD SÍSMICA

Variable	Definición conceptual	Definición operacional	Dimensiones	Indicadores	Instrumentos
Vulnerabilidad sísmica	Se habla de vulnerabilidad sísmica cuando la capacidad de respuesta del sistema estructural y la resistencia de diseño se ven sobrepasadas por la intensidad de un evento sísmico. El nivel de daño que puede llegar a sufrir una edificación y la población involucrada frente a la amenaza de un sismo, está en función de la capacidad y resistencias pre establecidas del sistema estructural (Alonso 2014, p. 1-39)	La variable Vulnerabilidad Sísmica se evaluó en función a tres dimensiones: Características del diseño estructural, Daño estructural, Capacidad de respuesta de la estructura. Para la evaluación de las Características del diseño estructural se tuvo en cuenta la resistencia portante del suelo, las cargas y esfuerzos a los que soporta la estructura, utilizando el estudio de suelos, el análisis estático y la normatividad vigente. Para el Daño estructural se evaluó la presencia de fisuras, grietas y hundimientos que se encontraron en la edificación, para lo cual se realizaron inspecciones oculares, mediciones en campo y panel fotográfico. La Capacidad de respuesta de la estructura se evaluó en función a la máxima capacidad de corte basal, máxima capacidad de deformación, el punto de desempeño, el tiempo efectivo de vibración; utilizando el análisis dinámico aplicando software de diseño y análisis sísmico ETABS.	Características del diseño estructural	Resistencia portante del suelo	Estudio de suelos
				Cargas que soporta la estructura	Análisis estático
				Esfuerzos a los que soporta la estructura	Normatividad vigente
			Daño estructural	Fisuras	Inspecciones oculares
				Grietas	Mediciones en campo
				Hundimientos	Panel fotográfico
			La Capacidad de respuesta de la estructura	Máxima capacidad de corte basal	Análisis dinámico aplicando software de diseño y análisis sísmico ETABS
				Máxima capacidad de deformación	
				Punto de desempeño	
				Tiempo efectivo de vibración	

Aplicación de método de determinación de vulnerabilidad sísmica

Método del índice de vulnerabilidad de Benedetti y Petrini (De Hidalgo y Silvestre 2019)

Método del índice de vulnerabilidad para estructuras de albañilería no reforzada

Según la escala de vulnerabilidad del método de Benedetti-Petrini, el índice de vulnerabilidad se obtiene mediante una suma ponderada de los valores numéricos que representan la capacidad sismo resistente de cada uno de los parámetros estructurales y no estructurales que, se asume juegan un papel importante en el comportamiento sísmico de las estructuras de albañilería.

El método consta de once parámetros, a los cuales se les atribuye durante la investigación una de las cuatro clases A, B, C o D. A cada una de estas clases le corresponde un valor numérico K_i que varía entre 0 y 45, por otra parte, cada parámetro es afectado por un coeficiente de peso W_i que varía entre 0.25 y 1.50.

$$Iv = \sum_{i=1}^{11} (K_i x W_i)$$

A continuación, en la tabla 1, se muestra los parámetros a tomar en cuenta en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica:

Tabla 1. Escala numérica del índice de vulnerabilidad de los edificios de albañilería

i	Parámetro	KiA	KiB	KiC	KiD	Wi
1	Organización del sistema resistente	0	5	20	45	1.50
2	Calidad del sistema resistente	0	5	25	45	1.00
3	Resistencia Convencional	0	5	25	45	1.50
4	Posición del edificio y cimentación	0	5	25	45	0.75
5	Diafragmas horizontales	0	5	15	45	1.00
6	Configuración en planta	0	5	25	45	1.00
7	Configuración en elevación	0	5	25	45	1.00
8	Separación máxima entre muros	0	5	25	45	0.50
9	Tipos de cubierta	0	15	25	45	0.25
10	Elementos no estructurales	0	5	25	45	0.25
11	Estado de conservación	0	5	25	45	0.25

Fuente: Hidalgo y Silvestre (2019)

Una vez que se obtiene el resultado se determina el grado de vulnerabilidad de la estructura, teniendo en consideración que a medida que el valor es mayor, más vulnerable es la estructura.

Calificación entre 0 – 70 Vulnerabilidad baja, corresponde a edificios donde se espera que se produzcan daños moderados o leves, el sistema estructural de la edificación conserva gran parte de su resistencia y puede seguir siendo usado sin mayor temor a peligro.

Calificación entre 71 – 141 Vulnerabilidad media baja, se asigna a edificaciones donde se pueden producir daños importantes que, aunque no colapsen las estructuras, es peligroso su uso a menos que sean rehabilitadas, porque puedan producir accidentes debido a caídas de bloques de albañilería o de concreto.

Calificación entre 142 – 211 Vulnerabilidad media alta, son edificios con mayor posibilidad de falla total o que presentan daños muy severos en su estructura, además de ocasionar heridas graves y peligro de muerte a sus ocupantes.

Calificaciones mayores a 211 Vulnerabilidad alta, son estructuras muy vulnerables y de falla inminente.

Descripción de los parámetros para determinar el índice de vulnerabilidad:

1. Organización del sistema resistente.

Este parámetro evalúa la organización de los elementos estructurales verticales (muros de albañilería), consideración la eficiencia de las conexiones entre muros y el comportamiento tipo “Cajón” de la estructura.

Clasificación:

Vulnerabilidad Baja (A): Edificio que presenta en todas las plantas, vigas y columnas de amarre como lo recomiendan la Norma Peruana de Estructuras, Diseño Sismorresistente, E-030.

Vulnerabilidad Media Baja (B): Edificio que presenta en todos los pisos una combinación de muros confinados (mediante vigas de amarre) y paredes ortogonales bien ligadas.

Vulnerabilidad Media Alta (C): Edificio que, por no presentar vigas de amarre en todas las plantas. Está constituido únicamente por paredes ortogonales bien ligadas.

Vulnerabilidad Alta (D): Edificios con paredes ortogonales no ligadas.

2. Calidad del sistema resistente

Este parámetro evalúa el tipo de unidad de albañilería utilizado, la forma y homogeneidad del elemento, y otras características que puedan influenciar en la resistencia del muro, como son el espesor de juntas y verticalidad del muro.

Clasificación

Vulnerabilidad baja (A) el sistema resistente de la edificación presenta las siguientes características:

- a) Mampostería en ladrillo de buena calidad con piezas homogéneas y de dimensiones constantes por toda la extensión del muro.
- b) Presencia de verticalidad entre las unidades de albañilería.
- c) Mortero de buena calidad con espesor de la mayoría de las pegas entre 1.0 a 1.5 cm.

Vulnerabilidad media baja (B) El sistema resistente del edificio presenta una de las características de la clase A.

Vulnerabilidad media alta (C) El sistema resistente del edificio no presenta dos de las características de la clase A.

Vulnerabilidad alta (D) El sistema resistente del edificio no presenta ninguna de las características de la clase A.

3. Resistencia convencional

Este parámetro evalúa el comportamiento de la estructura ante la acción de cargas horizontales. Para ello se efectúa algunos cálculos, en la que se tienen en cuenta la resistencia de los muros y se determina la relación entre el cortante resistente V_r y el cortante actuante V_s .

$$\alpha = \frac{V_r}{V_s}$$

El cortante actuante o cortante basal V_s se calculará de acuerdo a lo estipulado en la norma E 030 Diseño Sismorresistente.

El cortante resistente V_r se determina con las siguientes formulas:

$$V_r = \sum_{i=1}^n t$$

$$t = v \cdot L \cdot e$$

Donde:

t: Esfuerzo de corte aportados por los muros de albañilería confinada.

v: 3.7 Kg/cm², resistencia a fuerza cortante promedio (E-070)

L: Longitud de muro de albañilería confinada.

e: Espesor del muro de albañilería.

Clasificación:

Edificio clase (A): $\alpha \geq 1.00$

Edificio clase (B): $0.60 \leq \alpha < 1.00$

Edificio clase (C): $0.40 \leq \alpha < 0.60$

Edificio clase (D): $\alpha < 0.40$

4. Posición del edificio y cimentación

Este parámetro evalúa las condiciones de cimentación de la estructura teniendo en consideración la inclinación del terreno, y los niveles de fondo de cimentación, siendo este último una característica muy difícil de evaluar pues en muchos casos no se cuenta con planos de la estructura existente.

Vulnerabilidad baja (A): Edificio cimentado sobre terreno estable con pendiente inferior o igual al 10%. La fundación está ubicada a una misma cota.

Vulnerabilidad media baja (B): Edificio cimentado sobre roca con pendiente comprendida entre un 10% y un 30% o sobre terreno suelto con pendientes comprendidas entre un 10% y 20%. La diferencia máxima entre las cotas de fundación es inferior a 1 metro.

Vulnerabilidad media alta (C): Edificio cimentado sobre terreno suelto con pendiente comprendida entre un 30% y un 50%. La diferencia máxima entre las cotas de la fundación es inferior a 1 metro.

Vulnerabilidad alta (D): Edificio cimentado sobre terreno suelto con pendiente mayor al 50%. La diferencia máxima entre las cotas de la fundación es superior a 1 metro.

5. Diafragmas horizontales

El sistema de diafragma debe encontrarse bien conectado al sistema resistente vertical, para que pueda transmitir tanto las cargas verticales que soporta el edificio, como las horizontales debidas al sismo hacia los paneles y de allí a la cimentación. Cuando dichas conexiones no se encuentran en estado aceptable, las vibraciones laterales de los paneles resistentes tienden a separarlos de los diafragmas provocando la caída de estos últimos y el desarrollo de un gravísimo mecanismo de fallo con características de reacción en cadena con el resto de diafragmas; dicha reacción se producirá como consecuencia de altas cargas de impacto. En cuanto a la deformabilidad en el plano del diafragma, se ha

demostrado analítica y experimentalmente que, si los diafragmas no tienen suficiente rigidez en su plano, pueden generar un comportamiento más débil de la estructura. La pérdida de las conexiones entre diafragma y el panel provocan fallos fuera del plano de los paneles, perdiéndose aquel comportamiento monolítico tipo cajón de la estructura.

Clasificación:

Vulnerabilidad baja (A) Edificio con diafragmas que satisfacen las condiciones:

- a) Ausencia de planos a desnivel y las placas son de concreto.
- b) La deformabilidad del diafragma es despreciable
- c) La conexión entre el diafragma y los muros es eficaz.

Vulnerabilidad media baja (B) Edificio con diafragma como los de la clase A, pero que no cumplen con una de las condiciones pasadas.

Vulnerabilidad media alta (C) Edificio con diafragma como los de la clase A, pero que no cumplen con dos de las condiciones pasadas.

Vulnerabilidad alta (D) : Edificio con diafragma como los de la clase A, pero que no cumplen con ninguna de las condiciones pasadas.

6. Configuración en planta

En este parámetro el método evalúa la condición de simetría en planta de los edificios, proponiendo que los edificios son menos vulnerables cuando las dimensiones en planta se asemejan a secciones cuadradas, sin protuberancias adicionales y castigando las secciones excesivamente alargadas o con protuberancias demasiado grandes.

La asignación de las calificaciones se puede explicar definiendo los parámetros:

$$\beta_1 = \frac{a}{L}$$

$$\beta_2 = \frac{b}{L}$$

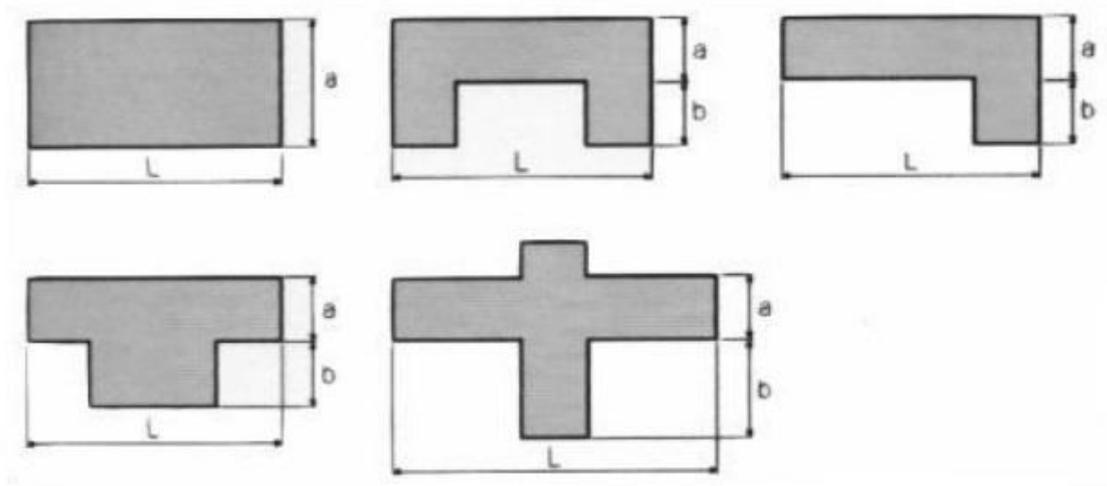
Donde:

a: Dimensión menor del edificio

L: Dimensión mayor del edificio

b: Dimensión de los elementos que sobresalgan de las dimensiones principales “a” y “L” de la planta.

Imagen 1. Configuración en planta



Fuente: Hidalgo y Silvestre (2019)

Clasificación:

Vulnerabilidad baja (A) Configuración adecuada convexa en planta

$$B1 \geq 0.80 \text{ o } \beta2 \leq 0.10$$

Vulnerabilidad media baja (B) Configuración adecuada cóncava en planta

$$0.80 > B1 \geq 0.60 \text{ o } 0.10 < \beta2 \leq 0.20$$

Vulnerabilidad media alta (C) Configuración inadecuada cóncava en planta

$$0.60 > B1 \geq 0.40 \text{ o } 0.20 < \beta2 \leq 0.30$$

Vulnerabilidad alta (D) Configuración inadecuada cóncava en planta

$$B1 < 0.40 \text{ o } \beta2 > 0.30$$

7. Configuración en elevación

En este parámetro se considera la variación de masa en porcentaje $\pm \Delta M/M$ entre dos pisos sucesivos, siendo M la masa del piso más bajo y utilizando el signo (+)

si se trata de aumento o el (-) si se trata de disminución de masa hacia lo alto del edificio. La anterior relación puede ser sustituida por la variación de áreas respectivas $\pm \Delta A/A$, evaluando en cualquiera de los dos casos el más desfavorable.

Clasificación:

Vulnerabilidad baja (A) Edificio con $-\Delta A/A < 10\%$

Vulnerabilidad media baja (B) Edificio con $10\% \leq -\Delta A/A < 20\%$

Vulnerabilidad media alta (C) Edificio con $-\Delta A/A \geq 20\%$

Vulnerabilidad alta (D) Edificio con $\Delta A/A > 0$

8. Separación máxima entre muros

Este parámetro toma en cuenta el espaciamiento máximo entre muros, el cual tiene en cuenta el espaciamiento excesivo posible entre muros ubicados transversalmente a los muros maestros.

La clasificación se define en función del factor:

$$\frac{L}{S}$$

Donde

S: es el espesor del muro maestro

L: es el espaciamiento máximo entre los muros transversales.

Clasificación:

Vulnerabilidad baja (A) Estructura con valores de $L/S < 15$.

Vulnerabilidad media baja (B) Estructura con valores de $15 \leq L/S < 18$

Vulnerabilidad media alta (C) Estructura con valores de $18 \leq L/S < 25$.

Vulnerabilidad alta (D) Estructura con valores de $L/S \geq 25$.

9. Tipo de cubierta

En este parámetro se evalúa la clase de "techo" de la edificación, considerando su comportamiento ante la acción de cargas horizontales (sismo). Por otro lado,

también se tiene en cuenta la “inestabilidad”, que se refiere a la falta de apoyo en uno de los extremos de la cubierta sobre un elemento estructural resistente, que puede ser un panel o una viga de soporte. Tampoco se considera estable si el apoyo es una viga de soporte muy esbelta y de poco peralte.

Clasificación:

Vulnerabilidad baja (A) Losa de concreto con diseño Sismorresistente.

Vulnerabilidad media baja (B) Losa de concreto sin diseño Sismorresistente.

Vulnerabilidad media alta (C) Liviana, por ejemplo eternit.

Vulnerabilidad alta (D) Pesada, con teja de barro u otros.

10. Elementos no estructurales

En este parámetro se tiene en cuenta la presencia de parapetos, cornisas o cualquier otro elemento no estructural que pueda causar daño.

Clasificación:

Vulnerabilidad baja (A) Edificios sin cornisa, parapetos ni balcones. Edificio con balcones que son extensiones de los forjados estructurales.

Vulnerabilidad media baja (B) Edificios sin cornisa, pero con parapetos y/o balcones. Edificio con balcones que son extensiones de los forjados estructurales.

Vulnerabilidad media alta (C) Edificio con elementos externos a la estructura, de pequeña dimensión y mal conectados a la estructura principal.

Vulnerabilidad alta (D) Edificio con chimeneas o cualquier elemento externo a la estructura principal, de peso considerable y mal conectados estructura principal, que pueden caer en caso de terremotos, existiendo por ello un vínculo deficiente de dichos elementos a los paneles de mampostería.

11. Estado de conservación

Este parámetro evalúa las condiciones de conservación de la estructura, dándole especial énfasis a la presencia de fisuras o grietas en el sistema estructural.

Clasificación:

Vulnerabilidad baja (A) Muros en Buena condición, sin fisuras visibles, homogéneo en toda la estructura.

Vulnerabilidad media baja (B) Muros que presentan fisuras leves, homogéneo en toda la estructura.

Vulnerabilidad media alta (C) Muros con fisuras de tamaño medio entre 2 - 3 mm de ancho o que presentan un estado mediocre de conservación, los muros no son homogéneos en toda la estructura.

Vulnerabilidad alta (D) Muros que presentan un fuerte deterioro de sus materiales constituyentes o fisuras de más de 3 mm de ancho, los muros no son homogéneos en toda la estructura.

Método del índice de vulnerabilidad para estructuras de concreto armado

La categorización de las estructuras de C°A° es más estrecha, respecto a las edificaciones de albañilería, pues su clasificación va entre "A", "B", y "C", teniendo solo tres tipos y no cuatro como las edificaciones de albañilería. Una vez obtenida la clasificación se determinará el índice de vulnerabilidad I_v como sigue:

$$I_v = \sum_{i=1}^{11} (K_i x W_i)$$

Tabla 2. Escala numérica del índice de vulnerabilidad de los edificios de concreto armado

i	Parámetro	KiA	KiB	KiC	Wi
1	Organización del sistema resistente	0	6	12	1.00
2	Calidad del sistema resistente	0	6	12	0.50
3	Resistencia Convencional	0	11	22	1.00
4	Posición del edificio y cimentación	0	2	4	0.50
5	Diafragmas horizontales	0	3	6	1.00
6	Configuración en planta	0	3	6	0.50
7	Configuración en elevación	0	3	6	1.00
8	Conexión entre elementos críticos	0	3	6	0.75
9	Elemento de baja ductilidad	0	3	6	1.00
10	Elementos no estructurales	0	4	10	0.25
11	Estado de conservación	0	10	20	1.00

Fuente: Hidalgo y Silvestre (2019)

Una vez obtenido el resultado determinaremos el grado de vulnerabilidad de la estructura, teniendo en consideración que a medida que el valor es mayor, más vulnerable es la estructura.

Calificación entre 0.00 - 10.00 vulnerabilidad baja, son edificaciones donde se espera que puedan ocurrir daños moderados o leves, el sistema estructural de la edificación conserva gran parte de su resistencia y puede seguir siendo utilizado sin mayor temor a peligro.

Calificación entre 11.00 – 30.00 vulnerabilidad media baja, son edificaciones donde pueden ocurrir daños importantes que, aunque no colapsen las estructuras, es peligrosa su utilización a menos que sean rehabilitadas, porque puedan producir accidentes debido a caídas de bloques de albañilería o de concreto

Calificación entre 31.00 – 60.00 vulnerabilidad media alta, son edificaciones con mayor probabilidad de falla total o que presentan daños muy severos en su estructuración, además de ocasionar heridos graves y peligro de muerte a sus ocupantes.

Calificación mayor a 60.00 vulnerabilidad alta, son estructuras muy vulnerables y de falla inminente.

Descripción de los parámetros para determinar el índice de vulnerabilidad:

1. Organización del sistema resistente:

Si se tiene una construcción con muros de corte y ladrillos solidos muy bien confinados es clase A. ahora si se tiene una construcción con losa plana o vigas perdidas en las cuales se utilizó bloques de baja resistencia y tiene ventanas muy grandes es clase C. además debe cumplir con:

clasificación:

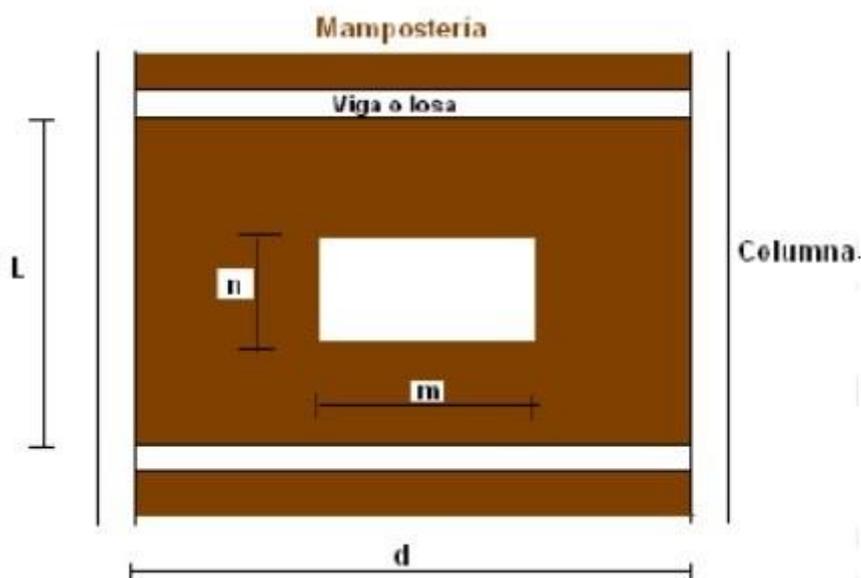
Edificio clase A. Si el sistema resistente principal está constituido por muros de corte o mampostería armada o bien de un sistema de pórtico mixto de concreto armado y mampostería confinada que además cumpla con los siguientes requisitos:

Está formada por elementos robustos (ladrillo macizo o semi macizo, bloques de muy buena calidad o piedra bien cortada) unidos con mortero de buena calidad.

Los huecos de un panel no superen el 30% de la superficie total del panel. Con relación a la ventana de la imagen 2, si es clase A, se debe de cumplir en todas las ventanas que:

$$m * n \leq 0.30L * d$$

Imagen 2. Relación muros y vanos



Fuente: Hidalgo y Silvestre (2019)

La relación entre la altura y el espesor de la mampostería sea inferior a 20:

$$\frac{L}{b} \leq 20$$

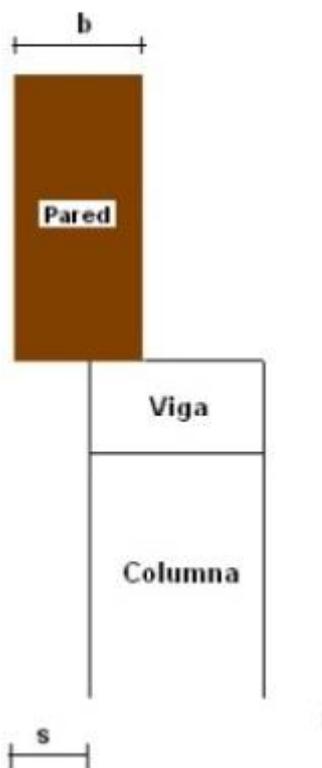
Donde “b” es el ancho de la mampostería

La mampostería en su parte superior no se encuentre a más de 1 cm., de la viga, para que no esté suelta la mampostería.

La mampostería no sobresalga, respecto al filo extremo del pórtico más del 20% de su espesor. Con relación a la figura 3 que se muestra, debe cumplir que:

$$S \leq 0.20 * b$$

Imagen 3. Relación muros, paredes y vigas



Fuente: Hidalgo y Silvestre (2019)

El área transversal A_c de las columnas de concreto armado en cm^2 adyacentes a la mampostería será mayor o igual a 25 veces el ancho de la mampostería

expresada en cm. Se debe cumplir el área transversal de cada columna o columneta no de la suma.

Con respecto a la figura 4 siguiente se debe cumplir:

$$A_c \geq 25.00 * b$$

imagen 4. Relación muros y columnas



Fuente: Hidalgo y Silvestre (2019)

Edificio clase B. Es una estructura conformada por vigas y columnas de concreto armado, sin muros de corte y muros de mampostería que no hayan cumplido con los requisitos de la Clase A y que cumplan con los siguientes requisitos.

$$m * n \leq 0.60 * L * d$$

$$\frac{L}{b} \leq 30.00$$

$$S \leq 0.20 * b$$

$$A_c \geq 25.00 * b$$

Edificio clase C. Edificios que no cumplen con los requisitos de A y B.

2. Calidad del sistema resistente. Evalúa el material utilizado, ya sea concreto, acero, como albañilería junto con los morteros utilizados además de tener en cuenta la calidad de ejecución de la obra a través de la mano de obra empleada. Para tener una mejor apreciación es conveniente saber hace que tiempo fue construido el edificio, en base a ese dato se podría inferir la calidad de los materiales utilizados. Con mayor cantidad de información ya se puede

tener una idea de la calidad de los materiales empleados en el sistema resistente. Además, se debe verificar que se cumpla lo siguiente:

Edificio clase A. si el edificio presenta las siguientes características:

El concreto utilizado parece de consistencia buena, dura al rayado y bien ejecutada.

No debe existir zonas de "hormiguero" debido a una mala vibración del concreto en su colocación.

Las barras de acero utilizadas son corrugadas y no se encuentran visibles en todos los elementos estructurales.

La mampostería está conformada por elementos compactos y el mortero utilizado para su unión no se hace migas fácilmente, el mortero utilizado es de buena calidad.

La información disponible elimina la posibilidad de una mala calidad de ejecución de la obra o de una modalidad constructiva errónea en la zona.

Edificio clase B. Edificio que no pertenece a la clase A y clase C.

Edificio clase C. Edificaciones que presentan al menos dos de las siguientes características.

Concreto de mala calidad.

Varillas de refuerzo visibles y oxidadas.

Proyección incorrecta de juntas de construcción.

Albañilería de mala calidad.

3. Resistencia convencional

Se evalúa el comportamiento de la edificación frente a la acción de cargas horizontales (sismo). Mediante operaciones sencillas se determina el parámetro α , que relaciona el cortante resistente V_r y el cortante actuante V_s .

$$\alpha = \frac{V_r}{V_s}$$

El cortante actuante o cortante basal V_s se determina de acuerdo a lo indicado en la norma E- 030 Diseño Sismorresistente.

Cálculo del cortante resistente (V_r) Se determina con la siguiente expresión:

$$V_r = \sum_{i=1}^n t$$

Donde:

t : Esfuerzo de corte, normalmente se obtiene la contribución al corte solo de las columnas. Para columnas de concreto armado el esfuerzo al corte se evalúa en forma aproximada con la siguiente ecuación.

$$t = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

Donde:

ϕ : = 0.85, el esfuerzo de minoración.

f'_c : Resistencia máxima a la compresión del concreto en kg/cm².

b, d : base y altura efectiva de la columna en el sentido de análisis.

El resultado se evaluará en función a la siguiente calificación:

Edificio clase A, $a \geq 1.50$

Edificio clase B, $0.70 \leq a < 1.50$

Edificio clase C, $a < 0.70$

4. Posición del edificio y cimentación

Este parámetro se evaluó, por medio de una inspección visual, se tomó en cuenta la influencia del terreno y de la cimentación en el comportamiento sísmico del edificio, para ello se tuvo en cuenta aspectos como: la consistencia y pendiente del terreno, y una eventual ubicación de la cimentación a diferente cota. La asignación de este parámetro de una de las tres clases, se realizó en base a las condiciones:

Edificio clase A. Edificio cimentado sobre terreno estable, sin presencia de

humedad con pendiente inferior o igual al 10%. La fundación está ubicada en una misma cota.

Edificio clase B. Edificio cimentado sobre roca con pendiente comprendida entre un 10% y un 30% o sobre terreno blando con pendiente comprendida entre 10% y un 20%. La diferencia máxima entre las cotas de la fundación es inferior a un metro.

Edificio clase C. Edificio cimentado sobre terreno suelto con pendiente mayor al 20% o sobre terreno rocoso con pendiente mayor al 30%. La diferencia máxima entre las cotas de la fundación es superior a un metro.

5. Diafragmas horizontales

Se evalúa la rigidez de la losa en su propio plano y su correcta conexión con vigas y columnas. La rigidez es importante porque determina la magnitud de las deformaciones laterales y por tanto por ejemplo el nivel de daño a los elementos no estructurales.

La rigidez de la losa depende de factores tales como:

La deformabilidad del diafragma es despreciable.

Aberturas, ocasionan la aparición de zonas flexibles dentro de la losa.

Clasificación:

Edificio clase A.

La deformabilidad del diafragma es despreciable

La transmisión de cargas se da mediante la secuencia Losa – Vigas y Vigas – Columnas

Los vacíos deben cumplir con lo recomendado líneas arriba.

Edificio clase B. Cumple por lo menos con 2 de las características del edificio de clase A.

Edificio clase C. No es clase A ni B.

6. Configuración en planta

Se evalúa la forma e irregularidad en planta de la edificación según los siguientes parámetros:

$$\beta_1 = a/L$$

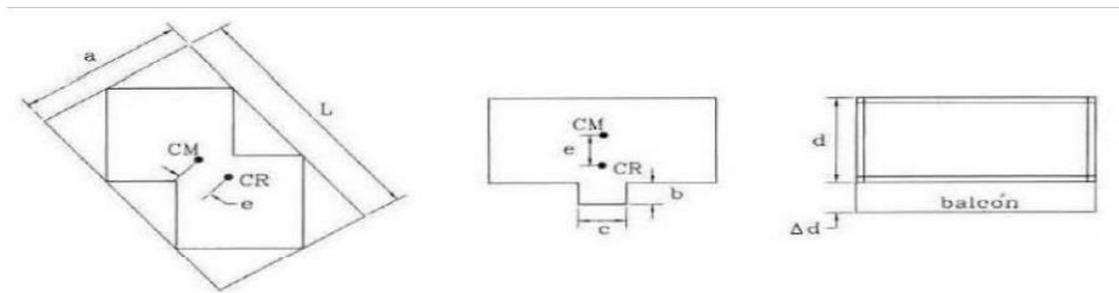
$$\beta_2 = e/d$$

$$\beta_3 = \Delta d/d$$

$$\beta_4 = c/b$$

Estos se determinan de acuerdo a lo indicado en la figura 5.

Imagen 5. Configuración en planta



Fuente: Hidalgo y Silvestre (2019)

Donde:

a= Dimensión menor del rectángulo que circunscribe a la estructura

L= Dimensión mayor del mencionado rectángulo.

e= Excentricidad.

d= Menor dimensión en planta del edificio.

b y c= Dimensiones de la protuberancia mayor de la edificación

Cabe señalar que para “ β_2 ” y “ β_3 ” se toman sus valores máximos posibles, mientras que para β_4 el valor mínimo.

Clasificación

Edificio clase A Edificación con planta regular que satisface los siguientes requisitos.

$$\beta_1 > 0.40$$

$$\beta_2 < 0.20$$

$$\beta_3 < 0.10$$

$$\beta_4 > 0.50$$

Edificio clase B: Es una edificación que no pertenece a la Clase "A" ni a la Clase "C".

Edificio clase C: Edificaciones con planta irregular que verifica uno de los siguientes requisitos:

$$\beta_1 < 0.20$$

$$\beta_2 > 0.40$$

$$\beta_3 > 0.20$$

$$\beta_4 < 0.25$$

7. Configuración en elevación

Este parámetro evalúa las irregularidades de la estructura en elevación, y la variación de masa y rigidez de entrepisos. Las variaciones de rigidez pueden producirse debido a un cambio del material utilizado en el sistema resistente y a la no continuidad de los elementos estructurales verticales resistentes.

Clasificación:

Edificios clase A. La estructura no presenta variaciones significativas del sistema resistente entre dos pisos consecutivos.

Edificios clase B. Edificio que no cumple con los requisitos especificados para su calificación en las clases de calidad A o C.

Edificios clase C. Edificio con variaciones en elevación el sistema resistente, tanto en lo referente a su organización como en la cantidad, calidad y tipo de los elementos resistente utilizados; edificio con una diferencia de masa superior al 20% entre pisos consecutivos; edificio sin variaciones significativas del sistema resistente, pero con un aumento de masa superior a un 40% entre dos pisos consecutivos.

8. Conexión con elementos críticos

Se evalúa que la estructura existente cumpla con los “supuestos” asumidos en el proceso de diseño estructural, para ello se debe cumplir con los siguientes puntos:

La relación

$$\lambda_1 = \frac{S}{b}$$

Donde:

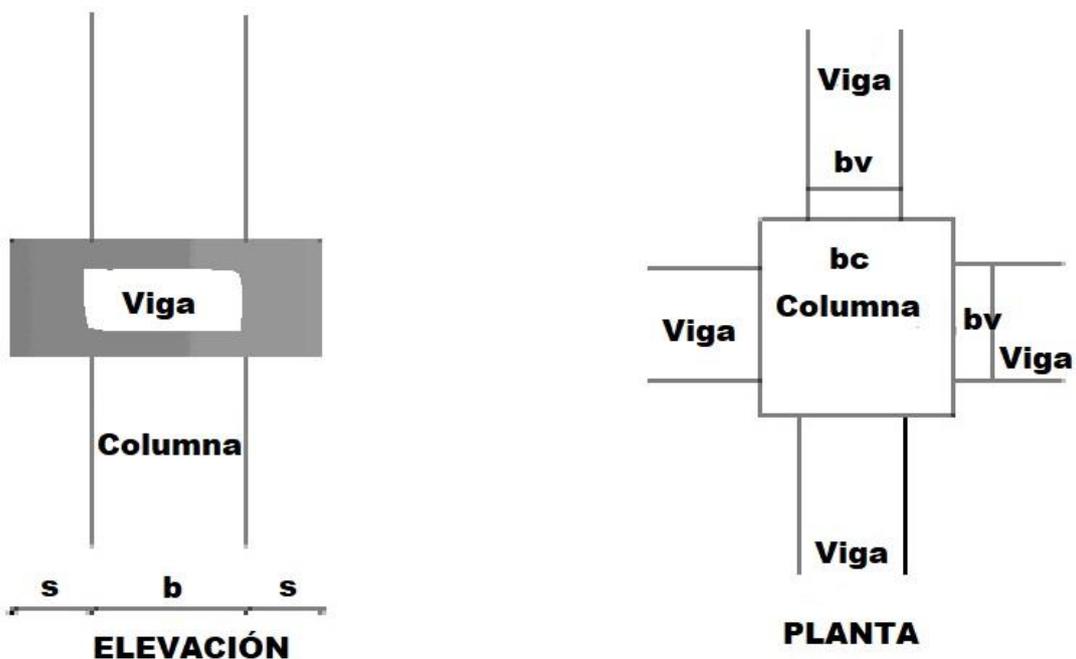
S= Distancia de la protuberancia de la viga.

b= Ancho columna.

Si la viga es más ancha que la columna es vulnerable, concretamente se debe cumplir que $b_v \leq 0.75 b_c$, el espacio que hay entre el borde de la viga y el extremo de la columna sea menor que 10cm.

Como se muestra en la figura se tiene dos casos una viga -columna Clase "C" a la izquierda una unión Clase "A", a la derecha.

Figura 6. Relación viga-columna



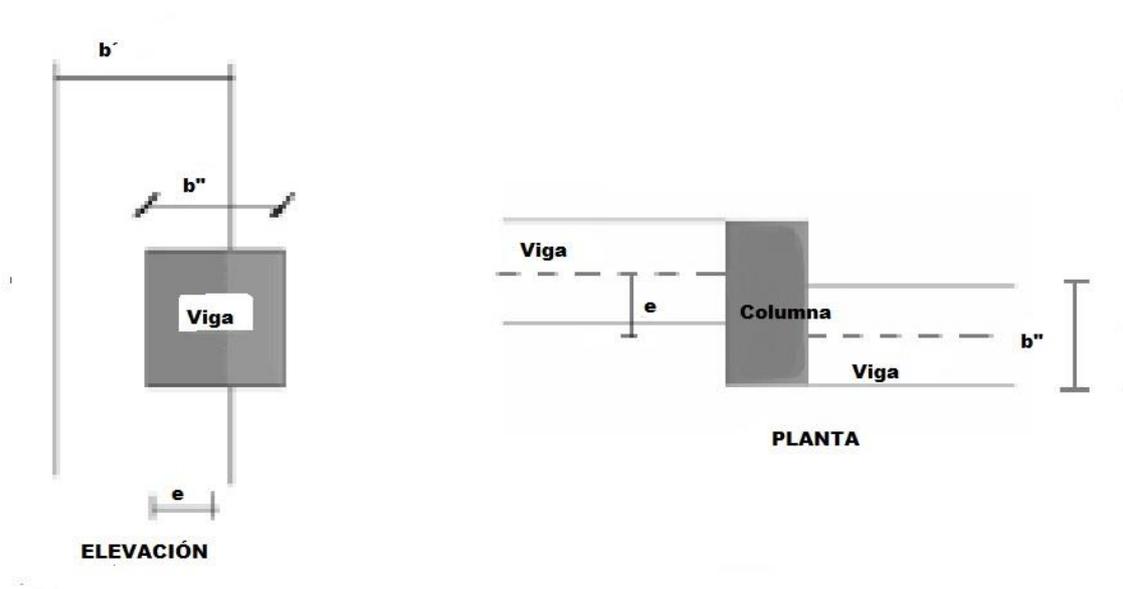
Fuente: Hidalgo y Silvestre (2019)

La relación

$$\lambda_2 = \frac{e}{b'}$$

que relaciona la excentricidad entre los ejes de la viga y la columna con respecto al valor menor del ancho de la columna o del ancho de la viga. El valor de λ_2 será el mayor valor que se tenga en una unión viga - columna. En la figura 7 se muestra a la izquierda las variables involucradas

Figura 7. Relación vigas y columnas



Fuente: Hidalgo y Silvestre (2019)

La relación:

$$\lambda_3 = \frac{e}{b''}$$

que relaciona la excentricidad entre los ejes adyacentes a una columna y el ancho de la viga en planta. Se debe evaluar para el nudo en que esta relación sea mayor. En la figura 7 se muestra a la derecha las variables involucradas.

Clasificación:

Edificio clase A. La conexión viga - columna es buena, cuando satisface las siguientes condiciones.

$$\lambda_1 < 0.20$$

$$\lambda_2 < 0.20$$

$\Lambda_3 < 0.30$

Además, deberá verificar que la dimensión de una columna sea mayor a 25 cm

Edificio clase B. No pertenece a la clase "A" ni a la clase "C".

Edificio clase C. Calidad deficiente de la unión viga- columna, si se verifica uno de los siguientes casos:

Más del 70% de los elementos resistentes no satisfacen los requisitos de la Clase "A".

Más del 30% de los elementos de la unión viga- columna cumple con:

El ancho de la viga es mayor que el ancho de la columna en un 40%

La excentricidad entre los ejes de la viga y la columna supera el 30% del mínimo ancho de cualquiera de los elementos.

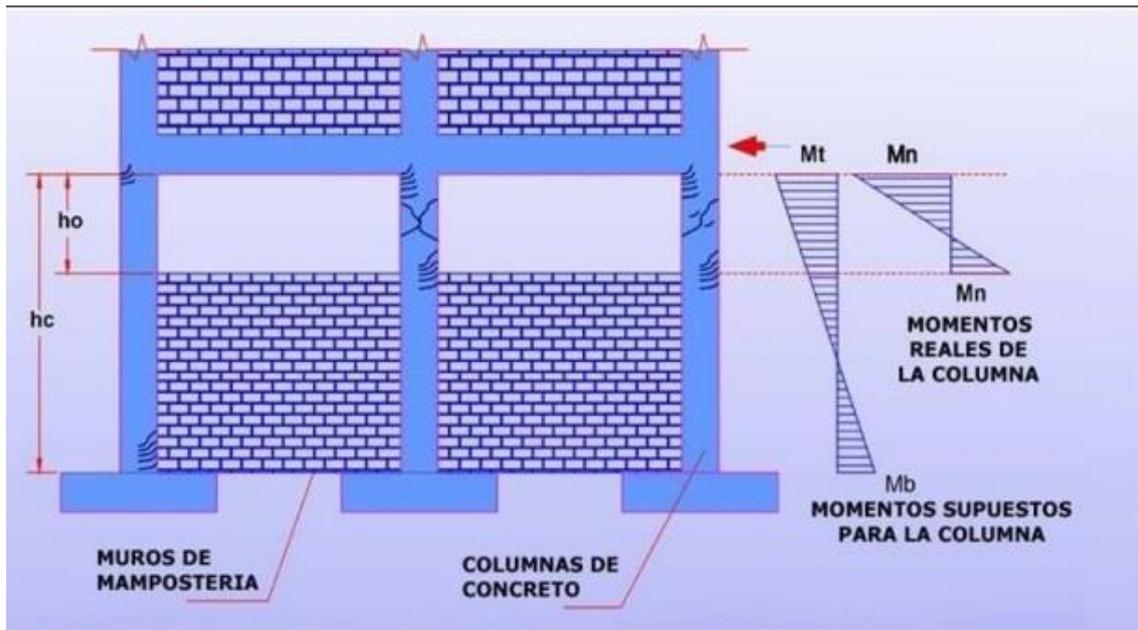
Los ejes de las vigas que llegan al nudo, distan en planta más del 40% de la dimensión transversal de la columna.

La dimensión mínima de una columna es menor a 25 cm.

9.Elementos con baja ductilidad

Se refiere a la existencia de columnas cortas, que en varios sismos ha sido la falla más frecuente que se produce. En la siguiente figura se presenta un caso muy frecuente de columnas cortas y se presenta en diferentes estructuras con malos resultados después de un sismo, estos son elementos de elevada ductilidad.

Figura 8. Relación columnas cortas



Fuente: Hidalgo y Silvestre (2019)

Clasificación

Edificio clase A. No tiene elementos cortos.

Edificio clase B. Cuando la columna corta tiene una altura (h_o), mayor a la mitad de la altura total de la columna (h_c).

$$h_o > \frac{h_c}{2}$$

Edificio clase C. Cuando la columna corta tiene una altura (h_o), menor a la mitad de la altura total de la columna (h_c).

$$h_o < \frac{h_c}{2}$$

10. Elementos no estructurales

Aquí fundamentalmente se siguen criterios de estabilidad que reduzcan el riesgo de caída de estos elementos sobre los ocupantes de la edificación o sobre los transeúntes. Puede ser el caso de chimeneas mal construidas o revestimientos de piedra en las paredes.

Edificio clase A. Los elementos externos están anclados de manera eficiente. Los elementos internos son estables, aunque no estén anclados.

Edificio clase B. Los elementos externos son estables, pero con anclajes o conexiones poco fiables. Puede ser el caso de cornisas en las fachadas de las edificaciones.

Edificio clase C. Edificaciones cuyos elementos externos son inestables y mal conectados o que no son clasificables como clase "A" o "B".

11. Estado de conservación

Edificio clase A. Edificación cuyas columnas, vigas, losas y mampostería, no se encuentran fisuradas. No hay rajaduras en paredes que induzca a pensar en asentamientos del suelo. Se garantiza estabilidad bajo cargas sísmicas.

Edificio clase B. Edificación que no clasifica como Clase "A" o como "C".

Edificio clase C. Más del 30% de los elementos principales se encuentran fisurados. La losa tiene fisuras, se presentan daños en la cimentación.

Aplicación del método de Benedetti y Petrini Modulo A

Método del índice de vulnerabilidad para estructuras de concreto armado modulo A Eje x-x

1. Organización del sistema resistente

Cumple con todos los requisitos de edificios clase B:

Primera condición

$$m * n < 0.60 L * d$$

Donde:

m= Ancho de vano

n= Altura de vano

L= Largo de muro

d= Altura de muro de piso a fondo de viga o losa.

Tabla 3. Dimensiones de vanos modulo A

Piso	Vano	m	n	L	d	m*n	L*d*0.60	Cumple
1	1	3.00	1.50	2.75	4.15	4.50	6.85	SI
1	2	3.60	0.93	2.75	4.15	3.35	6.85	SI
2	3	3.00	1.40	2.70	4.15	4.20	6.72	SI

Fuente: Elaboración propia

Segunda condición:

$$\frac{L}{b} \leq 30.00$$

Donde:

L=altura de muros

b= espesor de muros

$$\frac{2.75}{0.15} = 18.33$$

18.33 ≤ 30.00 Cumple

Tercera condición:

$$S < 0.20 * b$$

Donde:

S= Porción de muro que sobresale del pódico

b= espesor del muro

los muros no sobresalen del pódico, entonces S= 0.00, cumple con la condición.

Cuarta condición:

$$Ac \geq 25 * b$$

Donde=

Ac= Área de columnas

b= Espesor de muros

Tabla 4. Dimensiones y áreas de columnas

Columna	a	h	Ac	b	25*b	Cumple
C1	45.00	30.00	1350.00	15.00	375.00	SI
C2	40.00	25.00	1000.00	15.00	375.00	SI
C3	30.00	25.00	750.00	25.00	625.00	SI

Fuente: Elaboración propia

Al terminar de analizar este parámetro, se observa que cumple con todos los requisitos que califican como clase B.

2. Calidad del sistema resistente:

Cumple con dos requisitos de la clase C:

Concreto de baja calidad, según las pruebas de esclerometría.

Tabla 5. resultado de pruebas de esclerometría

Muestra	Elemento	Nivel	Angulo de aplicación	f'c Deducido	f'c Esperado
C-1	Columna	1	0°	109.40	210.00
C-2	Columna	1	0°	156.06	210.00
C-3	Columna	1	0°	156.06	210.00
C-4	Columna	1	0°	85.68	210.00
C-5	Columna	1	0°	124.70	210.00

Fuente: Elaboración propia

Albañilería de mala calidad, por lo observado en la parte posterior que contradice al acabado de la fachada principal.

Imagen 9. Fachada principal y posterior del pabellón de nivel primario



Fuente: Elaboración propia

Al terminar de analizar este parámetro, se observa que la edificación tiene dos características que la hacen calificar como clase C, tenemos el concreto de baja calidad según los resultados de las pruebas de esclerometría de la tabla n y la albañilería de baja calidad según el panel fotográfico.

3. Resistencia convencional: $\alpha = \frac{Vr}{Vs}$

$$Vr = \sum_{i=1}^n t$$

$$t = \varphi * 0.53^2 \sqrt{f'c} * b * d$$

Donde:

φ = factor de minoración 0.85

$f'c$ = Resistencia a la compresión (Kgf/cm²)

b = base de la columna en el sentido de análisis

d = altura de la columna en el sentido de análisis

Cálculo de cortante resistente (Vr)

Tabla 6. Datos de dimensiones de columnas y cálculo de cortante resistente (Vr)

Columna	b	h	d	f'c (Kgf/cm ²)	φ		Cantidad	Vr(Ton)
C1	45.00	25.00	21.00	156.00	0.85	0.53	6.00	31.90
C2	40.00	25.00	21.00				8.00	37.81
C3	30.00	25.00	21.00				4.00	14.18
								83.89

Fuente: Elaboración propia

Cálculo de cortante actuante (Vs): $V_s = \frac{ZUCS}{R} * P$

Z= Factor de zona

U= Factor de uso

C= Coeficiente de ampliación

S= Factor de suelo

R= Coeficiente de reducción

P= Peso de la edificación

Tabla 7. Cálculo de la cortante actuante (Vs)

Z	C	U	S	R	P (Ton)	VS (Ton)
0.45	2.50	1.50	1.05	8.00	367.72	81.44

Fuente: Elaboración propia

$$\alpha = \frac{83.89}{81.44}$$

$\alpha=1.03$

Después de realizar los cálculos para calificar la edificación según este parámetro por los resultados obtenidos le corresponde la de edificio clase B: $0.70 \leq \alpha < 1.50$.

4.Posición del edificio y cimentación:

Edificio clase (A): Edificio cimentado sobre terreno estable, sin presencia de humedad con pendiente inferior o igual al 10%. La fundación está ubicada en una misma cota.

Se asigna este valor pues en la inspección se observó uniformidad en el terreno, no se visualizaron desniveles ni pendientes en el terreno.

5. Diafragmas horizontales:

Edificio clase (B): Cumple por lo menos con dos de las características del edificio de clase A.

La deformabilidad del diafragma es despreciable. Durante la inspección no se visualizaron tanto en losas como en vigas señales de pandeos o deformaciones considerables. La transmisión de cargas se da mediante la secuencia Losa – Vigas y Vigas – Columnas.

El sistema estructural está constituido por losa aligerada, vigas y columnas, elementos especificados en los planos y presentes en la edificación, por lo que se le da la calificación B.

6. Configuración en planta:

Se evalúa la forma e irregularidad en planta de la edificación según el siguiente parámetro:

$$\beta_3 = \frac{\Delta d}{d}$$

Δd = Longitud del balcón

d = Diferencia entre la longitud total y el balcón

$$\beta_3 = \frac{2.10}{7.90}$$

$$\beta_3 = 0.27$$

Edificio clase C: $\beta_3 > 0.20$

Culminado el análisis de este parámetro se observa que el valor obtenido lo califica como un edificio clase C.

7. Configuración en elevación:

Edificio clase (A): La estructura no presenta variaciones significativas del sistema resistente entre dos pisos consecutivos.

Se da esta calificación, porque la distribución arquitectónica es la misma en ambos niveles, así mismo se repiten en ambos niveles los elementos estructurales y no estructurales como columnas y muros.

8. Conexión con elementos críticos:

Edificio clase (B): No pertenece a la clase "A" ni a la clase "C", las vigas tienen la misma dimensión o son de menor dimensión a las columnas.

Se otorga esta calificación por los elementos estructurales tales como vigas peraltadas de los pórticos como las longitudinales tienen la misma dimensión de las columnas, se cumple con el principio de viga débil columna fuerte.

9. Elementos con baja ductilidad:

Tabla 8. Relación entre altura total de columna (h_c) y altura de columna corta (h_o) modulo A.

Nivel	h_c	h_o	$h_c/2$
1	2.75	1.50	1.38
1	2.75	0.93	1.38
2	2.70	1.40	1.35

Fuente: Elaboración propia

Edificio clase (B): Cuando la columna corta tiene una altura (h_o), mayor a la mitad de la altura total de la columna (h_c)

Como se observa en la tabla, se otorga la calificación de edificio clase B, pues la altura de columna corta excede a la mitad de la altura total de las columnas.

10. Elementos no estructurales:

Edificio clase (B): Los elementos externos son estables, pero con anclajes o conexiones poco fiables. Puede ser el caso de cornisas en las fachadas de las edificaciones.

Se otorga este valor pues aunque elementos como los muros del balcón estén bien conectados, las deficiencias encontradas en el proceso constructivo generan dudas sobre su eficiencia.

11. Estado de conservación:

Edificio clase (A): Edificación cuyas columnas, vigas, losas y mampostería, no

se encuentran fisuradas. No hay rajaduras en paredes que induzca a pensar en asentamientos del suelo.

Se otorga esta calificación porque durante la inspección no se detectaron señales de pandeos o asentamientos de los elementos estructurales ni grietas ni fisuras en los elementos estructurales y no estructurales.

Tabla 9. Resultado del análisis del módulo A eje x-x

i	Parámetros	K		Wi	Ki*Wi
		Letra	Valor		
1	Organización del sistema resistente	B	6.00	1.00	6.00
2	Calidad del sistema resistente	C	12.00	0.50	6.00
3	Resistencia Convencional	B	11.00	1.00	11.00
4	Posición del edificio y cimentación	A	0.00	0.50	0.00
5	Diafragmas horizontales	B	3.00	1.00	3.00
6	Configuración en planta	C	6.00	0.50	3.00
7	Configuración en elevación	A	0.00	1.00	0.00
8	Conexión entre elementos críticos	B	3.00	0.75	2.25
9	Elemento de baja ductilidad	B	3.00	1.00	3.00
10	Elementos no estructurales	B	4.00	0.25	1.00
11	Estado de conservación	A	0.00	1.00	0.00
			$\sum Ki*Wi$		35.25

Fuente: Elaboración propia

Calificación entre 31 – 60 Vulnerabilidad media alta, Son edificaciones con mayor probabilidad de falla total o que presentan daños muy severos en su estructuración, además de ocasionar heridos graves y peligro de muerte a sus ocupantes.

Método del índice de vulnerabilidad para estructuras de albañilería no reforzada modulo A Eje y-y

1.Organización del sistema resistente: Vulnerabilidad Baja (A): Edificio que presenta en todas las plantas, vigas y columnas de amarre como lo recomiendan la Norma Peruana de Estructuras, Diseño Sismorresistente, E-030.

La institución educativa cuenta con planos de estructuras donde se observa los diferentes elementos estructurales que la componen: losa aligerada, vigas peraltadas y de amarre, columnas, elementos que están presentes en la edificación ejecutada.

2. Calidad del sistema resistente: Vulnerabilidad Media Baja (B): El sistema resistente del edificio no presenta una de las características de la clase A.

Son evidentes las deficiencias del proceso constructivo, la colocación de ladrillo en el balcón de la fachada principal del pabellón difiere de la colocación de ladrillos en la parte posterior donde se nota diferencias en espesores de juntas en la separación de ladrillos, por lo este motivo no se cumple con la condición de Mortero de buena calidad con espesor de la mayoría de las pegas entre 1.0 a 1.5 cm. Se le califica como edificación clase B.

3. Resistencia convencional: $\alpha = \frac{V_r}{V_s}$

Cálculo de la cortante resistente (V_r)

Tabla 10. Cálculo de la cortante resistente (V_r)

Elemento	L(cm)	e (cm)	cantidad	v (Kg/cm ²)	Vr (Ton)
m-1	340.00	23.00	8.00	3.70	231.47

Fuente: Elaboración propia

Cálculo de la cortante basal (V_s)

Tabla 11. Cálculo de la cortante basal (V_s)

Z	C	U	S	R	P (Ton)	VS (Ton)
0.45	2.50	1.50	1.05	3.00	367.72	217.18

Fuente: Elaboración propia

$$\alpha = 1.07$$

$$\alpha \geq 1.00 \text{ Clase A}$$

En función al resultado obtenido $\alpha = 1.07$ y las especificaciones de este parámetro se califica al módulo como edificación clase A.

4. Posición del edificio y cimentación

Vulnerabilidad Baja (A): Edificio cimentado sobre terreno estable con pendiente inferior o igual al 10%. La fundación está ubicada a una misma cota.

Se asigna este valor pues en la inspección se observó uniformidad en el terreno, no se visualizaron desniveles ni pendientes en el terreno.

5. Diafragmas horizontales

Vulnerabilidad Media Baja (B): Edificio con diafragma como los de la clase A, pero que no cumplen con una de las tres condiciones.

En el eje y analizado de este módulo predomina un sistema de albañilería confinada, no existen placas o muros de corte de concreto armado como se especifica en la primera condición, por este motivo se califica como edificación clase B.

6. Configuración en planta

Tabla 12. Cálculo de configuración en planta

a	b	L	$\beta_1(a/L)$	$\beta_2(b/L)$
10.00	0.00	23.50	0.43	0.00

Fuente: Elaboración propia

$$0.60 > \beta_1 \geq 0.40$$

Vulnerabilidad media alta (C)

Se toman las dimensiones del módulo para el análisis de este parámetro, los valores obtenidos según se indica en la tabla corresponden a la calificación C de Vulnerabilidad media alta.

7. Configuración en elevación

Tabla 13. Relación de pesos de nivel 1 y 2 modulo A

A1 Peso nivel 1(Ton)	A2 Peso nivel 2(Ton))	(A2-A1)/A1
147.21	131.79	-10.47%

Fuente: Elaboración propia

$$\Delta A/A = 10.47\%$$

$$10\% \leq \Delta A < 20\%$$

Vulnerabilidad media baja (B)

Con los pesos de los niveles del módulo A, calculados manualmente, se efectúa el cálculo sugerido en este parámetro obteniéndose un porcentaje de diferencia de 10.47 %, según lo estipulado en este método le corresponde la calificación B de Vulnerabilidad media baja

8. Separación máxima entre muros

$$L = 7.60 \text{ m}$$

$$S = 0.25 \text{ m}$$

$$L/S = 30.40$$

$$L/S \geq 25 \text{ Vulnerabilidad Alta (D)}$$

Los muros longitudinales se encuentran separados por una pared transversal de cabeza de 7.60 metros que es la distancia de separación entre muros registrada en el plano de arquitectura, se evalúa con este dato lo planteado en este parámetro y se obtiene un valor de 30.40 que le da una calificación D de vulnerabilidad alta.

9. Tipos de cubierta

Vulnerabilidad Media Baja (B): Losa de concreto sin diseño Sismorresistente.

Se califica con este valor a este parámetro, considerando que el diseño planteado para este módulo es el de una losa aligerada típica, sin ninguna especificación adicional.

10. Elementos no estructurales

Vulnerabilidad Media Baja (B): Edificios sin cornisa, pero con parapetos y/o balcones. Edificio con balcones que son extensiones de los forjados estructurales.

El módulo cuenta con un balcón de 2.10 m que es a la vez un pasadizo de acceso a las aulas en el segundo nivel, está sujeto por vigas que son proyecciones de las vigas de los pórticos, por este motivo se le califica como edificación de vulnerabilidad media baja valor B.

11. Estado de conservación

Vulnerabilidad Baja (A): Muros en Buena condición, sin fisuras visibles, homogéneo en toda la estructura.

Se le da la calificación A al módulo, durante la inspección no se detectaron presencia de grietas en los muros de la edificación u otro tipo de daños que afecten la edificación.

Tabla 14. resultado de evaluación del módulo A eje y-y

i	Parámetros	K		Wi	Ki*Wi
		Letra	Valor		
1	Organización del sistema resistente	A	0.00	1.50	0.00
2	Calidad del sistema resistente	B	5.00	1.00	5.00
3	Resistencia Convencional	A	0.00	1.50	0.00
4	Posición del edificio y cimentación	A	0.00	0.75	0.00
5	Diafragmas horizontales	B	5.00	1.00	5.00
6	Configuración en planta	C	25.00	1.00	25.00
7	Configuración en elevación	B	5.00	1.00	5.00
8	Separación máxima entre muros	D	45.00	0.50	22.50
9	Tipos de cubierta	B	15.00	0.25	3.75
10	Elementos no estructurales	B	5.00	0.25	1.25
11	Estado de conservación	A	0.00	0.25	0.00
				$\sum Ki*Wi$	67.50

Fuente: Elaboración propia

Calificación entre 0 – 70 Vulnerabilidad baja, corresponde a edificios donde se espera que se produzcan daños moderados o leves, el sistema estructural de la edificación conserva gran parte de su resistencia y puede seguir siendo usado sin mayor temor a peligro.

Aplicación del método Benedetti y Petrini Modulo B

Método del índice de vulnerabilidad para estructuras de concreto armado modulo B Eje x-x

1.Organización del sistema resistente

Cumple con todos los requisitos de edificios clase B:

Primera condición

$$m * n < 0.60 L * d$$

Donde:

m= Ancho de vano

n= Altura de vano

L= Largo de muro

d= Altura de muro de piso a fondo de viga o losa.

Tabla 15. dimensiones de vanos módulo B

Piso	Vano	m	n	L	d	m*n	L*d*0.60	Cumple
1	1	3.60	1.50	2.75	4.40	5.40	7.26	SI
1	2	3.60	0.93	2.75	4.15	3.35	6.85	SI
2	3	3.60	1.40	2.70	4.73	5.04	7.66	SI

Fuente: elaboración propia

Segunda condición:

$$\frac{L}{b} \leq 30.00$$

Donde:

L=altura de muros

b= espesor de muros

$$\frac{2.75}{0.15} = 18.33$$

18.33 ≤ 30.00 Cumple

Tercera condición:

$$S < 0.20 * b$$

Donde:

S= Porción de muro que sobresale del pórtico

b= espesor del muro

los muros no sobresalen del pórtico, entonces S= 0.00, cumple con la condición.

Cuarta condición:

$$A_c \geq 25 * b$$

Donde=

A_c = Área de columnas

b = Espesor de muros

Tabla 16. dimensiones y áreas de columnas modulo B

Columna	a	h	A_c	b	25*b	Cumple
C1	45.00	30.00	1350.00	15.00	375.00	SI
C2	40.00	25.00	1000.00	15.00	375.00	SI
C3	30.00	25.00	750.00	25.00	625.00	SI

Fuente: Elaboración propia

Al terminar de analizar este parámetro, se observa que cumple con todos los requisitos que califican como clase B.

2.Calidad del sistema resistente:

Cumple con dos requisitos de la clase C:

Concreto de baja calidad, según las pruebas de esclerometría especificadas en la tabla n del análisis del módulo A, que corresponden al mismo pabellón de estudio

Albañilería de mala calidad, por lo observado en el acabado de la parte posterior que contradice al acabado de la fachada principal, esto se puede ver en la imagen n del análisis del módulo A, que corresponden al mismo pabellón de estudio.

3.Resistencia convencional: $\alpha = \frac{V_r}{V_s}$

$$V_r = \sum_{i=1}^n t$$

$$t = \varphi * 0.53^2 \sqrt{f'_c} * b * d$$

Donde:

φ = factor de minoración 0.85

$f'c$ = Resistencia a la compresión (Kgf/cm²)

b= base de la columna en el sentido de análisis

d= altura de la columna en el sentido de análisis

Cálculo de cortante resistente (V_r)

Tabla 17. Cálculo de cortante resistente (V_r)

Columna	b	h	d	$f'c$ (Kgf/cm ²)	ϕ		Cantidad	V_r (Ton)
C1	45.00	25.00	21.00	156.00	0.85	0.53	6.00	31.90
C2	40.00	25.00	21.00				8.00	37.81
C3	30.00	25.00	21.00				4.00	14.18
								83.89

Fuente: Elaboración propia

Cálculo de cortante actuante (V_s): $V_s = \frac{ZUCS}{R} * P$

Z= Factor de zona

U= Factor de uso

C= Coeficiente de ampliación

S= Factor de suelo

R= Coeficiente de reducción

P= Peso de la edificación

Tabla 18. Cálculo de cortante actuante (V_s)

Z	C	U	S	R	P (Ton)	V_s (Ton)
0.45	2.50	1.50	1.05	8.00	388.16	85.97

Fuente: Elaboración propia

$$\alpha = \frac{83.89}{85.97}$$

$$\alpha = 0.98$$

Edificio clase B: $0.70 \leq \alpha < 1.50$

En función al resultado obtenido $\alpha=0.98$ y al intervalo planteado en este parámetro se le da calificación B

4.Posición del edificio y cimentación:

Edificio clase (A): Edificio cimentado sobre terreno estable, sin presencia de humedad con pendiente inferior o igual al 10%. La fundación está ubicada en una misma cota.

Se asigna este valor pues en la inspección se observó uniformidad en el terreno, no se visualizaron desniveles ni pendientes en el terreno.

5.Diafragmas horizontales:

Edificio clase (B): Cumple por lo menos con dos de las características del edificio de clase A.

La deformabilidad del diafragma es despreciable. Durante la inspección no se visualizaron tanto en losas como en vigas señales de pandeos o deformaciones considerables. La transmisión de cargas se da mediante la secuencia Losa – Vigas y Vigas – Columnas.

El sistema estructural está constituido por losa aligerada, vigas y columnas, elementos especificados en los planos y presentes en la edificación, por este motivo se da a este parámetro la calificación B.

6.Configuración en planta:

Se evalúa la forma e irregularidad en planta de la edificación según el siguiente parámetro:

$$\beta_3 = \frac{\Delta d}{d}$$

Δd = Longitud del balcón

d = Diferencia entre la longitud total y el balcón

$$\beta_3 = \frac{2.10}{7.90}$$

$$\beta_3 = 0.27$$

Edificio clase C: $\beta_3 > 0.20$

Culminado el análisis de este parámetro se observa que el valor obtenido lo califica como un edificio clase C.

7. Configuración en elevación:

Edificio clase (C): Edificio con variaciones en elevación el sistema resistente, tanto en lo referente a su organización como en la cantidad, calidad y tipo de los elementos resistente utilizados; edificio con una diferencia de masa superior al 20% entre pisos consecutivos; edificio sin variaciones significativas del sistema resistente, pero con un aumento de masa superior a un 40% entre dos pisos consecutivos.

Se califica con este valor pues en el modulo B, la arquitectura del primer nivel es diferente a la del segundo nivel, donde las aulas han sido reemplazadas por un auditorio, se han eliminado muros de cabeza divisorios y dos columnas de soporte, esto origina también variaciones en el peso de los niveles.

8. Conexión con elementos críticos:

Edificio clase (B): No pertenece a la clase "A" ni a la clase "C", las vigas tienen la misma dimensión o son de menor dimensión a las columnas.

Se otorga esta calificación por los elementos estructurales tales como vigas peraltadas de los pórticos como las longitudinales tienen la misma dimensión de las columnas, se cumple con el principio de viga débil columna fuerte.

9. Elementos con baja ductilidad:

Tabla 19. Relación entre altura total de columna (h_c) y altura de columna corta (h_o) modulo B.

Nivel	h_c	h_o	$h_c/2$
1	2.75	1.50	1.38
1	2.75	0.93	1.38
2	2.70	1.40	1.35

Fuente: Elaboración propia

Edificio clase (B): Cuando la columna corta tiene una altura (h_o), mayor a la mitad de la altura total de la columna (h_c).

Como se observa en la tabla, se otorga la calificación de edificio clase B, pues la altura de columna corta exceda a la mitad de la altura total de las columnas.

10. Elementos no estructurales:

Edificio clase (B): Los elementos externos son estables, pero con anclajes o conexiones poco fiables. Puede ser el caso de cornisas en las fachadas de las edificaciones

11. Estado de conservación:

Edificio clase (A): Edificación cuyas columnas, vigas, losas y mampostería, no se encuentran fisuradas. No hay rajaduras en paredes que induzca a pensar en asentamientos del suelo.

Tabla 20. Resultado determinación de vulnerabilidad modulo B eje x-x

i	Parámetros	K		Wi	Ki*Wi
		Letra	Valor		
1	Organización del sistema resistente	B	6.00	1.00	6.00
2	Calidad del sistema resistente	C	12.00	0.50	6.00
3	Resistencia Convencional	B	11.00	1.00	11.00
4	Posición del edificio y cimentación	A	0.00	0.50	0.00
5	Diafragmas horizontales	B	3.00	1.00	3.00
6	Configuración en planta	C	6.00	0.50	3.00
7	Configuración en elevación	C	6.00	1.00	6.00
8	Conexión entre elementos críticos	B	3.00	0.75	2.25
9	Elemento de baja ductilidad	B	3.00	1.00	3.00
10	Elementos no estructurales	B	4.00	0.25	1.00
11	Estado de conservación	A	0.00	1.00	0.00
				$\sum Ki*Wi$	41.25

Fuente: Elaboración propia

Calificación entre 31 – 60 Vulnerabilidad media alta, Son edificaciones con mayor probabilidad

de falla total o que presentan daños muy severos en su estructuración, además de ocasionar

heridos graves y peligro de muerte a sus ocupantes.

Método del índice de vulnerabilidad para estructuras de albañilería no reforzada modulo B Eje y-y

1. Organización del sistema resistente: Vulnerabilidad Baja (A): Edificio que presenta en todas las plantas, vigas y columnas de amarre como lo recomiendan la Norma Peruana de Estructuras, Diseño Sismorresistente, E-030.

La institución educativa cuenta con planos de estructuras donde se observa los diferentes elementos estructurales que la componen: losa aligerada, vigas peraltadas y de amarre, columnas, elementos que están presentes en la edificación ejecutada.

2. Calidad del sistema resistente: Vulnerabilidad Media Baja (B): El sistema resistente del edificio no presenta una de las características de la clase A.

Son evidentes las deficiencias del proceso constructivo, la colocación de ladrillo en el balcón de la fachada principal del pabellón difiere de la colocación de ladrillos en la parte posterior donde se nota diferencias en espesores de juntas en la separación de ladrillos, por lo este motivo no se cumple con la condición de Mortero de buena calidad con espesor de la mayoría de las pegas entre 1.0 a 1.5 cm. Se le califica como edificación clase B.

3. Resistencia convencional: $\alpha = \frac{V_r}{V_s}$

Cálculo de la cortante resistente (V_r)

Tabla 21. Cálculo de la cortante resistente (V_r)

Elemento	L(cm)	e (cm)	cantidad	v (Kg/cm ²)	Vr (Ton)
m-1	340.00	23.00	10.00	3.70	289.34

Fuente: Elaboración propia

Cálculo de la cortante basal (V_s)

Tabla 22. Cálculo de la cortante basal (V_s)

Z	C	U	S	R	P (Ton)	VS (Ton)
0.45	2.50	1.50	1.05	1.80	388.16	382.10

Fuente: Elaboración propia

$\alpha = 0.75$

$0.60 < \alpha < 1.00$ Edificio clase B

En función al resultado obtenido $\alpha = 0.80$ y las especificaciones de este parámetro se califica al módulo como edificación clase B.

4. Posición del edificio y cimentación

Vulnerabilidad Baja (A): Edificio cimentado sobre terreno estable con pendiente inferior o igual al 10%. La fundación está ubicada a una misma cota.

Se asigna este valor pues en la inspección se observó uniformidad en el terreno, no se visualizaron desniveles ni pendientes en el terreno.

5. Diafragmas horizontales

Vulnerabilidad Media Baja (B): Edificio con diafragma como los de la clase A, pero que no cumplen con una de las tres condiciones.

En el eje y analizado de este módulo predomina un sistema de albañilería confinada, no existen placas o muros de corte de concreto armado como se especifica en la primera condición, por este motivo se califica como edificación clase B.

6. Configuración en planta

Tabla 23. Cálculo configuración en planta módulo B

a	b	L	$\beta_1(a/L)$	$\beta_2(b/L)$
10.00	0.00	25.15	0.40	0.00

Fuente: Elaboración propia

$$0.60 > \beta_1 \geq 0.40$$

Vulnerabilidad media alta (C)

Se toman las dimensiones del módulo para el análisis de este parámetro, los valores obtenidos según se indica en la tabla corresponden a la calificación C de Vulnerabilidad media alta.

7. Configuración en elevación

Tabla 24. Cálculo de configuración en elevación

A1 Peso nivel 1(Ton)	A2 Peso nivel 2(Ton))	$(A2-A1)/A1$
208.91	157.47	-24.62%

Fuente: Elaboración propia

$$\Delta A/A = 24.62 \%$$

$$\Delta A \geq 20\%$$

Vulnerabilidad media alta (C)

Con los pesos de los niveles del módulo B, calculados manualmente, se efectúa el cálculo sugerido en este parámetro obteniéndose un porcentaje de diferencia de 24.62 %, según lo estipulado en este método le corresponde la calificación C de Vulnerabilidad media alta.

8. Separación máxima entre muros

$$L = 7.60 \text{ m}$$

$$S = 0.25 \text{ m}$$

$$L/S = 30.40$$

$$L/S \geq 25 \text{ Vulnerabilidad Alta (D)}$$

Los muros longitudinales se encuentran separados por una pared transversal de cabeza de 7.60 metros que es la distancia de separación entre muros registrada en el plano de arquitectura, se evalúa con este dato lo planteado en este parámetro y se obtiene un valor de 30.40 que le da una calificación D de vulnerabilidad alta.

9. Tipos de cubierta

Vulnerabilidad Media Baja (B): Losa de concreto sin diseño Sismorresistente.

Se califica con este valor a este parámetro, considerando que el diseño planteado para este módulo es el de una losa aligerada típica, sin ninguna especificación adicional.

10. Elementos no estructurales

Vulnerabilidad Media Baja (B): Edificios sin cornisa, pero con parapetos y/o balcones. Edificio con balcones que son extensiones de los forjados estructurales.

El módulo cuenta con un balcón de 2.10 m que es a la vez un pasadizo de acceso a las aulas en el segundo nivel, está sujeto por vigas que son proyecciones de las vigas de los pórticos, por este motivo se le califica como edificación de vulnerabilidad media baja valor B.

11.Estado de conservación

Vulnerabilidad Baja (A): Muros en Buena condición, sin fisuras visibles, homogéneo en toda la estructura.

Se le da la calificación A al módulo, durante la inspección no se detectaron presencia de grietas en los muros de la edificación u otro tipo de daños que afecten la edificación.

Tabla 25. Resultados de evaluación Modulo B eje y-y

i	Parámetros	K		Wi	Ki*Wi
		Letra	Valor		
1	Organización del sistema resistente	A	0.00	1.50	0.00
2	Calidad del sistema resistente	B	5.00	1.00	5.00
3	Resistencia Convencional	B	5.00	1.50	7.50
4	Posición del edificio y cimentación	A	0.00	0.75	0.00
5	Diafragmas horizontales	B	5.00	1.00	5.00
6	Configuración en planta	B	25.00	1.00	25.00
7	Configuración en elevación	C	25.00	1.00	25.00
8	Separación máxima entre muros	D	45.00	0.50	22.50
9	Tipos de cubierta	B	15.00	0.25	3.75
10	Elementos no estructurales	B	5.00	0.25	1.25
11	Estado de conservación	A	0.00	0.25	0.00
				$\sum Ki*Wi$	95.00

Fuente: Elaboración propia

Calificación entre 71 – 141 Vulnerabilidad media baja, Son edificaciones donde pueden ocurrir daños importantes que, aunque no colapsen las estructuras, es peligrosa su utilización a menos que sean rehabilitadas, porque puedan producir accidentes debido a caídas de bloques de albañilería o de concreto.

Resumen

Tabla 26. Resumen de resultados método de Benedetti y Petrini

Dirección	Sistema Estructural	Bloque	Indice de Vulnerabilidad	Vulnerabilidad Sísmica	Vulnerabilidad Promedio	Vulnerabilidad Sísmica
X	Pórtico de concreto armado	A	35.25	Media Alta	38.25	Media Alta
		B	41.25	Media Alta		
Y	Albañilería Confinada	A	67.50	Baja	81.25	Media Baja
		B	95.00	Media Baja		

Fuente: Elaboración propia

Como se observa en la tabla 26, en ambos módulos en el eje x-x, se obtienen valores que califican a la edificación de vulnerabilidad media alta, que considera que la estructura actual puede colapsar y representa un riesgo para los usuarios. en el eje x-x, se obtienen valores que califican a la edificación de vulnerabilidad media baja, que considera que la edificación en esos ejes puede sufrir daños, aunque no colapse la estructura, siendo necesario su reforzamiento.

Se observa además que los mayores valores se presentan en el módulo B, donde se han dado situaciones irregulares, como modificaciones en la distribución, uso del ambiente y eliminación de elementos estructurales.

Método empírico de diseño de muros

Modulo A

Diseño por flexión

Calculo del peso de la edificación (Nu)

Determinación del área de influencia del muro de corte

Tabla n. Determinación del área de influencia del muro de corte

Elemento	Largo (m)	Ancho(m)	Área (m ²)	AM/AT
M-1	6.05	4.34	26.26	0.111731915
Edificio	10.00	23.50	235.00	

Fuente: Planos de edificación, elaboración propia

Tabla n. Cálculo del peso de la edificación

Niveles	CM	CV	Pesos mayorados	Peso Total (Ton)	Factor de influencia	Nu final(Ton)
			$1.4CM+1.7CV$			
Nivel 2	139.4	24.98	237.626	595.728	0.11173191	66.562
Nivel 1	187.86	55.94	358.102			

Fuente: Elaboración propia

En la tabla n, con información de los planos se determina el área de influencia del muro de corte, con los datos de las tablas 11 y 12, calculamos en la tabla n aplicando el factor de influencia el peso final Nu.

Cálculo del cortante de piso (Vu)

Cálculo de la inercia (I)

Tabla n. Cálculo de inercia de elementos estructurales

Tipo	b	h	$I=(b*h^3)/12$	Cantidad (C)	I*C	$I/(\sum I*C)$
C-1	0.45	0.30	0.0010125	6.00	0.006075	0.00444461
C-2	0.40	0.25	0.00052083	8.00	0.00416667	0.00228632
C-3	0.30	0.25	0.00039063	4.00	0.0015625	0.00171474
M-1	0.25	1.20	0.036	6.00	0.216	0.15803047
				$\sum I*C$	0.22780417	

Fuente: Elaboración propia

Con información de las secciones de las columnas obtenidas de los planos y considerando el sentido en el eje x-x, se calculan las inercias, en la última columna se calcula el factor de participación de un muro de corte.

Tabla n. Cálculo del cortante de piso (Vu)

Niveles	Vc	FI	Vc*FI	1.25*(Vc*FI)	Vu (Ton)
Nivel 2	46.99	0.15803047	7.426	9.282	16.089
Nivel 1	34.46		5.446	6.807	

Fuente: Elaboración propia

En la tabla n, con la información de las tablas 13 y 16 obtenemos la distribución de las cortantes por piso (Vc en la tabla n), se aplica el factor de participación (FI en la tabla) calculado en la tabla anterior, se incrementa el valor en 25% y se obtiene el Cortante final (Vu).

Cálculo del momento de piso (Mu)

Tabla n. Cálculo del momento de piso (Mu)

Niveles	Vu (Ton)	Altura (m)	Mu(Ton-m)	
Nivel 2	9.282	3.00	V2*H2	27.847
Nivel 1	6.807	3.20	(V1+V2)*H1	51.486

Fuente: Elaboración propia

Con los valores obtenidos en la tabla anterior se procede al cálculo del momento último como se indica en la tabla n.

Para continuar con el procedimiento se verifica el cumplimiento de la siguiente condición:

$$e < \frac{h}{6}$$

Donde h es el espesor del muro de corte y e se calcula con la siguiente fórmula que relaciona el momento último (Mu) con el peso último (Nu)

$$e = \frac{Mu}{Nu}$$

Reemplazando valores tenemos:

$$\frac{25}{6}$$

$$4.167$$

$$e = \frac{51.486}{66.562}$$

$$e = 0.774$$

$$0.774 < 4.167$$

Se cumple con la condición

Tabla n. Resumen de datos obtenidos

Especificación	Código	Valor	Unidad
Peso de la edificación	Nu	66.562	Ton
Corte de piso	Vu	16.089	Ton
Momento de piso	Mu	51.486	Ton-m
Concreto	f'c	210.00	kgf/cm ²
Acero	fy	4200.00	kgf/cm ²
Altura de primer nivel	hw1	3.20	m
Altura total	hw	6.20	m
Longitud de muro de corte	lw	1.20	m
Espesor de muro de corte	h	0.25	m
d=0.80 lw	d	0.96	m
Número de pisos		2.00	Unidad

Fuente: Elaboración propia

Cálculo del área de acero

Para el cálculo del área de acero se aplica la siguiente fórmula:

$$As = \frac{Mu}{\phi * fy * d}$$

Tabla n. Cálculo del área de acero

Ø	fy(Kgf/cm ²)	d(cm)	Mu(Ton-m)	As (cm ²)	
				un nivel	dos niveles
0.90	4200.00	96.00	51.486	14.188	28.377

Fuente: Elaboración propia

En la tabla n, se reemplazan los datos para la aplicación de la fórmula y se obtiene el área de acero. A continuación, se verifica el valor de la cuantía vertical (Pv) del acero con la expresión:

$$Pv = \frac{As}{lw * h}$$

Tabla n. Cálculo de la cuantía de acero vertical (Pv)

As (cm ²)	lw (cm)	h (cm)	Pv
28.377	120.00	25.00	0.00946

Fuente: Elaboración propia

En la tabla n se obtiene el valor de la cuantía vertical en función de la sección del muro y el área de acero obtenida, el valor supera al mínimo exigido por la norma E060 (Artículo 11.10.7) de 0.0015.

Se debe cumplir con la condición:

$$Mu' \geq Mu$$

Para el cálculo de Mu' se utiliza la siguiente expresión:

$$Mu' = \phi * As * fy * lw \left\{ \left(1 + \frac{Nu}{As + fy} \right) \left(0.5 - \frac{\beta 1 * C}{2lw} \right) - \frac{C^2}{lw^2} \left(1 + \frac{\beta}{3} - \beta 1 \right) \right\}$$

Donde:

$$\phi = 0.70$$

$$\beta = \frac{fy}{6000} = \frac{4200}{6000} = 0.70$$

$$\beta 1 = 0.85$$

$$C = lw \left(\frac{q + a}{2q + 0.85\beta 1} \right)$$

$$a = \frac{Nu}{lw * h * f'c}$$

$$q = \frac{Pv * fy}{f'c}$$

Tabla n. Cálculo del valor a

Nu (Ton)	lw (cm)	h (cm)	f'c (Kg/cm ²)	a
66.562	120.00	25.00	210.00	0.10565

Fuente: Elaboración propia

Tabla n. Cálculo del valor q

Pv	fy(Kgf/cm ²)	f'c (Kg/cm ²)	q
0.0095	4200.00	210.00	0.18918

Fuente: Elaboración propia

Tabla n. Cálculo del valor C

q	a	β1	lw (cm)	C (cm)
0.18918	0.10565	0.85	120.00	32.14

Fuente: Elaboración propia

Con todos los datos obtenidos, al aplicar la fórmula obtenemos un momento máximo resultante (Mu') de 57.141 T-m, que supera al Momento último (Mu) de 51.486 T-m, cumpliéndose con la condición $Mu' \geq Mu$.

Distribución de acero vertical

Para el área de 28.377 m² se utilizarán 14 varillas de 5/8" de diámetro, para el espaciamiento se utiliza la siguiente expresión:

$$s = \frac{lw - 10}{\frac{n^{\circ} \text{ de varillas}}{2} - 1}$$

Reemplazando:

$$s = \frac{120 - 10}{\frac{14}{2} - 1}$$

$$S=18.00 \text{ cm}$$

Diseño por corte

Cálculo del corte máximo admisible (ϕVn)

Se calcula con la siguiente expresión:

$$\phi Vn = \phi * 2.65 * \sqrt{f'c} * h * d$$

Se debe cumplir con la siguiente condición:

$$Vu \leq \phi Vn$$

Tabla n. Cálculo del corte máximo admisible

f'c (Kg/cm ²)	h (cm)	d (cm)	ϕ	ϕVn(Kf-f)
210.00	25.00	96.00	0.85	78340.383

Fuente: Elaboración propia

Al aplicar la formula con los datos de la tabla n, se obtiene un corte máximo admisible de 78.34 Ton que supera el valor del cortante de 16.09 Ton, cumpliéndose con la condición $V_u \leq \phi V_n$.

Determinación del V_u crítico

Para determinar el V_u crítico se deduce la sección crítica por corte, en función a las expresiones:

$$\frac{hw}{2} \text{ y } \frac{lw}{2}$$

Se tiene en cuenta las dimensiones de la altura total (hw) y la longitud del muro, de ambos valores tomamos el menor.

$$\frac{hw}{2} = \frac{6.2}{2} = 3.10$$

$$\frac{lw}{2} = \frac{1.20}{2} = 0.60$$

El valor de 0.60 corresponde a la altura del primer nivel por tanto el cortante crítico será la suma de los cortantes de ambos niveles que da el valor de 16.089 Ton.

Con este valor se procede al cálculo del esfuerzo último (V_u') que se calcula con la siguiente expresión:

$$V_u' = \frac{V_u \text{ critico}}{\phi * h * d}$$

Tabla n. Cálculo del esfuerzo último V_u'

V_u crítico	d(cm)	h (cm)	ϕ	V_u' (Kg/cm ²)
16.089	96.00	25.00	0.85	7.887

Fuente: Elaboración propia

Se debe cumplir con la siguiente condición:

$$V_u' < V_u''$$

V_u'' se calcula con la siguiente expresión:

$$V_u'' = 2.70 * \sqrt{f'c}$$

Con resistencia a la compresión ($f'c$) de 210.00 Kg/cm² se obtiene V_u'' de 39.127 Kg/cm² que es mayor al V_u' de 7.887 Kg/cm² por tanto se cumple con la condición $V_u' < V_u''$.

Para verificar si es necesario refuerzo transversal se debe cumplir con la siguiente condición:

$$Vu' > \frac{Vc}{2}$$

Para el cálculo de Vc se utilizan las siguientes expresiones:

$$Vc = 0.87 * \sqrt{f'c} + \frac{Nu}{4lw*h} \quad (1)$$

$$Vc = 0.16 * \sqrt{f'c} + \frac{lw(.33\sqrt{f'c}+0.20(\frac{Nu}{lw*h}))}{\frac{Mu}{Vu}-lw/2} \quad (2)$$

Reemplazando valores en ambas expresiones obtenemos valores de Vc de 18.154 Kgf/cm² y 6.573 Kgf/cm² respectivamente, se toma el menor y se verifica se cumpla con la condición

$$7.887 > \frac{6.573}{2}$$

$$7.887 > 3.2865$$

Se cumple con la condición, se requiere refuerzo transversal.

Para el refuerzo horizontal se verifica la cuantía del acero, se hace uso de la siguiente expresión:

$$ph = \frac{(Vu' - Vc)}{fy}$$

Tabla n. Cálculo de cuantía horizontal (ph)

Vu'	Vc	$fy(Kgf/cm^2)$	Ph
7.887	6.574	4200.00	0.00031266

Fuente: Elaboración propia

El valor obtenido según se indica en la tabla n, esta por debajo del acero mínimo requerido por la norma E060 (Artículo 11.10.7) de 0.002. Se asume un mayor valor superior a la cuantía mínima del reglamento de 0.00235.

Se calcula el valor del espaciamiento (sh) del acero horizontal de acuerdo a los siguientes parámetros:

$$\frac{lw}{5} = \frac{1.20}{5} = 0.24$$

$$3h = 3 * 0.25 = 0.75$$

Valor máximo= 45 cm

Se toma para sh el menor valor de 0.24 m.

Se calcula con estos datos el área de acero horizontal con la siguiente expresión:

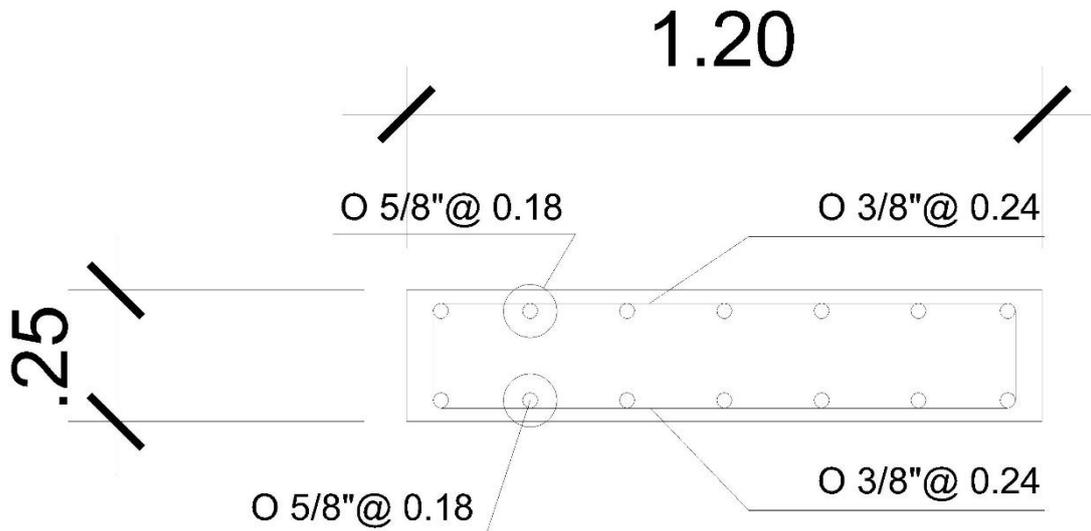
$$A_{sh} = p_h * s_h * h$$

$$A_{sh} = 0.00235 * 24 * 25$$

$$A_{sh} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Se usarán dos aceros de 3/8" de diámetro cada 24.00 cm.

Figura n. Distribución del acero en muro de corte



Fuente: Elaboración propia

Modulo B

Diseño por flexión

Cálculo del peso de la edificación (Nu)

Determinación del área de influencia del muro de corte

Tabla n. Determinación del área de influencia del muro de corte

Elemento	Largo (m)	Ancho(m)	Área (m ²)	AM/AT
M-1	6.05	4.85	29.34	0.11666998
Edificio	10.00	25.15	251.50	

Fuente: Planos de edificación, elaboración propia

Tabla n. Cálculo del peso de la edificación

Niveles	CM	CV	Pesos mayorados	Peso Total (Ton)	Factor de influencia	Nu final(Ton)
			1.4CM+1.7CV			
Nivel 2	150.74	26.89	256.749	630.547	0.11666998	73.566
Nivel 1	193.85	60.24	373.798			

Fuente: Elaboración propia

En la tabla n, con información de los planos se determina el área de influencia del muro de corte, con los datos de las tablas 11 y 12, calculamos en la tabla n aplicando el factor de influencia el peso final Nu.

Cálculo del cortante de piso (Vu)

Cálculo de la inercia (I)

Tabla n. Cálculo de inercia de elementos estructurales

Tipo	b	h	$I=(b*h^3)/12$	Cantidad (C)	I*C	$I/(\sum I*C)$	
C-1	0.45	0.30	0.0010125	6.00	0.006075	0.002222974	
C-2	0.40	0.25	0.000520833	8.00	0.00416667	0.001143505	
C-3	0.30	0.25	0.000390625	4.00	0.0015625	0.000857629	
M-2	0.25	2.20	0.221833333	2.00	0.44366667	0.487041797	
					$\sum I*C$	0.45547083	

Fuente: Elaboración propia

Con información de las secciones de las columnas obtenidas de los planos y considerando el sentido en el eje x-x, se calculan las inercias, en la última columna se calcula el factor de participación de un muro de corte.

Tabla n. Cálculo del cortante de piso (Vu)

Niveles	Vc	FI	Vc*FI	1.25*(Vc*FI)	Vu (Ton)
Nivel 2	50.45	0.487041797	24.571	30.714	52.339
Nivel 1	35.52		17.300	21.625	

Fuente: Elaboración propia

En la tabla n, con la información de las tablas 14 y 17 obtenemos la distribución de las cortantes por piso (Vc en la tabla n), se aplica el factor de participación (FI en la tabla) calculado en la tabla anterior, se incrementa el valor en 25% y se obtiene el Cortante final (Vu).

Tabla n. Cálculo del momento de piso (Mu)

Niveles	Vu (Ton)	Altura (m)	Mu(Ton-m)	
Nivel 2	30.714	3.00	V2*H2	92.142
Nivel 1	21.625	3.20	(V1+V2)*H1	167.484

Fuente: Elaboración propia

Con los valores obtenidos en la tabla anterior se procede al cálculo del momento ultimo como se indica en la tabla n.

Para continuar con el procedimiento se verifica el cumplimiento de la siguiente condición:

$$e < \frac{h}{6}$$

Donde h es el espesor del muro de corte y e se calcula con la siguiente formula que relaciona el momento ultimo (Mu) con el peso ultimo (Nu)

$$e = \frac{Mu}{Nu}$$

Reemplazando valores tenemos:

$$\frac{25}{6}$$

$$4.167$$

$$e = \frac{167.484}{73.566}$$

$$e = 2.277$$

$$2.277 < 4.167$$

Se cumple con la condición

Tabla n. Resumen de datos obtenidos

Especificación	Código	Valor	Unidad
Peso de la edificación	Un	73.566	Ton
Corte de piso	Vu	52.339	Ton
Momento de piso	Mu	167.484	Ton-m
Concreto	f'c	210.00	kgf/cm ²
Acero	fy	4200.00	kgf/cm ²
Altura de primer nivel	hw1	3.20	m
Altura total	hw	6.20	m
Longitud de muro de corte	lw	2.20	m
Espesor de muro de corte	h	0.25	m
d=0.80 lw	d	1.76	m
Número de pisos		2.00	Unidad

Fuente: Elaboración propia

Cálculo del área de acero

Para el cálculo del área de acero se aplica la siguiente fórmula:

$$As = \frac{Mu}{\phi * fy * d}$$

Tabla n. Cálculo del área de acero

Ø	fy(Kgf/cm ²)	d(cm)	Mu(Ton-m)	As (cm ²)	
				un nivel	dos niveles
0.90	4200.00	176.00	167.484	25.175	50.350

Fuente: Elaboración propia

En la tabla n, se reemplazan los datos para la aplicación de la fórmula y se obtiene el área de acero. A continuación, se verifica el valor de la cuantía vertical (Pv) del acero con la expresión:

$$Pv = \frac{As}{lw * h}$$

Tabla n. Cálculo de la cuantía de acero vertical (Pv)

As (cm ²)	lw (cm)	h (cm)	Pv
50.350	220.00	25.00	0.00915

Fuente: Elaboración propia

En la tabla n se obtiene el valor de la cuantía vertical en función de la sección del muro y el área de acero obtenida, el valor supera al mínimo exigido por la norma E060 (Artículo 11.10.7) de 0.0015.

Se debe cumplir con la condición:

$$Mu' \geq Mu$$

Para el cálculo de Mu' se utiliza la siguiente expresión:

$$Mu' = \phi * A_s * f_y * l_w \left\{ \left(1 + \frac{Nu}{A_s + f_y} \right) \left(0.5 - \frac{\beta_1 * C}{2l_w} \right) - \frac{C^2}{l_w^2} \left(1 + \frac{\beta}{3} - \beta_1 \right) \right\}$$

Donde:

$$\phi = 0.70$$

$$\beta = \frac{f_y}{6000} = \frac{4200}{6000} = 0.70$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$C = l_w \left(\frac{q + a}{2q + 0.85\beta_1} \right)$$

$$a = \frac{Nu}{l_w * h * f'c}$$

$$q = \frac{Pv * f_y}{f'c}$$

Tabla n. Cálculo del valor a

Un (Ton)	lw (cm)	h (cm)	f'c (Kg/cm ²)	a
73.566	220.00	25.00	210.00	0.06369

Fuente: Elaboración propia

Tabla n. Cálculo del valor q

Pv	f _y (Kg/cm ²)	f'c (Kg/cm ²)	q
0.00915	4200.00	210.00	0.18309

Fuente: Elaboración propia

Tabla n. Cálculo del valor C

q	a	β ₁	lw (cm)	C (cm)
0.18309	0.06369	0.85	220.00	49.87

Fuente: Elaboración propia

Con todos los datos obtenidos, al aplicar la fórmula obtenemos un momento máximo resultante (Mu') de 169.93 T-m, que supera al Momento último (Mu) de 167.484 T-m, cumpliéndose con la condición $Mu' \geq Mu$.

Distribución de acero vertical

Para el área de 50.35 m² se utilizarán 12 varillas de 5/8" de diámetro más 20 varillas de 1/2" de diámetro, para el espaciamiento se utiliza la siguiente expresión:

$$s = \frac{lw - 10}{\frac{n^{\circ} \text{ de varillas}}{2} - 1}$$

Reemplazando:

$$s = \frac{220 - 10}{\frac{32}{2} - 1}$$

$$S = 14.00 \text{ cm}$$

Diseño por corte

Cálculo del corte máximo admisible (ϕV_n)

Se calcula con la siguiente expresión:

$$\phi V_n = \phi * 2.65 * \sqrt{f'c} * h * d$$

Se debe cumplir con la siguiente condición:

$$V_u \leq \phi V_n$$

Tabla n. Cálculo del corte máximo admisible

f'c (Kg/cm ²)	h (cm)	d (cm)	ϕ	ϕV_n (Kf-f)
210.00	25.00	176.00	0.85	143624.035

Fuente: Elaboración propia

Al aplicar la fórmula con los datos de la tabla n, se obtiene un corte máximo admisible de 143.62 Ton que supera el valor del cortante de 52.34 Ton, cumpliéndose con la condición $V_u \leq \phi V_n$.

Determinación del V_u crítico

Para determinar el V_u crítico se deduce la sección crítica por corte, en función a las expresiones:

$$\frac{hw}{2} \text{ y } \frac{lw}{2}$$

Se tiene en cuenta las dimensiones de la altura total (hw) y la longitud del muro (lw), de ambos valores tomamos el menor.

$$\frac{hw}{2} = \frac{6.2}{2} = 3.10$$

$$\frac{lw}{2} = \frac{2.20}{2} = 1.10$$

El valor de 1.10 corresponde a la altura del primer nivel por tanto el cortante crítico será la suma de los cortantes de ambos niveles que da el valor de 52.339 Ton.

Con este valor se procede al cálculo del esfuerzo último (Vu') que se calcula con la siguiente expresión:

$$Vu' = \frac{Vu \text{ critico}}{\phi * h * d}$$

Tabla n. Cálculo del esfuerzo último Vu'

Vu crítico	d(cm)	h (cm)	ϕ	Vu' (Kg/cm ²)
52.339	176.00	25.00	0.85	13.994

Fuente: Elaboración propia

Se debe cumplir con la siguiente condición:

$$Vu' < Vu''$$

Vu'' se calcula con la siguiente expresión:

$$Vu'' = 2.70 * \sqrt{f'c}$$

Con resistencia a la compresión ($f'c$) de 210.00 Kg/cm² se obtiene Vu'' de 39.127 Kg/cm² que es mayor al Vu' de 13.994 Kg/cm² por tanto se cumple con la condición $Vu' < Vu''$.

Para verificar si es necesario refuerzo transversal se debe cumplir con la siguiente condición:

$$Vu' > \frac{Vc}{2}$$

Para el cálculo de Vc se utilizan las siguientes expresiones:

$$Vc = 0.87 * \sqrt{f'c} + \frac{Nu}{4lw * h} \quad (1)$$

$$Vc = 0.16 * \sqrt{f'c} + \frac{lw(.33\sqrt{f'c} + 0.20(\frac{Nu}{lw * h}))}{\frac{Mu}{Vu} - lw/2} \quad (2)$$

Reemplazando valores en ambas expresiones obtenemos valores de V_c de 15.95 Kgf/cm² y 10.13 Kgf/cm² respectivamente, se toma el menor y se verifica se cumpla con la condición

$$13.994 > \frac{10.13}{2}$$

$$7.887 > 5.065$$

Se cumple con la condición, se requiere refuerzo transversal.

Para el refuerzo horizontal se verifica la cuantía del acero, se hace uso de la siguiente expresión:

$$p_h = \frac{(Vu' - V_c)}{f_y}$$

Tabla n. Cálculo de cuantía horizontal (p_h)

Vu'	V_c	$f_y(\text{Kgf/cm}^2)$	Ph
13.994	10.131	4200.00	0.000919835

Fuente: Elaboración propia

El valor obtenido según se indica en la tabla n, está por debajo del acero mínimo requerido por la norma E060 (Artículo 11.10.7) de 0.002. Se asume un mayor valor superior a la cuantía mínima del reglamento de 0.00231.

Se calcula el valor del espaciamiento (sh) del acero horizontal de acuerdo a los siguientes parámetros:

$$\frac{lw}{5} = \frac{2.20}{5} = 0.44$$

$$3h = 3 * 0.25 = 0.75$$

Valor máximo= 45 cm

Se toma para sh el menor valor de 0.44 m.

Se calcula con estos datos el área de acero horizontal con la siguiente expresión:

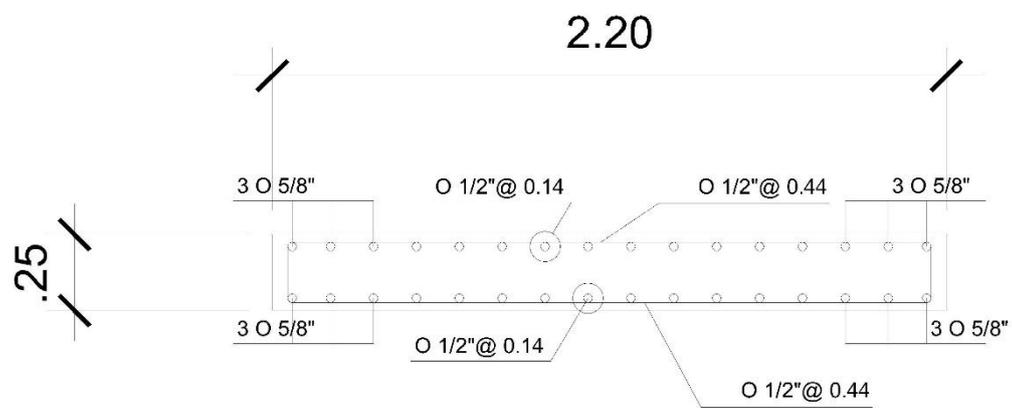
$$A_{sh} = p_h * sh * h$$

$$A_{sh} = 0.00231 * 44 * 25$$

$$A_{sh} = 2.54 \text{ cm}^2$$

Se usarán dos aceros de 1/2" de diámetro cada 44.00 cm.

Figura n. Distribución de acero en muro de corte



Fuente: Elaboración propia

METRADO DE CARGAS

Módulo A PRIMER NIVEL

Elemento	l(m)	a(m)	h(m)	N° de veces	Peso específico (Kg-f/m3)	Parcial (Kg-f)	Total(Kg-f)
C-1	3.10	0.25	0.45	8.00	2400.00	6696.00	14880.00
C-2	3.10	0.25	0.40	8.00	2400.00	5952.00	
C-3	3.10	0.25	0.30	4.00	2400.00	2232.00	

Elemento	l(m)	a(m)	h(m)	N° de veces	Peso específico (Kg-f/m3)	Parcial (Kg-f)	Total(Kg-f)
VA 1	3.60	0.25	0.40	12.00	2400.00	10368.00	34428.00
VA 2	3.60	0.25	0.40	6.00	2400.00	5184.00	
VI 1	3.40	0.25	0.40	4.00	2400.00	3264.00	
VS 1	3.40	0.25	0.40	4.00	2400.00	3264.00	
VB	2.10	0.25	0.40	7.00	2400.00	3528.00	
PORTICO	7.00	0.25	0.70	3.00	2400.00	8820.00	

Elemento	l(m)	a(m)	h(m)	N° de veces	Peso específico (Kg-f/m3)	Parcial (Kg-f)	Total(Kg-f)
Muros albañilería	3.60	0.15	1.00	6.00	1800.00	5832.00	54634.50
	3.60	0.15	1.30	3.00	1800.00	3790.80	
	2.70	0.15	1.30	3.00	1800.00	2843.10	
	3.60	0.15	1.30	6.00	1800.00	7581.60	
	2.10	0.15	1.00	1.00	1800.00	567.00	
	7.00	2.7	0.25	4.00	1800.00	34020.00	

Elemento	l(m)	a(m)	h(m)	N° de veces	Peso específico (Kg-f/m2)	Parcial (Kg-f)	Total(Kg-f)
Losa aligerada	3.60	1.85	0.00	6.00	300.00	11988.00	59940.00
	3.60	7.4	0.00	6.00	300.00	47952.00	

Elemento	l(m)	a(m)	h(m)	N° de veces	Peso específico (Kg-f/m2)	Parcial (Kg-f)	Total(Kg-f)
Acabados	3.60	1.85	0.00	6.00	120.00	4795.20	23976.00
	3.60	7.4	0.00	6.00	120.00	19180.80	

Elemento	l(m)	a(m)	h(m)	N° de veces	Peso específico (Kg-f/m2)	Parcial (Kg-f)	Total(Kg-f)
Sobrecarga	3.60	1.85	0.00	6.00	400.00	15984.00	55944.00
	3.60	7.4	0.00	6.00	250.00	39960.00	

SEGUNDO NIVEL							
Elemento	l(m)	a(m)	h(m)	N° de veces	Peso especifico	Parcial (Kg-f)	Total(Kg-f)
C-1	1.50	0.25	0.45	8.00	2400.00	3240.00	7200.00
C-2	1.50	0.25	0.40	8.00	2400.00	2880.00	
C-3	1.50	0.25	0.30	4.00	2400.00	1080.00	
Elemento	l(m)	a(m)	h(m)	N° de veces	Peso especifico	Parcial (Kg-f)	Total(Kg-f)
VA 1	3.60	0.25	0.40	12.00	2400.00	10368.00	34428.00
VA 2	3.60	0.25	0.40	6.00	2400.00	5184.00	
VI 1	3.40	0.25	0.40	4.00	2400.00	3264.00	
VS 1	3.40	0.25	0.40	4.00	2400.00	3264.00	
VB	2.10	0.25	0.40	7.00	2400.00	3528.00	
PORTICO	7.00	0.25	0.70	3.00	2400.00	8820.00	
Elemento	l(m)	a(m)	h(m)	N° de veces	Peso especifico	Parcial (Kg-f)	Total(Kg-f)
Muros albañileria	0.00	0.00	0.00	0.00	1800.00	0.00	13860.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	1800.00	0.00	
	0.00	0.00	0.00	0.00	1800.00	0.00	
	0.00	0.00	0.00	0.00	1800.00	0.00	
	0.00	0.00	0.00	0.00	1800.00	0.00	
	7.00	1.1	0.25	4.00	1800.00	13860.00	

Elemento	l(m)	a(m)	h(m)	N° de veces	Peso especifico	Parcial (Kg-f)	Total(Kg-f)
Losas aligeradas	3.60	1.85	0.00	6.00	300.00	11988.00	59940.00
	3.60	7.4	0.00	6.00	300.00	47952.00	
Elemento	l(m)	a(m)	h(m)	N° de veces	Peso especifico	Parcial (Kg-f)	Total(Kg-f)
Acabados	3.60	1.85	0.00	6.00	120.00	4795.20	23976.00
	3.60	7.4	0.00	6.00	120.00	19180.80	
Elemento	l(m)	a(m)	h(m)	N° de veces	Peso especifico	Parcial (Kg-f)	Total(Kg-f)
Sobrecarga	3.60	1.85	0.00	6.00	125.00	4995.00	24975.00
	3.60	7.4	0.00	6.00	125.00	19980.00	

Modulo B
PRIMER NIVEL

Elemento	l(m)	a(m)	h(m)	N° de veces	Peso especifico (Kg-f/m3)	Parcial (Kg-f)	Total(Kg-f)
C-1	3.10	0.25	0.45	8.00	2400.00	6696.00	14880.00
C-2	3.10	0.25	0.40	8.00	2400.00	5952.00	
C-3	3.10	0.25	0.30	4.00	2400.00	2232.00	

Elemento	l(m)	a(m)	h(m)	N° de veces	Peso especifico (Kg-f/m3)	Parcial (Kg-f)	Total(Kg-f)
VA 1	3.85	0.25	0.40	4.00	2400.00	3696.00	46788.00
VA 1	3.60	0.25	0.40	4.00	2400.00	3456.00	
VA 1	4.18	0.25	0.40	4.00	2400.00	4012.80	
VA 2	3.85	0.25	0.40	6.00	2400.00	5544.00	
VA 2	3.60	0.25	0.40	6.00	2400.00	5184.00	
VA 2	4.18	0.25	0.40	6.00	2400.00	6019.20	
VI 1	3.40	0.25	0.40	4.00	2400.00	3264.00	
VS 1	3.40	0.25	0.40	4.00	2400.00	3264.00	
VB	2.10	0.25	0.40	7.00	2400.00	3528.00	
PORTICO	7.00	0.25	0.70	3.00	2400.00	8820.00	

Elemento	l(m)	a(m)	h(m)	N° de veces	Peso especifico (Kg-f/m3)	Parcial (Kg-f)	Total(Kg-f)
Muros albañileria	3.60	0.15	1.00	6.00	1800.00	5832.00	41814.36
	2.05	0.15	1.30	1.00	1800.00	719.55	
	3.85	0.15	1.30	3.00	1800.00	4054.05	
	3.60	0.15	1.30	4.00	1800.00	5054.40	
	2.10	0.15	1.00	1.00	1800.00	567.00	
	4.18	0.15	1.30	2.00	1800.00	2934.36	
	4.18	0.15	2.50	2.00	1800.00	5643.00	
	7.00	2.7	0.25	2.00	1800.00	17010.00	

Elemento	l(m)	a(m)	h(m)	N° de veces	Peso especifico (Kg-f/m2)	Parcial (Kg-f)	Total(Kg-f)
Losa aligerada	3.60	1.85	0.00	2.00	300.00	3996.00	64546.50
	3.85	1.85	0.00	2.00	300.00	4273.50	
	4.18	1.85	0.00	2.00	300.00	4639.80	
	3.60	7.4	0.00	2.00	300.00	15984.00	
	3.85	7.4	0.00	2.00	300.00	17094.00	
	4.18	7.4	0.00	2.00	300.00	18559.20	

Elemento	l(m)	a(m)	h(m)	N° de veces	Peso especifico (Kg-f/m2)	Parcial (Kg-f)	Total(Kg-f)
Acabados	3.60	1.85	0.00	2.00	120.00	1598.40	25818.60
	3.85	1.85	0.00	2.00	120.00	1709.40	
	4.18	1.85	0.00	2.00	120.00	1855.92	
	3.60	7.4	0.00	2.00	120.00	6393.60	
	3.85	7.4	0.00	2.00	120.00	6837.60	
	4.18	7.4	0.00	2.00	120.00	7423.68	

Elemento	l(m)	a(m)	h(m)	N° de veces	Peso especifico (Kg-f/m2)	Parcial (Kg-f)	Total(Kg-f)
Sobrecarga	3.60	1.85	0.00	2.00	400.00	5328.00	60243.40
	3.85	1.85	0.00	2.00	400.00	5698.00	
	4.18	1.85	0.00	2.00	400.00	6186.40	
	3.60	7.4	0.00	2.00	250.00	13320.00	
	3.85	7.4	0.00	2.00	250.00	14245.00	
	4.18	7.4	0.00	2.00	250.00	15466.00	

SEGUNDO NIVEL							
Elemento	l(m)	a(m)	h(m)	N° de veces	Peso especifico	Parcial (Kg-f)	Total(Kg-f)
C-1	1.50	0.25	0.45	8.00	2400.00	3240.00	6660.00
C-2	1.50	0.25	0.40	8.00	2400.00	2880.00	
C-3	1.50	0.25	0.30	2.00	2400.00	540.00	

Elemento	l(m)	a(m)	h(m)	N° de veces	Peso especifico	Parcial (Kg-f)	Total(Kg-f)
VA 1	3.85	0.25	0.40	4.00	2400.00	3696.00	46788.00
VA 1	3.60	0.25	0.40	4.00	2400.00	3456.00	
VA 1	4.18	0.25	0.40	4.00	2400.00	4012.80	
VA 2	3.85	0.25	0.40	6.00	2400.00	5544.00	
VA 2	3.60	0.25	0.40	6.00	2400.00	5184.00	
VA 2	4.18	0.25	0.40	6.00	2400.00	6019.20	
VI 1	3.40	0.25	0.40	4.00	2400.00	3264.00	
VS 1	3.40	0.25	0.40	4.00	2400.00	3264.00	
VB	2.10	0.25	0.40	7.00	2400.00	3528.00	
PORTICO	7.00	0.25	0.70	3.00	2400.00	8820.00	

Elemento	l(m)	a(m)	h(m)	N° de veces	Peso especifico	Parcial (Kg-f)	Total(Kg-f)	
Muros albañileria	0.00	0.00	0.00	0.00	1800.00	0.00	6930.00	
	0.00	0.00	0.00	0.00	1800.00	0.00		
	0.00	0.00	0.00	0.00	1800.00	0.00		
	0.00	0.00	0.00	0.00	1800.00	0.00		
	0.00	0.00	0.00	0.00	1800.00	0.00		
	7.00	1.1	0.25	2.00	1800.00	6930.00		

Elemento	l(m)	a(m)	h(m)	N° de veces	Peso especifico	Parcial (Kg-f)	Total(Kg-f)
Losa aligerada	3.60	1.85	0.00	2.00	300.00	3996.00	64546.50
	3.85	1.85	0.00	2.00	300.00	4273.50	
	4.18	1.85	0.00	2.00	300.00	4639.80	
	3.60	7.4	0.00	2.00	300.00	15984.00	
	3.85	7.4	0.00	2.00	300.00	17094.00	
	4.18	7.4	0.00	2.00	300.00	18559.20	

Elemento	l(m)	a(m)	h(m)	N° de veces	Peso especifico	Parcial (Kg-f)	Total(Kg-f)
Acabados	3.60	1.85	0.00	2.00	120.00	1598.40	25818.60
	3.85	1.85	0.00	2.00	120.00	1709.40	
	4.18	1.85	0.00	2.00	120.00	1855.92	
	3.60	7.4	0.00	2.00	120.00	6393.60	
	3.85	7.4	0.00	2.00	120.00	6837.60	
	4.18	7.4	0.00	2.00	120.00	7423.68	

Elemento	l(m)	a(m)	h(m)	N° de veces	especifico (Kg-f/m2)	Parcial (Kg-f)	Total(Kg-f)
Sobrecarga	3.60	1.85	0.00	2.00	125.00	1665.00	26894.38
	3.85	1.85	0.00	2.00	125.00	1780.63	
	4.18	1.85	0.00	2.00	125.00	1933.25	
	3.60	7.4	0.00	2.00	125.00	6660.00	
	3.85	7.4	0.00	2.00	125.00	7122.50	
	4.18	7.4	0.00	2.00	125.00	7733.00	

CÁLCULO DE RIGIDECES LATERALES

Fórmulas empleadas:

$$I = \frac{b * h^3}{12}$$

Donde:

I: Momento de inercia

b: Base del elemento en la dirección evaluada

h: Altura del elemento en la dirección evaluada

$$Kc = 12 * \frac{E * I}{hc^3}$$

Donde:

Kc: Rigidez lateral de columna

I: Momento de inercia

hc: altura libre de columna

E: Módulo de elasticidad del concreto $E = 15000\sqrt{f'c}$

$$Km = \frac{E * t}{4\left(\frac{h}{L}\right)^3 + 3\left(\frac{h}{L}\right)}$$

Donde:

Km: Rigidez lateral de muro

E: Módulo de elasticidad del material

h: altura del muro

t: Espesor del muro

Datos

DATOS	
Resistencia a la compresión estructura actual $f'c$ 1(Kgf/cm ²)	126.38
Módulo de elasticidad	168628.29
Resistencia a la compresión estructura reforzada $f'c$ 2 (Kgf/cm ²)	210.00
Módulo de elasticidad	217370.65
Resistencia muros confinados $f'm$ (Kg/cm ²)	65.00
Módulo de elasticidad	32500.00

Cálculo de rigideces Módulo A

Nivel típico

EJE X-X								
Columna	B (cm)	h (cm)	I(cm ⁴)	H(cm)	Ec (T/cm ²)	Kc (T/cm)	CANTIDAD	Kc total
C-3	30.00	25.00	39062.500	275.00	168.63	3.80	4.00	15.20
C-2	40.00	25.00	52083.333	245.00		7.17	8.00	57.33
C-1	45.00	30.00	101250.000	275.00		9.85	6.00	59.11
								131.65

EJE Y-Y								
Columna	B (cm)	h (cm)	I(cm ⁴)	H(cm)	Ec (T/cm ²)	Kc (T/cm)	CANTIDAD	Kc total
C-3	25.00	30.00	56250.00	275.00	168.63	5.47	4.00	21.89
C-2	25.00	40.00	133333.33	245.00		18.35	8.00	146.77
C-1	30.00	45.00	227812.50	275.00		22.17	6.00	133.00
								301.66

Muro	h	L	T	E	h/L	(h/L) ³	4(h/L) ³	3(h/L)	Km	CANTIDAD	Kc total
M1	280.00	339.75	25.00	32500.00	0.82	0.56	2.24	2.47	172453.52	4.00	689814.08
M2	290.00	339.75	25.00	32500.00	0.85	0.62	2.49	2.56	160945.97	4.00	643783.88
										1333597.96	
										1333.60	

Total de rigideces eje y-y

Columnas	301.66	18%
Muros	1333.60	82%
Total	1635.26	100%

Rigidez módulo A reforzado eje x-x

Rigideces de muros de corte

CALCULO DE RIGIDECES MUROS DE CORTE											
	h	L	T	E	h/L	(h/L) ³	4(h/L) ³	3(h/L)	Km	CANTIDAD	TOTAL
M1	295.00	120.00	25.00	217370.65	2.46	14.86	59.43	7.38	81349.1069	3.00	244047.32
M2	295.00	120.00	25.00	217370.65	2.46	14.86	59.43	7.38	81349.1069	3.00	244047.32
										488094.64	
										488.09	

Columnas	131.65	21%
Muros de corte	488.09	79%
Total	619.74	100%

Cálculo de rigideces Módulo B

Estructura actual

Primer nivel

EJE X-X								
Columna	B (cm)	h (cm)	I(cm ⁴)	H(cm)	Ec (T/cm ²)	Kc (T/cm)	CANTIDAD	Kc total
C-3	30.00	25.00	39062.500	275.00	168.63	3.80	4.00	15.20
C-2	40.00	25.00	52083.333	245.00		7.17	8.00	57.33
C-1	45.00	30.00	101250.000	275.00		9.85	6.00	59.11
								131.65

EJE Y-Y								
Columna	B (cm)	h (cm)	I(cm ⁴)	H(cm)	Ec (T/cm ²)	Kc (T/cm)	Cantidad	Kc total
C-3	25.00	30.00	56250.00	275.00	168.63	5.47	4.00	21.89
C-2	25.00	40.00	133333.33	245.00		18.35	8.00	146.77
C-1	30.00	45.00	227812.50	275.00		22.17	6.00	133.00
								301.66

Muro	h	L	T	E	h/L	(h/L) ³	4(h/L) ³	3(h/L)	Km	Cantidad	Km total
M1	280.00	339.75	25.00	32500.00	0.82	0.56	2.24	2.47	172453.52	4.00	689814.08
M2	290.00	339.75	25.00	32500.00	0.85	0.62	2.49	2.56	160945.97	4.00	643783.88
										1333597.96	
										1333.60	

Columnas	301.66	18%
Muros confinados	1333.60	82%
Total	1635.26	100%

Segundo nivel

EJE X-X								
Columna	B (cm)	h (cm)	I(cm ⁴)	H(cm)	Ec (T/cm ²)	Kc (T/cm)	CANTIDAD	Kc total
C-3	30.00	25.00	39062.500	275.00	168.63	3.80	2.00	7.60
C-2	40.00	25.00	52083.333	245.00		7.17	8.00	57.33
C-1	45.00	30.00	101250.000	275.00		9.85	6.00	59.11
								124.04

Muro	h	L	T	E	h/L	(h/L) ³	4(h/L) ³	3(h/L)	Km	Cantidad	Km total
M1	280.00	339.75	25.00	32500.00	0.82	0.56	2.24	2.47	172453.52	2.00	344907.04
M2	290.00	339.75	25.00	32500.00	0.85	0.62	2.49	2.56	160945.97	2.00	321891.94
										666798.98	
										666.80	

Columnas	290.72	30%
Muros confinados	666.80	70%
Total	957.51	100%

Módulo B reforzado con muros de corte

Primer nivel

EJE X-X								
Columna	B (cm)	h (cm)	I(cm ⁴)	H(cm)	Ec (T/cm ²)	Kc (T/cm)	Cantidad	Kc total
C-3	30.00	25.00	39062.500	275.00	168.63	3.80	4.00	15.20
C-2	40.00	25.00	52083.333	245.00	168.63	7.17	8.00	57.33
C-1	45.00	30.00	101250.000	275.00	168.63	9.85	6.00	59.11
								131.65

Placas	h	L	T	E	h/L	(h/L) ³	4(h/L) ³	3(h/L)	Km	Cantidad	Km total
PL1-1	295.00	220.00	25.00	217370.65	1.34	2.41	9.64	4.02	397626.96	1.00	397626.96
PL1-2	295.00	220.00	25.00	217370.65	1.34	2.41	9.64	4.02	397626.96	1.00	397626.96
										795253.93	
										795.25	

Columnas	131.65	14%
Muros de corte	795.25	86%
Total	926.90	100%

EJE Y-Y								
Columna	B (cm)	h (cm)	I(cm ⁴)	H(cm)	Ec (T/cm ²)	Kc (T/cm)	Cantidad	Kc total
C-3	25.00	30.00	56250.00	275.00	168.63	5.47	4.00	21.89
C-2	25.00	40.00	133333.33	245.00	168.63	18.35	8.00	146.77
C-1	30.00	45.00	227812.50	275.00	168.63	22.17	6.00	133.00
								301.66

Muro	h	L	T	E	h/L	(h/L) ³	4(h/L) ³	3(h/L)	Km	Cantidad	Km total
M1	280.00	339.75	25.00	32500.00	0.82	0.56	2.24	2.47	172453.52	4.00	689814.08
M2	290.00	339.75	25.00	32500.00	0.85	0.62	2.49	2.56	160945.97	4.00	643783.88
										1333597.96	
										1333.60	

Columnas	301.66	18%
Muros confinados	1333.60	82%
Total	1635.26	100%

Segundo nivel

EJE X-X								
Columna	B (cm)	h (cm)	I(cm ⁴)	H(cm)	Ec (T/cm ²)	Kc (T/cm)	CANTIDAD	Kc total
C-3	30.00	25.00	39062.500	275.00	164.09	3.80	2.00	7.60
C-2	40.00	25.00	52083.333	245.00	217.37	9.24	8.00	73.90
C-1	45.00	30.00	101250.000	275.00	217.37	12.70	6.00	76.20
								157.70

Placas	h	L	T	E	h/L	(h/L) ³	4(h/L) ³	3(h/L)	Km	Cantidad	Km total
PL1-1	295.00	220.00	25.00	217370.65	1.34	2.41	9.64	4.02	397626.963	1.00	397626.96
PL1-2	295.00	220.00	25.00	217370.65	1.34	2.41	9.64	4.02	397626.963	1.00	397626.96
										795253.93	
										795.25	

Columnas	157.70	17%
Muros de corte	795.25	83%
Total	952.96	100%

EJE Y-Y								
Columna	B (cm)	h (cm)	I(cm ⁴)	H(cm)	Ec (T/cm ²)	Kc (T/cm)	CANTIDAD	Kc total
C-3	25.00	30.00	56250.00	275.00	164.09	5.47	2.00	10.95
C-2	25.00	40.00	133333.33	245.00	217.37	23.65	8.00	189.20
C-1	30.00	45.00	227812.50	275.00	164.09	21.57	6.00	129.42
								329.56

Muro	h	L	T	E	h/L	(h/L) ³	4(h/L) ³	3(h/L)	Km	Cantidad	Km total
M1	280.00	339.75	25.00	32500.00	0.82	0.56	2.24	2.47	172453.52	2.00	344907.04
M2	290.00	339.75	25.00	32500.00	0.85	0.62	2.49	2.56	160945.97	2.00	321891.94
											666798.98

Columnas	329.56	33%
Muros confinados	666.80	67%
Total	996.36	100%

Cálculo de periodos de vibración

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

Donde:

T: Periodo de vibración (segundos)

K: Rigidez de la estructura

M: se obtiene con la siguiente expresión

$$M = \frac{P}{a}$$

P: Peso de la edificación

a: Aceleración de la gravedad (981 cm/seg²)

CALCULO DE PERIODO DE VIBRACIÓN MÓDULO A INICIAL									
P	a	M	π	Kx	Ky	M/Kx	M/Ky	Tx	Ty
201.84	981	0.2057492	3.14159	131.65	1635.26	0.0016	0.000126	0.2483964	0.0704783
145.65	981	0.1484709	3.14159	131.65	1635.26	0.0011	0.000091	0.2110070	0.0598697

CALCULO DE PERIODO DE VIBRACIÓN MÓDULO A REFORZADO									
P	a	M	π	Kx	Ky	M/Kx	M/Ky	Tx	Ty
214.8	981	0.2189602	3.14159	619.74	1635.26	0.00035	0.000134	0.1181020	0.0727058
152.13	981	0.1550765	3.14159	619.74	1635.26	0.00025	0.000095	0.0993911	0.061187

CALCULO DE PERIODO DE VIBRACIÓN MÓDULO B INICIAL									
P	a	M	π	Kx	Ky	M/Kx	M/Ky	Tx	Ty
208.91	981	0.21295617	3.14159	131.65	1635.26	0.0016176	0.000130	0.2527094	0.071702
157.47	981	0.16051988	3.14159	124.04	957.51	0.0012941	0.000168	0.2260247	0.08135258

CALCULO DE PERIODO DE VIBRACIÓN MÓDULO B REFORZADO									
P	a	M	π	Kx	Ky	M/Kx	M/Ky	Tx	Ty
216.83	981	0.22102956	3.14159	926.90	1635.26	0.00024	0.000135	0.0970260	0.07304851
161.43	981	0.16455657	3.14159	952.96	996.36	0.00017	0.000165	0.0825659	0.08074748

cálculo de periodo fundamental

En función a la expresión de la norma E03 capítulo 4.5.4, se calculan los periodos de vibración fundamentales:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\left(\sum_{i=1}^n P_i \cdot d_i^2\right)}{\left(g \cdot \sum_{i=1}^n f_i \cdot d_i\right)}}$$

Donde:

Pi: peso del nivel i

di: Desplazamientos laterales del centro de masa del nivel i en traslación

pura (restringiendo los giros en planta) debido a las fuerzas fi

fi: Fuerza sísmica horizontal en el nivel "i"

g: Aceleración de la gravedad

CÁLCULO DE PERIODO FUNDAMENTAL MODULO A INICIAL							
Altura (m)	P (ton)	Px H	C	F	D	P*D ²	F*D
3	181.42	544.26	0.42505303	39257.8977	361.9	23760869.49	14207433.2
3.2	230.06	736.192	0.57494697	53102.1023	268	16523829.44	14231363.4
		1280.452		92360		40284698.93	28438796.6

$$T = 0.0755153$$

CÁLCULO DE PERIODO FUNDAMENTAL MODULO B REFORZADO							
Altura (m)	P (ton)	Px H	C	F	D	P*D ²	F*D
3	186.42	559.26	0.42000739	53177.1356	80	1193088	4254170.85
3.2	241.34	772.288	0.57999261	73432.8644	36.2	316261.5896	2658269.69
		1331.548		126610		1509349.59	6912440.54

$$T = 0.02964829$$

CÁLCULO DE PERIODO FUNDAMENTAL MODULO B INICIAL							
Altura (m)	P (ton)	Px H	C	F	D	P*D ²	F*D
3	173.97	521.91	0.39021483	37593.2972	399	27696197.97	14999725.6
3.2	254.87	815.584	0.60978517	58746.7028	281	20124790.07	16507823.5
		1337.494		96340.00		47820988.04	31507549.1

$$T = 0.07816682$$

CÁLCULO DE PERIODO FUNDAMENTAL MODULO B REFORZADO							
Altura (m)	P (ton)	Px H	C	F	D	P*D ²	F*D
3	176.91	530.73	0.38805754	50354.3465	71.3	899355.5979	3590264.9
3.2	261.54	836.928	0.61194246	79405.6535	28.1	206514.5994	2231298.86
		1367.658		129760		1105870.197	5821563.77

$$T = 0.02765367$$

INFORME TECNICO
EJECUCION DE ENSAYO NO DESTRUCTIVO PARA
DETERMINAR LA RESISTENCIA A TRAVÉS DEL NUMERO DE
REBOTE DEL CONCRETO ENDURECIDO

A. INFORMACION GENERAL:

PROYECTO

EVALUACION ESTRUCTURAL PARA DETERMINAR LA VULNERABILIDAD SISMICA DE LAS AULAS DEL COLEGIO LOS PRECURSORES.

UBICACIÓN

Departamento : LIMA
Provincia : LIMA
Distrito : SANTIAGO DE SURCO
Ubicación : Av. José de la Riva Agüero s/n
Fecha de ensayo : 15 octubre de 2020
Fecha de Informe : 20 de octubre 2020

B. OBJETIVOS:

Presentar e interpretar los resultados de los ensayos no destructivos para determinar la resistencia a compresión simple a través del número de rebote del concreto endurecido en elementos de concreto armado columnas.

C. ALCANCES:

El ensayo aplicado para esta finalidad permite la determinación de la resistencia a la compresión ($f'c$) del concreto existente por el método de correlación con el promedio de una serie de datos registrados a través de mediciones con el esclerómetro portátil obteniéndose el número de rebote registrado.

PERUANA DE ESTUDIOS E INGENIERIA S.A.U


JOSE CARLOS BERROCAL CANCHAR
Msc. Ing.

Gerente General

D. DATOS DE CAMPO:

En la fecha 15 de octubre del 2020 se procedió a realizar el programa de mediciones con esclerómetro en puntos y elementos de concreto armado representativos (columnas) pertenecientes a las Instalaciones del referido Colegio.

Equipos empleados:

Equipo portátil esclerómetro

Del personal de la brigada:

- 01 Operario de medición
- 01 Operario de albañilería
- 01 Ayudante
- 01 tesista

Del método usado para el levantamiento de información:

Se ha aplicado un ensayo tipo no destructivo para la obtención de registros de rebote del concreto endurecido

E. CARACTERISTICAS DE LAS ESTRUCTURAS EXISTENTES

Las instalaciones que comprenden el colegio Los Precursores del distrito de Santiago de Surco provincia de Lima están diseñados en el sistema dual los cuales comprenden estructuras de concreto armado y albañilería de ladrillo debidamente confinado con una antigüedad aproximada de 40 años y estado de conservación regular.

Cada uno de los ambientes que lo conforman se adecúan a los requisitos del sistema de prestación en educación.

F. FACTORES A TENER EN CUENTA EN LA INTERPRETACION DE RESULTADOS

La interpretación final de los ensayos no destructivos sobre elementos de concreto existentes pueden verse afectados a una serie de variables que han sido ampliamente estudiadas por varios investigadores sin ningún tipo de consenso en cuanto a los resultados de los mismos.

Estos se resumen en los siguientes

- La humedad
- Las condiciones de la superficie del ensayo

PERUANA DE ESTUDIOS E INGENIERIA S.A.U.

.....
JOSE CARLOS BERRÓCAL CANCHAR
Msc. Ing.
Gerente General

- La forma y rigidez del espécimen
- Tipo de agregado grueso
- La edad del concreto
- Densidad del concreto
- El método utilizado para obtener la superficie del ensayo
- Estado de carbonatación

G. PROCEDIMIENTO DEL ENSAYO

El procedimiento para la realización del ensayo especificado se ha basado en lo que establece la Norma peruana NTP 339.181

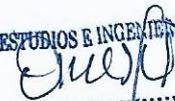
- El método consiste en impactar una superficie de concreto con el martillo en forma perpendicular a esta superficie.
- Después del impacto proceder a leer el número de rebote en la escala y registrarlo aproximándolo siempre a un número entero.
- La separación entre impacto e impacto debe ser al menos de 2.5 cm.
- Registrar un mínimo de 10 lecturas en el área seleccionada para el ensayo.
- Examinar la impresión que por el impacto se va observar en la superficie ensayada.
- en caso de observar la superficie destrozada o aplastada se debe anular esta lectura y proceder a realizar otra.

H. OBTENCION DE RESULTADOS

Los resultados obtenidos de las cinco mediciones ejecutadas para igual número de elementos de concreto armado se resumen en el siguiente Cuadro

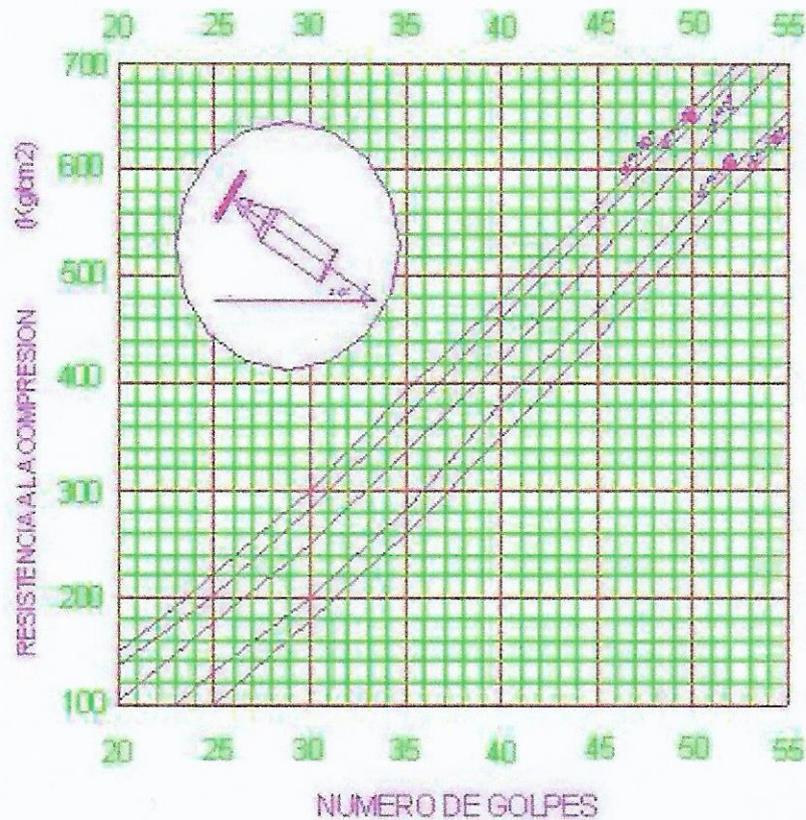
DATOS GENERALES				Lecturas de esclerómetro											
Muestra	Elemento	Nivel	Angulo de aplicación	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
C-1	Columna	1	0°	26	24	23	24	23	26	24	24	25	27	29	26
C-2	Columna	1	0°	28	31	32	32	28	32	29	29	31	29	30	31
C-3	Columna	1	0°	27	30	36	28	32	27	32	33	34	25	30	31
C-4	Columna	1	0°	23	18	22	25	27	24	24	28	23	18	20	21
C-5	Columna	1	0°	33	24	25	28	25	28	27	27	29	26	29	23

I. CORRELACION DE RESULTADOS

PERUANA DE ESTUDIOS E INGENIERIA S.A.S.

 JOSE CARLOS BERROCAL CANCHAR
 MSc. Ing.
 Gerente General

Se presenta el gráfico que correlaciona el número de rebote del concreto endurecido con la resistencia a compresión simple del mismo en función al ángulo en que se encuentra la cara expuesta de la estructura con la horizontal lo cual por lo general es de 0°.

GRAFICA DE CORRELACION
RESISTENCIA A LA COMPRESION vs NUMERO DE REBOTE



Descartar las lecturas que difieran del promedio por más de 6 unidades y determinar el promedio de las lecturas restantes.

Si más de 2 lecturas difieren de este promedio por más de 6 unidades, desechar todas las lecturas y determinar los números de rebotes en 10 nuevas ubicaciones dentro del área de ensayo.

J. INTERPRETACION DE LA INFORMACION

Los resultados de los ensayos de medición sobre la cara expuesta de las columnas indican una resistencia de rotura inferiores a los valores

nominales para este tipo de elementos estructurales y también por debajo de los criterios de aceptación general para estos materiales.

Se muestra el Cuadro de resultados

CALCULOS CORRESPONDIENTES						
Promedio Ir	Desviación estandar	I.R. (Kg/cm ²)	FT	f'c final (Kg/cm ²)	Corrección (-15%)	f'c Esperado
25	1.78	143	0.9	128.70	109.40	210.00
30	1.53	204	0.9	183.60	156.06	210.00
30	3.23	204	0.9	183.60	156.06	210.00
23	3.17	112	0.9	100.80	85.68	210.00
27	2.70	163	0.9	146.70	124.70	210.00

Los valores nominales determinados en los ensayos indican relación directa con concretos de baja resistencia estructural el cual puede deberse a una serie de factores en los que destacan una dosificación inadecuada de cada uno de sus componentes falta de control de calidad de los materiales agregados de acuerdo a lo verificado externamente durante las mediciones.

K. NORMAS APLICADAS:

Se han aplicado las siguientes normas nacionales e internacionales para la ejecución de los ensayos, así como para la corrección de los resultados en función a las distintas variables involucradas en el proceso.

ASTM C 805,
COVENIN 1609,
IRAM 1694,
NMX-C-192-1997-ONNCCE,
NCh1565, NGO 41 017 h11,
NTP 339.181 y
UNIT-NM 78

L. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES:

Los componentes estructurales columnas que fueron objeto de la presente evaluación perteneciente a las Instalaciones del colegio Los Precursores tienen limitada capacidad resistente en relación al valor nominal pre establecido esperado que se resume en el Cuadro.



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO

Codigo SGI-GEO-012.F01

DENSIDAD IN SITU POR EL METODO DEL CONO DE ARENA (ASTM D1556-07/AASHTO T-91)

Versión 01

Fecha 25/08/2017

SOLICITANTE : MANUEL CARRASCO

PROYECTO: MEMORIA DE CALCULO - CAPACIDAD PORTANTE PARA LA TESIS " EVALUACIÓN ESTRUCTURAL PARA DETERMINAR LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS AULAS DEL COLEGIO LOS PRECURSORES , SANTIAGO DE SURCO 2020"

UBICACIÓN : ALAMEDA JOSÉ DE LA RIVA AGÜERO S/N , SANTIAGO DE SURCO , LIMA

Tipo de capas a ensayar (base, subbase, material selecto, subrasante, rellenos, etc) : MATERIAL NATURAL

FECHA DE ENSAYO: 22/09/2020

ING. RESPONSABLE:

ENSAYO	D-01	D-02				
CALICATA	C-01	C-01				
ALTURA (m)	1.00	1.50				
MATERIAL	SP-SM	CL				

DENSIDAD EN CAMPO (ASTMD 1556 - 00)

1 Peso de frasco + arena (gr)	7806	7771				
2 Peso de frasco + arena sobrante (gr)	3924	4126				
3 Peso de arena empleada (1) - (2) (gr)	3882	3645				
4 Peso de arena en el cono (gr)	1501	1502				
5 Peso de arena en el hueco (3) - (4) (gr)	2381	2143				
6 Densidad de la arena (gr/cc)	1.44	2.44				
7 Volumen del hueco cc (5)/(6)	1653.5	878.3				
8 Peso del tarro + suelo + grava (gr)	2645	2070				
9 Peso del tarro (gr)	49	49				
10 Peso del suelo + grava (8) - (9) (gr)	2596	2021				
11 Peso retenido en el tamiz 3/4 (gr) N°4	0	0				
12 % grava 3/4 (N°4)						
13 Peso específico de la grava	0	0				
14 Volumen de la grava (11)/(13) (cc)	0.0	0.0				
15 Peso del suelo (10) - (11) (gr)	2596	2021				
16 Volumen del suelo (7) - (14) (cc)	1653.5	878.3				
17 Densidad Húmeda (15)/(16) (gr/cm³)	1.570	2.301				

CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM D 2216 - 98 OBS EMPLEANDO SPEEDY)

18 Lectura de SPEEDY						
19 Porcentaje de Humedad de Campo	0.93	11.51				

RESÚMEN DE ENSAYO DE PROCTOR

20 Maxima densidad seca P.S o P.M (gr/cc)						
21 Optimo contenido de humedad %						
22 Densidad seca (gr/cc) $17/(19+100) \times 100$	1.556	2.064				
% Compactación (22)/(20) x 100						



GS ENGINEERING E.I.R.L.

WILLIAM ALDO SEGOVIA HERRERA
INGENIERO CIVIL
Rne. CIP N° 146029

GS ENGINEERING E.I.R.L.

JOSE C. ESCALANTE FERNANDEZ
JEFE DE LABORATORIO
S.C.A.



	LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS	Código:	SGI-GEO-PRO
	ENSAYO GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (ASTM -D6913)	Versión:	01
		Fecha:	28/02/2017

Solicitante: MANUEL CARRASCO VASQUEZ

Calicata: C-01

Proyecto: MEMORIA DE CALCULO - CAPACIDAD PORTANTE PARA LA TESIS "EVALUACIÓN ESTRUCTURAL PARA DETERMINAR LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS AULAS DEL COLEGIO LOS PRECURSORES , SANTIAGO DE SURCO 2020"

Muestra: M-01

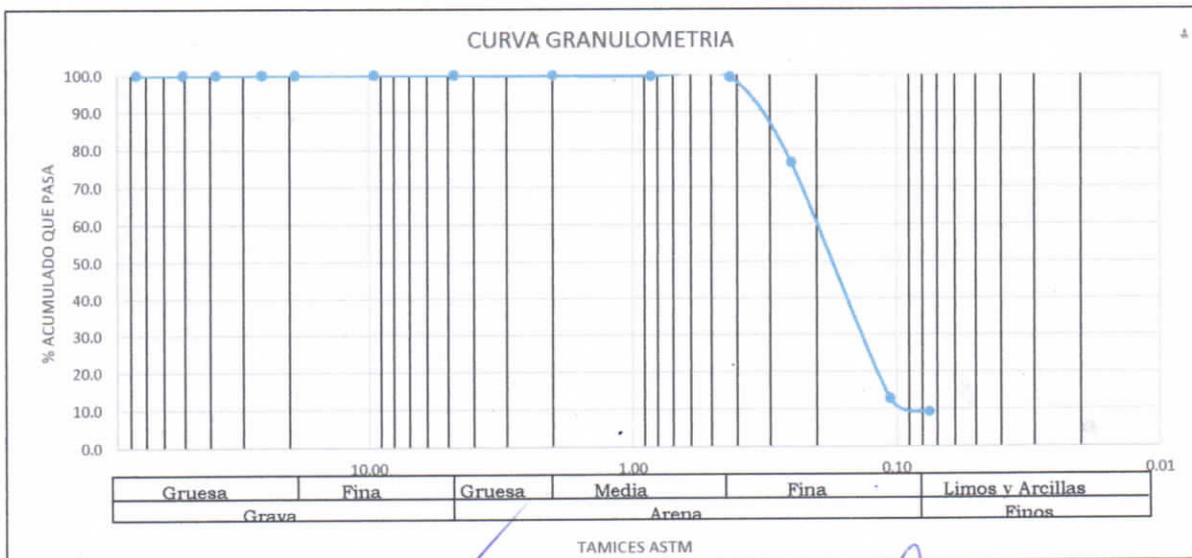
Ubicación: ALAMEDA JOSÉ DE LA RIVA AGÜERO S/N , SANTIAGO DE SURCO , LIMA

Profundidad: 1.00 m

Fecha: 23 de Setiembre del 2020

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO NTP 339.128/ASTM - D 422					
MALLA		PESO RETENIDO en gramos	% RETENIDO	% RETENIDO ACUMUL.	% PASANTE
Nro.	mm				
3"	76.20	0	0.0	0.0	100.0
2"	50.80	0	0.0	0.0	100.0
1 1/2"	38.10	0	0.0	0.0	100.0
1"	25.40	0	0.0	0.0	100.0
3/4"	19.05	0	0.0	0.0	100.0
3/8"	9.525	0	0.0	0.0	100.0
N° 4	4.750	0	0.0	0.0	100.0
N° 10	2.00	0.5	0.1	0.1	99.9
N° 20	0.85	0.7	0.2	0.3	99.7
N° 40	0.425	1.4	0.3	0.6	99.4
N° 60	0.250	97.7	23.0	23.6	76.4
N° 140	0.106	271.4	63.8	87.3	12.7
N° 200	0.075	15	3.5	90.9	9.1

LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM - D 427/ D 4318		
Límite Líquido (%)		NP
Límite Plástico (%)		NP
Índice Plástico (%)		
Límite de Contracción (%)		
RESULTADOS: ASTM - D 2487 / D 3282		
Coefficientes:		
Coefficiente de Uniformidad (Cu)		2.42
Coefficiente de Curvatura (Cc)		1.50
Material:		
Grava (%)		0
Arena (%)		91
Finos (%)		9
Clasificación	Código	Descripción
AASHTO		
SUCS		SP-SM
D60(mm)	0.22	
D30(mm)	0.18	
D10(mm)	0.09	
CONTENIDO DE HUMEDAD ASTM - D 2216-19		
Humedad natural (%)		0.93



GS ENGINEERING E.I.R.L.

WILLIAM ALDO SEGOVIA HERRERA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 146028

GS ENGINEERING E.I.R.L.
JOSÉ C. ESCALANTE FERNÁNDEZ
JEFE DE LABORATORIO
S.C.A.





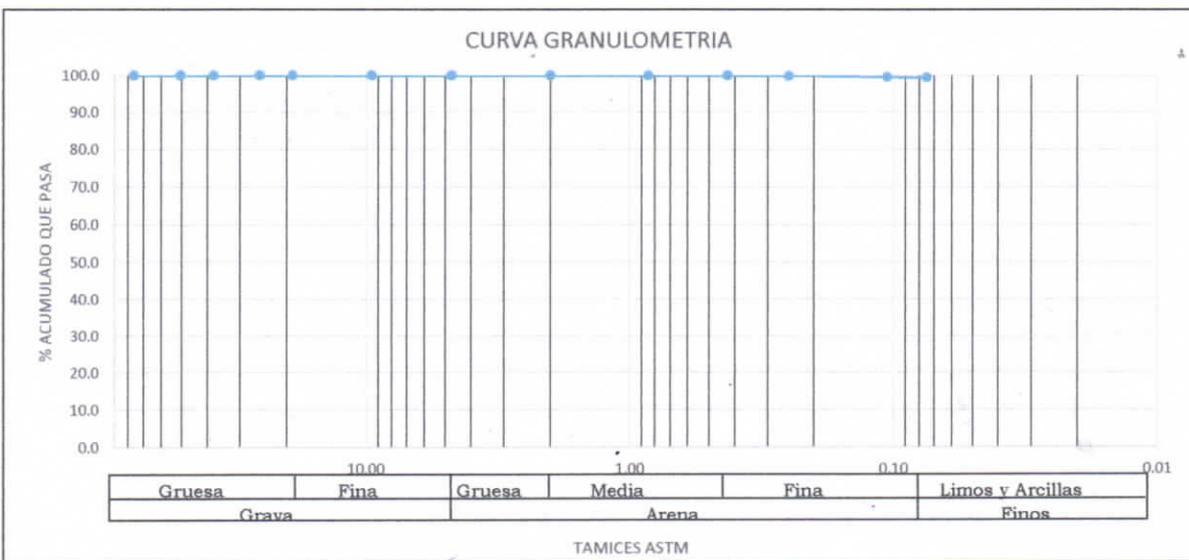
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS		Código:	SGI-GEO-PRO
ENSAYO GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (ASTM -D6913)		Versión:	01
		Fecha:	28/02/2017

Solicitante: MANUEL CARRASCO
Proyecto: MEMORIA DE CALCULO - CAPACIDAD PORTANTE PARA LA TESIS " EVALUACIÓN ESTRUCTURAL PARA DETERMINAR LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS AULAS DEL COLEGIO LOS PRECURSORES , SANTIAGO DE SURCO 2020"
Ubicación: ALAMEDA JOSÉ DE LA RIVA AGÜERO S/N , SANTIAGO DE SURCO , LIMA
Fecha: 23 de Setiembre del 2020

Calicata: C-01
Muestra: M-02
Profundidad: 1.50 m

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO NTP 339.128/ASTM - D 422					
MALLA		PESO RETENIDO en gramos	% RETENIDO	% RETENIDO ACUMUL.	% PASANTE
Nro.	mm				
3"	76.20	0	0.0	0.0	100.0
2"	50.80	0	0.0	0.0	100.0
1 1/2"	38.10	0	0.0	0.0	100.0
1"	25.40	0	0.0	0.0	100.0
3/4"	19.05	0	0.0	0.0	100.0
3/8"	9.525	0	0.0	0.0	100.0
N° 4	4.750	0	0.0	0.0	100.0
N° 10	2.00	0	0.0	0.0	100.0
N° 20	0.85	0	0.0	0.0	100.0
N° 40	0.425	0	0.0	0.0	100.0
N° 60	0.250	0.2	0.1	0.1	99.9
N° 140	0.106	1.2	0.3	0.4	99.6
N° 200	0.075	0.3	0.1	0.5	99.5

LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM - D 427 / D 4318		
Límite Líquido (%)		33.1
Límite Plástico (%)		22.73
Índice Plástico (%)		10.37
Límite de Contracción (%)		
RESULTADOS: ASTM - D 2487 / D 3282		
Coefficientes:		
Coeficiente de Uniformidad (Cu)		
Coeficiente de Curvatura (Cc)		
Material:		
Grava (%)		0
Arena (%)		0
Finos (%)		100
Clasificación	Código	Descripción
AAASHTO		
SUCS		CL
D60(mm)	0.04	
D30(mm)	0.02	
D10(mm)	0.01	
CONTENIDO DE HUMEDAD ASTM - D 2216-19		
Humedad natural (%)		11.51



GS ENGINEERING E.I.R.L.
 WILLIAM ALDO SEGOVIA HERRERA
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 146028

GS ENGINEERING E.I.R.L.
 JOSÉ C. ESCALANTE FERNANDEZ
 JEFE DE LABORATORIO
 S.C.A.





LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS
ENSAYO GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO
(ASTM -D6913)

Código:	SGI-GEO-PRO
Versión:	01
Fecha:	28/02/2017

Solicitante: MANUEL CARRASCO
 MEMORIA DE CALCULO - CAPACIDAD PORTANTE PARA LA TESIS "
 EVALUACIÓN ESTRUCTURAL PARA DETERMINAR LA VULNERABILIDAD
Proyecto: SÍSMICA DE LAS AULAS DEL COLEGIO LOS PRECURSORES , SANTIAGO DE SURCO 2020"

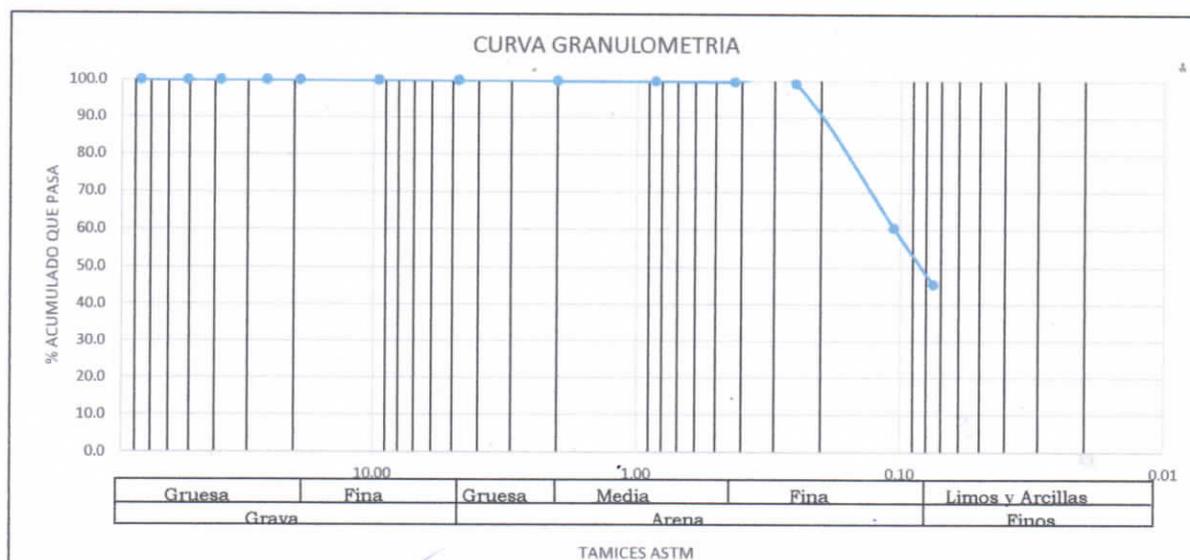
Ubicación: ALAMEDA JOSÉ DE LA RIVA AGÜERO S/N , SANTIAGO DE SURCO , LIMA

Fecha: 23 de Setiembre del 2020

Calicata: C-01
Muestra: M:03
Profundidad: 2.30 m

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO NTP 339.128/ASTM - D 422					
MALLA		PESO RETENIDO en gramos	% RETENIDO	% RETENIDO ACUMUL.	% PASANTE
Nro.	mm				
3"	76.20	0	0.0	0.0	100.0
2"	50.80	0	0.0	0.0	100.0
1 1/2"	38.10	0	0.0	0.0	100.0
1"	25.40	0	0.0	0.0	100.0
3/4"	19.05	0	0.0	0.0	100.0
3/8"	9.525	0	0.0	0.0	100.0
N° 4	4.750	0	0.0	0.0	100.0
N° 10	2.00	0.3	0.1	0.1	99.9
N° 20	0.85	0.5	0.1	0.2	99.8
N° 40	0.425	0.4	0.1	0.3	99.7
N° 60	0.250	2.2	0.5	0.8	99.2
N° 140	0.106	172	38.8	39.6	60.4
N° 200	0.075	66.5	15.0	54.6	45.4

LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM - D 427/ D 4318		
Límite Líquido (%)	NP	
Límite Plástico (%)	NP	
Índice Plástico (%)		
Límite de Contracción (%)		
RESULTADOS: ASTM - D 2487 / D 3282		
Coefficientes:		
Coefficiente de Uniformidad (Cu)		
Coefficiente de Curvatura (Cc)		
Material:		
Grava (%)		0
Arena (%)		55
Finos (%)		45
Clasificación	Código	Descripción
AASHTO		
SUCS		SM
D60(mm)	0.15	
D30(mm)	0.05	
D10(mm)	0.02	
CONTENIDO DE HUMEDAD ASTM - D 2216-19		
Humedad natural (%)		1.85



GS ENGINEERING E.I.R.L.
 WILLIAM ALDO SEGOVIA HERRERA
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 146028

GS ENGINEERING E.I.R.L.
 JOSE C. ESCALANTE FERNÁNDEZ
 JEFE DE LABORATORIO
 S.C.A.





CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE SEGÚN TERZAGUI & MEYERHOF

Ciudad: LIMA

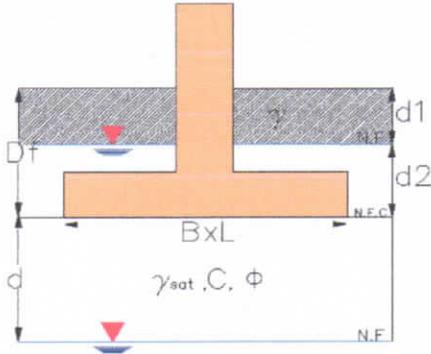
Cliente: MANUEL CARRASCO VASQUEZ

Proyecto: MEMORIA DE CALCULO - CAPACIDAD PORTANTE PARA LA TESIS "EVALUACIÓN ESTRUCTURAL PARA DETERMINAR LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS AULAS DEL COLEGIO LOS PRECURSORES, SANTIAGO DE SURCO 2020"

Ubicación: ALAMEDA JOSÉ DE LA RIVA AGÜERO S/N, SANTIAGO DE SURCO

Departam: LIMA

DATOS



Ancho de cimentación (m)	B	1.50
Profundidad de desplante (m)	Df	1.00
Cohesion del suelo corregida (KN/m2)	c	0.00
Ángulo de fricción corregida(°)	φ	23.40
Peso específico (KN/m3)	γ	15.40
Nivel Freático	N.F	N.E.

PARÁMETROS DE CÁLCULO

factores de profundidad		factor de forma		factor de inclinación		factores de capacidad de carga	
Fcd	1.27	Fcs	1.49	β (°)	0.00	Nq	9.02
Fqd	1.21	Fqs	1.43	Fci=Fqi	1.00	Nc	18.54
Fyd	1.00	Fys	0.60	Fyi	1.00	Ny	5.16

Tipo de suelo de cimentación	Tipo de Cimiento	Profundidad de desplante Df (m)	Ancho de zapata B (m)	qu (carga última) (kg/cm2)	F.S (factor de seguridad)	qadm (carga admisible) (kg/cm2)
SP - SM	Cuadrada	1.00	1.00	2.9	3.00	1.00
		1.00	1.50	2.8	3.00	0.90
	Rectangular	1.00	1.00	2.5	3.00	0.80
		1.00	1.50	2.5	3.00	0.80
	Corrida	0.80	0.40	1.8	3.00	0.60
		0.80	0.60	1.8	3.00	0.60
0.80		0.80	1.9	3.00	0.60	

Comentarios: La capacidad de carga admisible no es una propiedad inherente al suelo, esta depende entre otros factores, principalmente de los parametros del suelo, de las formas de los cimientos y de las condiciones de sitio.
De requerir una actualización, favor de solicitarla proporcionando la información del proyecto.

CASO I	el N.F se encuentra por encima del N.F.C d1 <= Df
CASO II	el N.F se encuentra por debajo del N.F.C tal que d <= B
CASO III	el N.F se encuentra muy por debajo del N.F.C d > B



GS ENGINEERING E.I.R.L.
WILLIAM ALDO SEGOVIA HERRERA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 146028

Cliente: MANUEL CARRASCO VASQUEZ

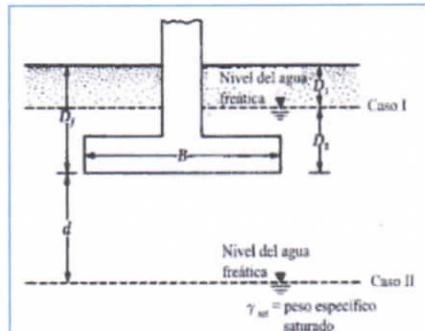
Proyecto: MEMORIA DE CÁLCULO - CAPACIDAD PORTANTE PARA LA TESIS "EVALUACIÓN ESTRUCTURAL PARA DETERMINAR LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS AULAS DEL COLEGIO LOS PRECURSORES, SANTIAGO DE SURCO 2020"

Ubicación: ALAMEDA JOSÉ DE LA RIVA AGÜERO S/N, SANTIAGO DE SURCO

Departamento: LIMA

Datos

ms (poisson)	=	0.20
Es (Elasticidad)	=	3000 T/m²
If (Zapata cuadrada)	=	112 (cm/m)
If (Cimiento rectangular) L/B = 2	=	112 (cm/m)
If (Zapata corrido) L/B = 5	=	210 (cm/m)



Cálculo de asentamiento inmediato (de acuerdo a la teoría elástica)

$$S_e = q * B * \frac{(1 - \mu^2)}{E} I_f$$

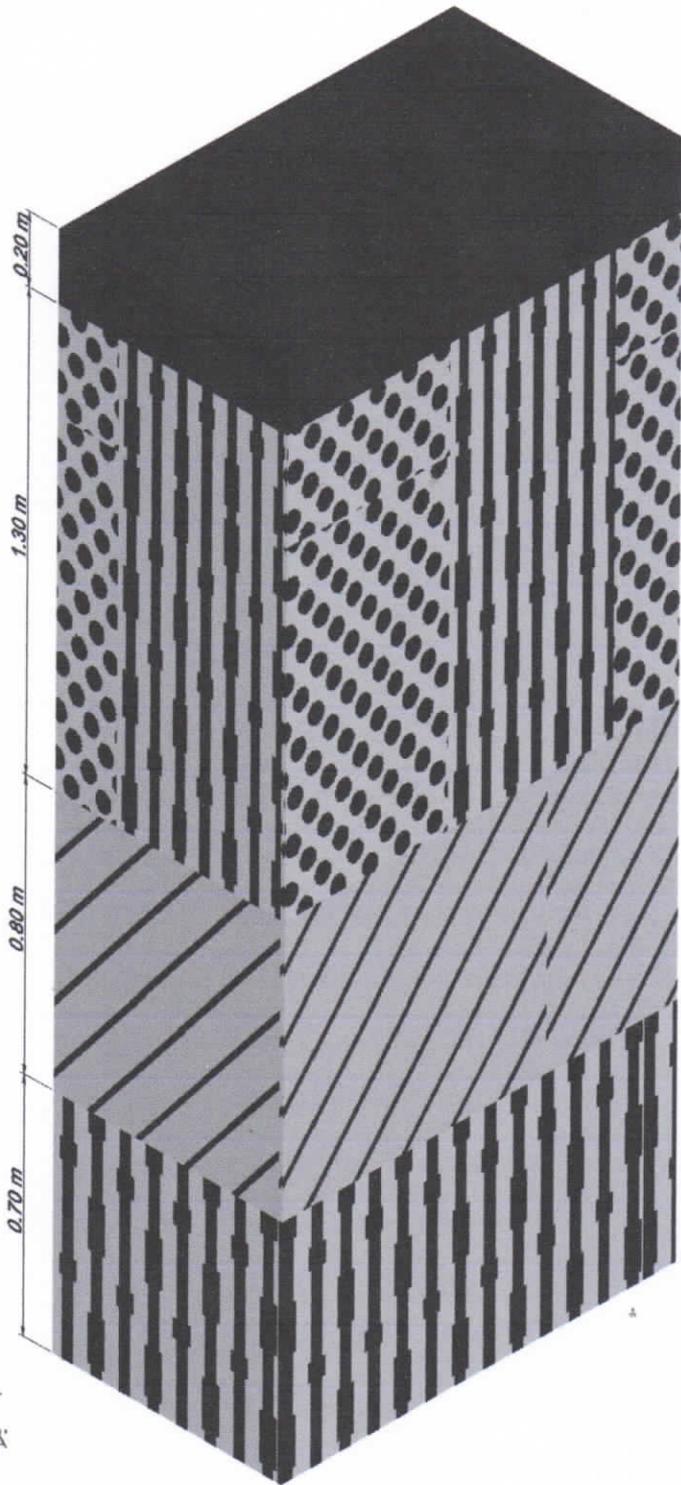
TIPO DE SUELO DE CIMENTACION	TIPO DE CIMENTACIÓN	Df	B	q adm-neto	Si (mm)
		(m)	(m)	(Ton / m ²)	
SP - SM	Zapata Cuadrada	1.00	1.00	10.00	3
		1.00	1.50	9.00	5
	Zapata Rectangular	1.00	1.00	8.00	3
		1.00	1.50	8.00	5
	Zapata Corrida	0.80	0.40	6.00	2
		0.80	0.60	6.00	2
		0.80	0.80	6.00	3



GS ENGINEERING E.I.R.L.

WILLIAM ALDO SEGOVIA HERRERA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 146028

SIMBOLO	DESCRIPCIÓN
Relleno	0.00 - 0.20 m Material de relleno con presencia de raíces.
SP - SM	0.20 - 1.50 m. Material formado por arena pobremente graduada con limo (SP - SM) según la clasificación SUCS, medianamente suelta, húmeda, color gris claro, el suelo es estable al momento de la excavación, su composición esta formada por Grava (0%), arena (91%), finos (01%). No presenta Limite Atterberg.
CL	1.50 - 2.30 m. Material formado por arcilla inorganica de baja plásticidad (CL) según la clasificación SUCS, compactada, húmeda, color marron claro, el suelo es estable al momento de la excavación, su composición esta formada por Grava (0%), arena (0%), finos (100%). Presenta Limite Liquido 33.1%, Limite Pastico 22.73%, Índice de Plásticidad 10.37%
SM	2.30 - 3.00 m. Material formado por arena limosa (SM) según la clasificación SUCS, suelta, húmeda, color gris claro, el suelo es estable al momento de la excavación, su composición esta formada por Grava (0%), arena (55%), finos (45%). No presenta Limite Atterberg.



GS ENGINEERING E.I.R.L.
 WILLIAM ALDO SEGOVIA HERRERA
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 146028

LEYENDA	
GRAFICO	SUCS
	RELLENO
	SP-SM ARENA POBREMENTE GRADUADA CON LIMO
	CL ARCILLA INORGANICA DE BAJA PLASTICIDAD
	SM ARENA LIMOSA

 GEOTECNIA - MEDIO AMBIENTE - TOPOGRAFIA - GEOLOGIA	PLANO: PERFIL DEL SUELO C-01
	CLIENTE: MEMORIA DE CALCULO - CAPACIDAD PORTANTE PARA LA TESIS * EVALUACIÓN ESTRUCTURAL PARA DETERMINAR LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS AULAS DEL COLEGIO LOS PRECURSORES, SANTIAGO DE SURCO 2020*
ELABORADO: Ing. César Peralta Chang	FECHA: 24-09-2020
REVISADO: N.A	APROBADO:
ÁREA: Geotecnia	ESCALA: SIN ESCALA
EMPRESA: Geo Sigma Engineering E.I.R.L.	

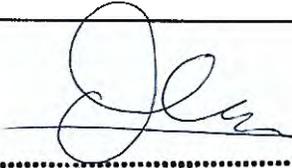
L-01

VALIDACIÓN DE INSTRUMENTO						
Tesis	"Reforzamiento estructural para reducir la vulnerabilidad sísmica del pabellón de primaria del colegio "Los Precursores", Santiago de Surco, Lima, 2020"			0.53 a menos : Validez nula		
				0.54 a 0.59 : validez baja		
				0.60 a 0.65 : Valido		
				0.66 a 0.71 : Muy valido		
Autor	Carrasco Vásquez Manuel Alberto			0.72 a 0.99 : Excelente		
				1.00 : Validez perfecta		
Variables	Dimensiones	Indicadores	Instrumentos	ING 1	ING 2	ING 3
Reforzamiento estructural	Estructura actual	Resistencia a la compresión	Esclerometría	0.60	0.64	0.62
		Rigidez de elementos estructurales	Análisis estático			
		Periodos de vibración	Análisis dinámico aplicando software de diseño y análisis sísmico ETABS			
		Desplazamientos, derivas				
	Incorporación de muros de corte	Rigidez de elementos estructurales	Análisis estático	0.80	0.78	0.70
		Periodos de vibración	Análisis dinámico aplicando software de diseño y análisis sísmico ETABS			
		Desplazamientos, derivas				
		Diagramas de interacción				
	Aumento de sección de concreto en columnas	Rigidez de elementos estructurales	Análisis dinámico aplicando software de diseño y análisis sísmico ETABS	0.59	0.60	0.60
		Ratios de capacidad				
		Desplazamientos, derivas				
		Diagramas de interacción				
Vulnerabilidad sísmica	Características del diseño estructural	Resistencia portante del suelo	Estudio de suelos	0.65	0.62	0.62
		Cargas que soporta la estructura	Análisis estático			
		Esfuerzos a los que soporta la estructura	Normatividad vigente			
	Daño estructural	Fisuras	Inspecciones oculares	0.59	0.59	0.60
		Grietas	Mediciones en campo			
		Hundimientos	Panel fotográfico			
	La Capacidad de respuesta de la estructura	Máxima capacidad de corte basal	Análisis dinámico aplicando software de diseño y análisis sísmico ETABS	0.71	0.75	0.70
		Máxima capacidad de deformación				
		Punto de desempeño				
		Tiempo efectivo de vibración				
				3.94	3.98	3.84
				0.66	0.66	0.64
INGENIERO						
FUENTE OSEDA 2012						

VALIDACIÓN DE INSTRUMENTO				
Tesis	"Reforzamiento estructural para reducir la vulnerabilidad sísmica del pabellón de primaria del colegio "Los Precursores", Santiago de Surco, Lima, 2020"			0.53 a menos : Validez nula
				0.54 a 0.59 : validez baja
				0.60 a 0.65 : Valido
				0.66 a 0.71 : Muy valido
Autor	Carrasco Vásquez Manuel Alberto			0.72 a 0.99 : Excelente
				1.00 : Validez perfecta
Variables	Dimensiones	Indicadores	Instrumentos	Evaluación
Reforzamiento estructural	Estructura actual	Resistencia a la compresión	Esclerometría	0.60
		Rigidez de elementos estructurales	Análisis estático	
		Periodos de vibración	Análisis dinámico aplicando software de diseño y análisis sísmico ETABS	
		Desplazamientos, derivas		
	Incorporación de muros de corte	Rigidez de elementos estructurales	Análisis estático	0.80
		Periodos de vibración	Análisis dinámico aplicando software de diseño y análisis sísmico ETABS	
		Desplazamientos, derivas		
	Aumento de sección de concreto en columnas	Diagramas de interacción	Análisis dinámico aplicando software de diseño y análisis sísmico ETABS	0.59
		Rigidez de elementos estructurales		
		Ratios de capacidad		
		Desplazamientos, derivas		
	Vulnerabilidad sísmica	Características del diseño estructural	Diagramas de interacción	Estudio de suelos
Resistencia portante del suelo				
Cargas que soporta la estructura				
Daño estructural		Esfuerzos a los que soporta la estructura	Normatividad vigente	0.62
		Fisuras	Inspecciones oculares	
		Grietas	Mediciones en campo	
La Capacidad de respuesta de la estructura		Hundimientos	Panel fotográfico	0.71
		Máxima capacidad de corte basal	Análisis dinámico aplicando software de diseño y análisis sísmico ETABS	
		Máxima capacidad de deformación		
		Punto de desempeño		
				Tiempo efectivo de vibración
				3.97
				0.66
 <p>JÓRGE L. ENRIQUEZ NUÑO INGENIERO CIVIL CIP 57310</p>				
INGENIERO				
FUENTE OSEDA 2012				

VALIDACIÓN DE INSTRUMENTO					
Tesis	"Reforzamiento estructural para reducir la vulnerabilidad sísmica del pabellón de primaria del colegio "Los Precursores", Santiago de Surco, Lima, 2020"			0.53 a menos : Validez nula	
				0.54 a 0.59 : validez baja	
				0.60 a 0.65 : Valido	
				0.66 a 0.71 : Muy valido	
Autor	Carrasco Vásquez Manuel Alberto			0.72 a 0.99 : Excelente	
				1.00 : Validez perfecta	
Variables	Dimensiones	Indicadores	Instrumentos	Evaluación	
Reforzamiento estructural	Estructura actual	Resistencia a la compresión	Esclerometría	0.64	
		Rigidez de elementos estructurales	Análisis estático		
		Periodos de vibración	Análisis dinámico aplicando software de diseño y análisis sísmico ETABS		
		Desplazamientos, derivas			
	Incorporación de muros de corte	Rigidez de elementos estructurales	Análisis estático	0.78	
		Periodos de vibración	Análisis dinámico aplicando software de diseño y análisis sísmico ETABS		
		Desplazamientos, derivas			
	Aumento de sección de concreto en columnas	Diagramas de interacción	Rigidez de elementos estructurales	Análisis dinámico aplicando software de diseño y análisis sísmico ETABS	0.60
			Ratios de capacidad		
			Desplazamientos, derivas		
			Diagramas de interacción		
	Vulnerabilidad sísmica	Características del diseño estructural	Resistencia portante del suelo	Estudio de suelos	0.62
Cargas que soporta la estructura			Análisis estático		
Esfuerzos a los que soporta la estructura			Normatividad vigente		
Daño estructural		Fisuras	Inspecciones oculares	0.59	
		Grietas	Mediciones en campo		
		Hundimientos	Panel fotográfico		
La Capacidad de respuesta de la estructura		Diagramas de interacción	Máxima capacidad de corte basal	Análisis dinámico aplicando software de diseño y análisis sísmico ETABS	0.75
			Máxima capacidad de deformación		
			Punto de desempeño		
			Tiempo efectivo de vibración		
				3.98	
				0.66	
 CARLOS ENRIQUE ESCOBAR RAMOS INGENIERO CIVIL Reg. CIP N° 196756					
INGENIERO					
FUENTE OSEDA 2012					

VALIDACION DE INSTRUMENTO

Variables	Dimensiones	Indicadores	Instrumentos	Evaluación
Tesis	"Reforzamiento estructural para reducir la vulnerabilidad sísmica del pabellón de primaria del colegio "Los Precursores", Santiago de Surco, Lima, 2020"			0.53 a menos : Validez nula 0.54 a 0.59 : validez baja 0.60 a 0.65 : Valido 0.66 a 0.71 : Muy valido
Autor	Carrasco Vásquez Manuel Alberto			0.72 a 0.99 : Excelente 1.00 : Validez perfecta
Reforzamiento estructural	Estructura actual	Resistencia a la compresión	Esclerometría	0.62
		Rigidez de elementos estructurales	Análisis estático	
		Períodos de vibración	Análisis dinámico aplicando software de diseño y análisis sísmico ETABS	
		Desplazamientos, derivas		
	Incorporación de muros de corte	Rigidez de elementos estructurales	Análisis estático	0.70
		Períodos de vibración	Análisis dinámico aplicando software de diseño y análisis sísmico ETABS	
		Desplazamientos, derivas		
		Diagramas de interacción		
	Aumento de sección de concreto en columnas	Rigidez de elementos estructurales	Análisis dinámico aplicando software de diseño y análisis sísmico ETABS	0.60
		Ratios de capacidad		
		Desplazamientos, derivas		
		Diagramas de interacción		
Vulnerabilidad sísmica	Características del diseño estructural	Resistencia portante del suelo	Estudio de suelos	0.62
		Cargas que soporta la estructura	Análisis estático	
		Esfuerzos a los que soporta la estructura	Normatividad vigente	
	Daño estructural	Fisuras	Inspecciones oculares	0.60
		Grietas	Mediciones en campo	
		Hundimientos	Panel fotográfico	
	La Capacidad de respuesta de la estructura	Máxima capacidad de corte basal	Análisis dinámico aplicando software de diseño y análisis sísmico ETABS	0.70
		Máxima capacidad de deformación		
		Punto de desempeño		
		Tiempo efectivo de vibración		
				3.84
				0.64
 OSCAR AMED OSORIO ARIZA Ingeniero Civil Reg. CIP N° 256247				
INGENIERO				
FUENTE OSEDA 2012				

1001

VALIDACIÓN DE INSTRUMENTO

Tesis	"Reforzamiento estructural para reducir la vulnerabilidad sísmica del pabellón de primaria del colegio "Los Precursores", Santiago de Surco, Lima, 2020"		0.53 a menos : Validez nula
Autor	Carrasco Vásquez Manuel Alberto		0.54 a 0.59 : validez baja
ITEM	CRITERIO		0.60 a 0.65 : Valido
1.00	CANTIDAD DE ELEMENTOS EVALUADOS		0.66 a 0.71 : Muy valido
2.00	ELEMENTOS ESCOGIDOS PARA EVALUACIÓN		0.72 a 0.99 : Excelente
3.00	CONCLUSIÓN DEL INVESTIGADOR EN BASE A LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN LA PRUEBA DE ESCLEROMETRIA		1.00 : Validez perfecta
OBSERVACIÓN			Evaluación
			0.60
			0.62
			0.62

Los resultados obtenidos, considerando las limitaciones, pueden considerarse. Se como estudios iniciales dentro del proceso de reforzamiento estructural de la edificación.

EM

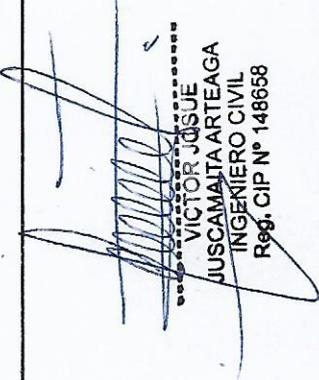
 EMELI ALTAMIRANO PARDO
 ING. CIVIL
 R. CIP. 126850

INGENIERO

No 02

VALIDACIÓN DE INSTRUMENTO

Tesis	"Reforzamiento estructural para reducir la vulnerabilidad sísmica del pabellón de primaria del colegio "Los Precursores", Santiago de Surco, Lima, 2020"	0.53 a menos : Validez nula 0.54 a 0.59 : validez baja 0.60 a 0.65 : Valido 0.66 a 0.71 : Muy valido 0.72 a 0.99 : Excelente 1.00 : Validez perfecta
Autor	Carrasco Vásquez Manuel Alberto	
ITEM	CRITERIO	Evaluación
1.00	CANTIDAD DE ELEMENTOS EVALUADOS	0.68
2.00	ELEMENTOS ESCOGIDOS PARA EVALUACIÓN	0.65
3.00	CONCLUSIÓN DEL INVESTIGADOR EN BASE A LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN LA PRUEBA DE ESCLEROMETRIA	0.60
	OBSERVACIÓN	


VICTOR JOSUE
JUSCAMALTA ARTEAGA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 148658

INGENIERO

NO 03

VALIDACIÓN DE INSTRUMENTO	
Tesis	"Reforzamiento estructural para reducir la vulnerabilidad sísmica del pabellón de primaria del colegio "Los Precursores", Santiago de Surco, Lima, 2020"
Autor	Carrasco Vásquez Manuel Alberto
ITEM	CRITERIO
1.00	CANTIDAD DE ELEMENTOS EVALUADOS
2.00	ELEMENTOS ESCOGIDOS PARA EVALUACIÓN
3.00	CONCLUSIÓN DEL INVESTIGADOR EN BASE A LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN LA PRUEBA DE ESCLEROMETRIA
OBSERVACIÓN	
<p>No se descarta la investigación realizada, pero se requieren más pruebas, las muestras tomadas no son suficientes para llegar a conclusiones definitivas sobre el estado de la edificación</p>	
<p>Juan Augusto Vargas Giles Ingeniero Civil Reg. del Colegio de Ingenieros del Perú N° 12271</p> <p>INGENIERO</p>	

005

VALIDACIÓN DE INSTRUMENTO

Tesis	"Reforzamiento estructural para reducir la vulnerabilidad sísmica del pabellón de primaria del colegio "Los Precursores", Santiago de Surco, Lima, 2020"	0.53 a menos : Validez nula 0.54 a 0.59 : validez baja 0.60 a 0.65 : Valido 0.66 a 0.71 : Muy valido 0.72 a 0.99 : Excelente 1.00 : Validez perfecta
Autor	Carrasco Vásquez Manuel Alberto	Evaluación
ITEM	CRITERIO	
1.00	CANTIDAD DE ELEMENTOS EVALUADOS	0.60
2.00	ELEMENTOS ESCOGIDOS PARA EVALUACIÓN	0.63
3.00	CONCLUSIÓN DEL INVESTIGADOR EN BASE A LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN LA PRUEBA DE ESCLEROMETRIA	0.63
	OBSERVACIÓN	


GUSTAVO JEREMIAS RIQUE PEREZ
 Ingeniero Civil
 CIP N° 136318

INGENIERO

Presupuesto

Presupuesto módulo A

Imagen n. Presupuesto reforzamiento del módulo A

Proyecto:	Reforzamiento estructural del pabellón de nivel primario I.E. "LOS PRECURSORES"				
Sub proyecto:	Reforzamiento del Modulo A				Dic. 2021
Item	Descripción	Unidad	Metrado	P.U. (S/)	Sub total (S/)
1.00	ESTRUCTURAS				
1.01.00	Obras preliminares				
1.01.01	Desmontaje de ventanas	m ²	93.39	7.16	669.11
1.01.02	Desmontaje de puertas	m ²	16.20	21.64	350.65
1.01.03	Demoliciones	m ³	3.89	75.50	293.32
1.01.04	Eliminación de material	m ³	6.08	21.58	131.15
1.02.00	Muros de corte			0.00	0.00
1.02.01	Eliminación de recubrimiento	m ²	26.55	106.83	2836.25
1.02.02	Limpieza y tratamiento superficial	m ²	26.55	40.01	1062.33
1.02.03	Acero de refuerzo fy=4200 Kg/cm ²	Kgs	1123.25	7.07	7940.86
1.02.04	Anclaje químico	Und	6.00	43.36	260.17
1.02.05	Encofrado y desencofrado	m ²	93.81	87.68	8225.07
1.02.06	Concreto f'c= 210 Kg/cm ²	m ³	11.16	397.55	4436.63
2.00	ARQUITECTURA				
2.01.00	Tarrajeo de estructuras de concreto	m ²	93.81	43.52	4082.72
2.02.00	Pintura de estructuras de concreto	m ²	93.81	9.83	922.13
Total Costo Directo					26205.54
Gastos Generales 10%					2620.55
Utilidad 10%					2620.55
Sub total					31446.65
I.G.V. 18%					5660.40
Presupuesto Total					37107.04

Fuente: Elaboración propia

Presupuesto módulo B

Imagen n. Presupuesto reforzamiento del módulo B

Proyecto: Reforzamiento estructural del pabellón de nivel primario I.E. "LOS PRECURSORES"

Sub proyecto Reforzamiento del Modulo B

Dic. 2021

Item	Descripción	Unidad	Metrado	P.U. (S/)	Sub total (s/)
1.00	ESTRUCTURAS				
1.01.00	Obras preliminares				
1.01.01	Desmontaje de ventanas	m ²	64.42	7.16	461.54
1.01.02	Desmontaje de puertas	m ²	10.80	21.64	233.77
1.01.03	Demoliciones	m ³	1.63	75.50	123.34
1.01.04	Eliminación de material	m ³	2.55	21.58	55.08
1.02.00	Muros de corte				
1.02.01	Eliminación de recubrimiento	m ²	8.85	106.83	945.42
1.02.02	Limpieza y tratamiento superficial	m ²	8.85	40.01	354.11
1.02.03	Acero de refuerzo fy=4200 Kg/cm ²	Kgs	578.09	7.07	4086.83
1.02.04	Anclaje químico	Und	2.00	43.36	86.72
1.02.05	Encofrado y desencofrado	m ²	54.28	87.68	4759.16
1.02.06	Concreto f'c= 210 Kg/cm ²	m ³	6.82	397.55	2711.28
1.03.00	Reforzamiento de columnas				
1.03.01	Eliminación de recubrimiento	m ²	46.02	106.83	4916.16
1.03.02	Limpieza y tratamiento superficial	m ²	46.02	40.01	1841.38
1.03.03	Acero de refuerzo fy=4200 Kg/cm ²	Kgs	684.40	7.07	4838.38
1.03.04	Anclaje químico	Und	6.00	43.36	260.17
1.03.05	Encofrado y desencofrado	m ²	74.34	87.68	6517.98
1.03.06	Concreto f'c= 210 Kg/cm ²	m ³	6.018	397.55	2392.44
2.00	ARQUITECTURA				
2.01.00	Tarrajeo de estructuras de concreto	m ²	128.62	43.52	5597.70
2.02.00	Pintura de estructuras de concreto	m ²	128.62	9.83	1264.30
Total Costo Directo					41445.73
Gastos Generales 10%					4144.57
Utilidad 10%					4144.57
Sub total					49734.88
I.G.V. 18%					8952.28
Presupuesto Total					58687.15

Fuente: Elaboración propia

Análisis de costos unitarios

1.01.01 Partida: Desmontaje de ventanas

Descripción del recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio(S/.)	Parcial (S/.)
Rend: m ³ /Día M.O: 30.00 EQ: 30.00					
Costo Unitario por: m ²					7.16
Mano de Obra					
Capataz	hh	0.10	0.0267	14.34	0.38
Operario	hh	1.00	0.2667	14.34	3.82
Peón	hh	1.00	0.2667	10.31	2.75
					6.96
Equipos					
Herramientas Manuales	%M.O.		3.00	6.96	0.21
					0.21

1.01.02 Partida: Desmontaje de puertas

	Rend: m ³ /Día	M.O:	16.00	EQ:	16.00	
				Costo Unitario por: m ²		21.64
Descripción del recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio(\$/.)	Parcial (\$/.)
Mano de Obra						
Capataz		hh	0.10	0.0500	27.49	1.37
Operario		hh	1.00	0.5000	22.91	11.46
Peón		hh	1.00	0.5000	16.37	8.19
						21.01
Equipos						
Herramientas Manuales		%M.O.		3.00	21.01	0.63
						0.63

1.01.03 Partida: Demoliciones

	Rend: m ³ /Día	M.O:	15.00	EQ:	15.00	
				Costo Unitario por: m ³		75.50
Descripción del recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio(\$/.)	Parcial (\$/.)
Mano de Obra						
Capataz		hh	0.10	0.0533	27.49	1.47
Operario		hh	2.00	1.0667	22.91	24.44
Peón		hh	1.00	0.5333	16.37	8.73
Operario de equipo liviano		hh	1.00	0.5333	22.91	12.22
						46.85
Equipos						
Herramientas Manuales		%M.O.		3.00	46.85	1.41
Compresora Neumática 93 HP 335-375 PCM		hm	0.50	0.27	96.50	25.73
Martillo Neumático de 29 Kg.		hm	0.50	0.27	5.65	1.51
						28.65

1.01.04 Partida: Eliminación de materiales

	Rend: m ³ /Día	M.O:	300.00	EQ:	300.00	
				Costo Unitario por: m ³		21.58
Descripción del recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio(\$/.)	Parcial (\$/.)
Mano de Obra						
Capataz		hh	0.10	0.0027	27.49	0.07
Operario		hh	1.00	0.0267	22.91	0.61
Peón		hh	3.00	0.0800	16.37	1.31
						1.99
Equipos						
Volquete de 8 M3		hm	1.00	0.03	158.40	4.22
Cargador S/Llantas 100-115 HP		hm	3.00	0.08	192	15.36
						19.58

1.02.01 Partida: Eliminación del recubrimiento

1.03.01	Rend: m ² /Día	M.O:	5.00	EQ:	5.00	
				Costo Directo por: m ²		106.83
	Descripción del recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio(S/.)	Parcial (S/.)
	Mano de Obra					
	Capataz	hh	0.10	0.1600	27.49	4.40
	Operario	hh	2.00	3.2000	23.91	76.51
	Peón	hh	0.50	0.8000	16.37	13.10
						94.01
	Equipos					
	Herramientas Manuales	%M.O.		3.00	94.01	2.82
	Demolidor GSH 11VC	hm	1.00	1.60	6.25	10.00
						12.82

1.02.02 Partida: Limpieza y Tratamiento Superficial

1.03.02	Rend: m ² /Día	M.O:	10.00	EQ:	10.00	
				Costo Directo por: m ²		40.01
	Descripción del recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio(S/.)	Parcial (S/.)
	Mano de Obra					
	Capataz	hh	0.10	0.0800	14.34	1.15
	Peón	hh	2.00	1.6000	10.31	16.50
						17.64
	Materiales					
	CHEMA EPOX ADHESIVO 32	Kg		0.6000	36.40	21.84
						21.84
	Equipos					
	Herramientas Manuales	%M.O.		3.00	17.64	0.53
						0.53

1.02.03 Partida: Acero de Refuerzo Fy=4200 Kg/cm2

1.03.03	Rend: Kg/Día	M.O:	250.00	EQ:	250.00	
				Costo Unitario por: Kg		7.07
	Descripción del recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio(S/.)	Parcial (S/.)
	Mano de Obra					
	Capataz	hh	0.10	0.0032	27.49	0.09
	Operario	hh	1.00	0.0320	22.91	0.73
	Oficial	hh	1.00	0.0320	18.12	0.58
						1.40
	Materiales					
	Alambre Negro N°16	hh	1.00	0.0600	3.97	0.24
	Acero de Refuerzo Fy=4200 Grado 60	hh	1.00	1.0700	5.00	5.35
						5.59
	Equipos					
	Herramientas Manuales	%M.O.		3.00	1.40	0.04
	Cizalla p/ferro Cost. hasta 3/4"	hm	1.00	0.03	1.2	0.04
						0.08

1.02.04 Partida: Anclaje químico

1.03.04	Rend: Und/Día	M.O:	6.00	EQ:	6.00	
				Costo Unitario por: Und		43.36
	Descripción del recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio(S/.)	Parcial (S/.)
	Mano de Obra					
	Capataz	hh	0.10	0.1333	27.49	3.67
	Operario	hh	1.00	1.3333	22.91	30.55
						34.21
	Materiales					
	Sika AnchorFix-2	ml	1.00	1.0000	5.15	5.15
						5.15
	Equipos					
	Taladro	hm	1.00	1.33	3.00	4.00
						4.00

1.02.05 Partida: Encofrado y desencofrado metálico

1.03.05	Rend: m ² /Día	M.O:	15.00	EQ:	15.00	
				Costo Unitario por: m ²		87.68
	Descripción del recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio(S/.)	Parcial (S/.)
	Mano de Obra					
	Capataz	hh	0.10	0.0533	27.49	1.47
	Operario	hh	1.00	0.5333	22.91	12.22
	Peón	hh	1.00	0.5333	16.37	8.73
						22.42
	Materiales					
	Alambre negro recocido #8	Kg		0.0200	4.50	0.09
	Desmoldante Chemalac	Gln		0.4000	32.50	13.00
	Curador de concreto	Gln		0.4000	5.00	2.00
						15.09
	Equipos					
	Herramientas Manuales	%M.O.		3.00	22.42	0.67
	Encofrado metálico	m ²		1.00	49.50	49.50
						50.17

1.02.06 Partida: Concreto F'c 210 Kg/cm²

1.03.06		Rend: m ³ /Día	M.O:	10.00	EQ:	10.00	
					Costo Unitario por: m ³		397.55
Descripción del recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio(S/.)	Parcial (S/.)		
Mano de Obra							
Capataz	hh	0.10	0.0800	27.49	2.20		
Operario	hh	1.00	0.8000	22.91	18.33		
Oficial	hh	1.00	0.8000	18.12	14.50		
Peón	hh	8.00	6.4000	16.37	104.77		
						139.79	
Materiales							
Arena gruesa	m ³		0.4200	46.20	19.40		
Piedra chancada 1/2"	m ³		0.8500	52.50	44.63		
Cemento Portland Tipo I (42.5o kg)	Bolsa		9.7400	18.50	180.19		
Agua	m ³		0.1840	6.00	1.10		
						245.32	
Equipos							
Herramientas Manuales	%M.O.		3.00	139.79	4.19		
Mezcladora de concreto 350 L 9HP	hm	1.00	0.80	7.80	6.24		
Vibrador de concreto 4HP	hm	1.00	0.80	2.50	2.00		
						12.43	

2.01.00 Partida: Tarrajeo de estructuras de Concreto

2.01.00		Rend: m ² /Día	M.O:	8.00	EQ:	8.00	
					Costo Unitario por: m ²		43.52
Descripción del recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio(S/.)	Parcial (S/.)		
Mano de Obra							
Capataz	hh	0.10	0.1000	27.49	2.75		
Operario	hh	1.00	1.0000	22.91	22.91		
Peón	hh	0.50	0.5000	16.37	8.19		
						33.84	
Materiales							
Arena fina	m ³		0.0200	41.00	0.82		
Clavos para madera c/c 3"	Kg		0.0220	5.00	0.11		
Cemento Portland Tipo I (42.5o kg)	Bolsa		0.2300	18.50	4.26		
Madera escogida para reglas	p2		0.4000	1.00	0.40		
Madera andamiaje	p2		0.6000	4.00	2.40		
						7.99	
Equipos							
Herramientas Manuales	%M.O.		5.00	33.84	1.69		
						1.69	

2.02.00 Partida: Pintura de estructuras de Concreto

Rend: m²/Día M.O.: 33.00 EQ: 33.00
 Costo Unitario por: m² **9.83**

Descripción del recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio(\$/.)	Parcial (\$/.)
Mano de Obra					
Capataz	hh	0.10	0.0242	14.34	0.35
Operario	hh	1.00	0.2424	15.34	3.72
					4.07
Materiales					
Imprimante	Gln		0.3000	18.00	5.40
Pintura Latex acrílico	Gln		0.0400	4.00	0.16
					5.56
Equipos					
Herramientas Manuales	%M.O.		5.00	4.07	0.20
					0.20

Metrados**Hoja de metrados módulo A**

Código	Partida	Ejes	Ancho (m)	Altura (m)	N° de veces	Subtotal	Total (m ²)
1.01.01	Desmontaje de ventanas						93.39
	Primer nivel	B-B	3.00	1.50	3.00	13.50	
			1.95	1.50	3.00	8.78	
	Segundo nivel	A-A	3.60	0.93	6.00	20.09	
			3.00	1.40	3.00	12.60	
		B-B	1.95	1.40	3.00	8.19	
3.60			1.40	6.00	30.24		

Código	Partida	Largo (m)	Ancho (m)	Altura (m)	N° de veces	Subtotal	Total (m ²)
1.01.02	Desmontaje de puertas						16.20
	Primer nivel		1.00	2.70	3.00	8.10	
	Segundo nivel		1.00	2.70	3.00	8.10	

Código	Partida	Largo (m)	Ancho (m)	Altura (m)	N° de veces	Subtotal	Total
1.01.03	Demolición de muros						3.89
	planta 1	0.63	0.15	1.25	6.00	0.70	
		0.63	0.15	1.82	6.00	1.02	
		0.15	0.15	1.25	6.00	0.17	
		0.15	0.15	1.82	6.00	0.25	
	planta 2	0.63	0.15	1.25	12.00	1.41	
0.15		0.15	1.25	12.00	0.34		

Código	Eliminación de material de demolición	Volumen de demolición (m ³)	F1	F2	VOL*F1/ F2
1.01.04		3.89	1.25	0.80	6.08

Código	Partida	Perimetro (ml)	Altura (m)	N° de veces	Subtotal	Total (m ²)
1.02.01	Eliminación de recubrimiento	0.75	2.95	6.00	13.275	26.55
		0.75	2.95	6.00	13.275	

Código	Partida	Perimetro (m)	Altura (m)	N° de veces	Subtotal	Total (m²)
1.02.02	Limpieza y tratamiento superficial	0.75	2.95	6.00	13.275	26.55
		0.75	2.95	6.00	13.275	

Código	Especificación	Diámetro (Pulg)	Peso x m	Longitud (m)	Cantidad	N° de veces	Sub total (Kgs)	Total (Kgs)
1.02.03	Acero de refuerzo fy=4200 Kg/cm²							1123.248
	Primer nivel							
	Acero vertical	5/8	1.60	3.20	14.00	6.00	430.08	
	Acero horizontal	3/8	0.58	1.35	28.00	6.00	131.54	
	Segundo nivel							
	Acero vertical	5/8	1.60	3.20	14.00	6.00	430.08	
Acero horizontal	3/8	0.58	1.35	28.00	6.00	131.54		

Código	Partida	Largo (m)	Ancho (m)	Altura (m)	N° de veces	Subtotal	Total (m²)
1.02.05	Encofrado y desencofrado						93.81
	Primer nivel	0.48		2.95	12.00	16.82	
		1.20		2.95	6.00	21.24	
		0.25		2.95	12.00	8.85	
	Segundo nivel	0.48		2.95	12.00	16.82	
		1.20		2.95	6.00	21.24	
0.25			2.95	12.00	8.85		

Código	Especificación	Largo (m)	Ancho (m)	Altura (m)	N° de veces	Subtotal	Total
1.02.06	Concreto 210.00 Kg/cm²	1.20	0.25	6.20	6.00	11.16	11.16

Código	Partida	Largo (m)	Ancho (m)	Altura (m)	N° de veces	Subtotal	Total (m²)
2.01.00	Tarrajeo						93.81
	Primer nivel	0.48		2.95	12.00	16.82	
		1.20		2.95	6.00	21.24	
		0.25		2.95	12.00	8.85	
	Segundo nivel	0.48		2.95	12.00	16.82	
		1.20		2.95	6.00	21.24	
0.25			2.95	12.00	8.85		

Código	Partida	Largo (m)	Ancho (m)	Altura (m)	N° de veces	Subtotal	Total (m²)
2.02.00	Pintura						93.81
	Primer nivel	0.48		2.95	12.00	16.82	
		1.20		2.95	6.00	21.24	
		0.25		2.95	12.00	8.85	
	Segundo nivel	0.48		2.95	12.00	16.82	
		1.20		2.95	6.00	21.24	
0.25			2.95	12.00	8.85		

Hoja de metrados módulo B

Código	Partida	Ejes	Ancho (m)	Altura (m)	N° de veces	Subtotal	Total
1.01.01	Desmontaje de ventanas						64.42
	Primer nivel	A-A	3.00	1.50	1.00	4.50	
			1.95	1.50	1.00	2.93	
		B-B	3.60	0.93	2.00	6.70	
			4.18	0.93	1.00	3.89	
			3.85	0.93	1.00	3.58	
			3.85	1.40	1.00	5.39	
	Segundo nivel	A-A	3.60	1.40	2.00	10.08	
			4.18	1.40	1.00	5.85	
			3.85	1.40	1.00	5.39	
		B-B	3.60	1.40	3.00	15.12	
			2.00	0.50	1.00	1.00	

Código	Partida	Largo (m)	Ancho (m)	Altura (m)	N° de veces	Subtotal	Total
1.01.02	Desmontaje de puertas						
	Primer nivel		1.00	2.70	4.00	10.80	10.80

Código	Especificación	Largo	Alto	Espesor	Cantidad	Subtotal	Total
1.01.03	Demoliciones						1.63
	planta 1	1.13	1.25	0.15	2.00	0.42	
		1.13	1.82	0.15	2.00	0.61	
		0.13	2.00	0.13	16.00	0.50	
	planta 2	0.13	1.3	0.15	4.00	0.10	

Código	Eliminación de material de demolición	Volumen de demolición (m³)	F1	F2	VOL*F1/ F2
1.01.04		1.63	1.25	0.80	2.55

Código	Especificación	Largo (m)	Ancho (m)	Altura (m)	N° de veces	N° Colum	Sub Total	Total
1.02.01	Eliminación de recubrimiento							46.02
	Nivel 1	0.25		2.95	2.00	6.00	8.85	
		0.40		2.95	2.00	6.00	14.16	
	Nivel 2	0.25		2.95	2.00	6.00	8.85	
		0.40		2.95	2.00	6.00	14.16	

Código	Especificación	Largo (m)	Ancho (m)	Altura (m)	N° de veces	N° Colum	Sub Total	Total
1.02.02	Limpieza y tratamiento superficial							46.02
	Nivel 1	0.25		2.95	2.00	6.00	8.85	
		0.40		2.95	2.00	6.00	14.16	
	Nivel 2	0.25		2.95	2.00	6.00	8.85	
		0.40		2.95	2.00	6.00	14.16	

Código	Especificación	Diámetro (Pulg)	Peso x m	Longitud (m)	Cantidad	N° de veces	Sub total (Kgs)	Total (Kgs)
1.02.03	Acero de refuerzo $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$							578.088
	Primer nivel							
	Acero vertical	5/8	1.60	3.20	12.00	2.00	122.88	
		1/2	1.00	3.20	20.00	2.00	128.00	
	Acero horizontal	3/8	0.58	2.35	14.00	2.00	38.16	
	Segundo nivel							
	Acero vertical	5/8	1.60	3.20	12.00	2.00	122.88	
		1/2	1.00	3.20	20.00	2.00	128.00	
	Acero horizontal	3/8	0.58	2.35	14.00	2.00	38.16	

Código	Especificación	Largo (m)	Ancho (m)	Altura (m)	N° de veces	Subtotal	Total
1.02.05	Encofrado y desencofrado						54.28
	Primer nivel	0.95		2.95	4.00	11.21	
		2.20		2.95	2.00	12.98	
		0.25		2.95	4.00	2.95	
	Segundo nivel	0.95		2.95	4.00	11.21	
		2.20		2.95	2.00	12.98	
		0.25		2.95	4.00	2.95	

Código	Especificación	Largo (m)	Ancho (m)	Altura (m)	N° de veces	Subtotal	Total
1.02.06	Concreto 210.00 Kg/cm^2	2.20	0.25	6.20	2.00	6.82	6.82

Código	Especificación	Largo (m)	Altura (m)	N° de veces	N° Colum	Sub Total	Total
1.03.01	Eliminación de recubrimiento						46.02
	Nivel 1	0.25	2.95	2.00	6.00	8.85	
		0.40	2.95	2.00	6.00	14.16	
	Nivel 2	0.25	2.95	2.00	6.00	8.85	
		0.40	2.95	2.00	6.00	14.16	

Código	Especificación	Largo (m)	Altura (m)	N° de veces	N° Colum	Sub Total	Total
1.03.02	Limpieza y tratamiento superficial						46.02
	Nivel 1	0.25	2.95	2.00	6.00	8.85	
		0.40	2.95	2.00	6.00	14.16	
	Nivel 2	0.25	2.95	2.00	6.00	8.85	
		0.40	2.95	2.00	6.00	14.16	

Código	Especificación	Diámetro (Pulg)	Peso x m	Longitud (m)	Cantidad	N° de veces	Sub total (Kgs)	Total (Kgs)
1.03.03	Acero de refuerzo $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$							684.40
	Primer nivel							
	Acero longitudinal	1/2	1.00	3.45	10.00	6.00	207.00	
	Acero transversal	3/8	0.58	1.85	21.00	6.00	135.20	
	Segundo nivel							
	Acero longitudinal	1/2	1.00	3.45	10.00	6.00	207.00	
	Acero transversal	3/8	0.58	1.85	21.00	6.00	135.20	

Código	Especificación	Largo (m)	Ancho (m)	Altura (m)	N° de veces	N° Colum	Sub Total	Total
1.03.05	Encofrado desencofrado							74.34
	Nivel 1	0.45		2.95	2.00	6.00	15.93	
		0.60		2.95	2.00	6.00	21.24	
	Nivel 2	0.45		2.95	2.00	6.00	15.93	
		0.60		2.95	2.00	6.00	21.24	

Código	Especificación	Largo (m)	Ancho (m)	Altura (m)	N° de veces	N° Colum	Sub Total	Total
1.03.06	Concreto 210.00 Kg/cm ²							6.018
	Nivel 1	0.45	0.10	2.95	2.00	6.00	1.593	
		0.40	0.10	2.95	2.00	6.00	1.416	
	Nivel 2	0.45	0.10	2.95	2.00	6.00	1.593	
		0.40	0.10	2.95	2.00	6.00	1.416	

Código	Especificación	Largo (m)	Altura (m)	N° de veces	Subtotal	Total
2.01.00	Tarrajeo					128.62
	Primer nivel muros	0.95	2.95	4.00	11.21	
		2.20	2.95	2.00	12.98	
		0.25	2.95	4.00	2.95	
	Primer nivel columnas	0.45	2.95	12.00	15.93	
		0.60	2.95	12.00	21.24	
	Segundo nivel muros	0.95	2.95	4.00	11.21	
		2.20	2.95	2.00	12.98	
		0.25	2.95	4.00	2.95	
	Segundo nivel columnas	0.45	2.95	12.00	15.93	
		0.60	2.95	12.00	21.24	

Código	Especificación	Largo (m)	Altura (m)	N° de veces	Subtotal	Total
2.02.00	Pintura					128.62
	Primer nivel muros	0.95	2.95	4.00	11.21	
		2.20	2.95	2.00	12.98	
		0.25	2.95	4.00	2.95	
	Primer nivel columnas	0.45	2.95	12.00	15.93	
		0.60	2.95	12.00	21.24	
	Segundo nivel muros	0.95	2.95	4.00	11.21	
		2.20	2.95	2.00	12.98	
		0.25	2.95	4.00	2.95	
	Segundo nivel columnas	0.45	2.95	12.00	15.93	
		0.60	2.95	12.00	21.24	

Cronograma de avance físico

Imagen n. Cronograma de avance físico módulo A

Proyecto:		Reforzamiento estructural del pabellón de nivel primario I.E. "LOS PRECURSORES"																											
Sub proyecto:		Reforzamiento del Modulo A		CRONOGRAMA DE AVANCE FISICO																									
Item	Descripción	Unidad	Metrado	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26
1.00	ESTRUCTURAS																												
1.01.00	Obras preliminares																												
1.01.01	Desmontaje de ventanas	m ²	93.39																										
1.01.02	Desmontaje de puertas	m ²	16.20																										
1.01.03	Demoliciones	m ³	3.89																										
1.01.04	Eliminación de material	m ³	6.08																										
1.02.00	Muros de corte																												
1.02.01	Eliminación de recubrimiento	m ²	26.55																										
1.02.02	Limpieza y tratamiento superficial	m ²	26.55																										
1.02.03	Acero de refuerzo fy=4200 Kg/cm ²	Kgs	1123.25																										
1.02.04	Anclaje químico	Und	6.00																										
1.02.05	Encofrado y desencofrado	m ²	93.81																										
1.02.06	Concreto f' c= 210 Kg/cm ²	m ³	11.16																										
2.00	ARQUITECTURA																												
2.01.00	Tarrajeo de estructuras de concreto	m ²	93.81																										
2.02.00	Pintura de estructuras de concreto	m ²	93.81																										

Fuente: Elaboración propia

Imagen n. Cronograma de avance físico módulo B

Proyecto:	Reforzamiento estructural del pabellón de nivel primario I.E. "LOS PRECURSORES"																														
Sub proyecto:	Reforzamiento del Modulo B			CRONOGRAMA DE AVANCE FISICO																											
Item	Descripción	Unidad	Metrado	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	
1.00	ESTRUCTURAS																														
1.01.00	Obras preliminares																														
1.01.01	Desmontaje de ventanas	m ²	64.42	■																											
1.01.02	Desmontaje de puertas	m ²	10.80	■																											
1.01.01	Demoliciones	m ³	1.63	■	■																										
1.01.02	Eliminación de material	m ³	2.55	■	■																										
1.02.00	Muros de corte																														
1.02.01	Eliminación de recubrimiento	m ²	8.85	■	■	■																									
1.02.02	Limpieza y tratamiento superficial	m ²	8.85		■	■																									
1.02.03	Acero de refuerzo fy=4200 Kg/cm ²	Kgs	578.09			■	■	■	■																						
1.02.04	Andaje químico	Und	2.00						■																						
1.02.05	Encofrado y desencofrado	m ²	54.28						■	■																					
1.02.06	Concreto f'c= 210 Kg/cm ²	m ³	6.82								■																				
1.03.00	Reforzamiento de columnas																														
1.03.01	Eliminación de recubrimiento	m ²	46.02	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■																		
1.03.02	Limpieza y tratamiento superficial	m ²	46.02						■	■	■	■	■	■																	
1.03.03	Acero de refuerzo fy=4200 Kg/cm ²	Kgs	684.40								■	■	■	■																	
1.03.04	Andaje químico	Und	6.00										■	■																	
1.03.05	Encofrado y desencofrado	m ²	74.34										■	■	■	■															
1.03.06	Concreto f'c= 210 Kg/cm ²	m ³	6.02													■															
2.00	ARQUITECTURA																														
2.01.00	Tarrajeo de estructuras de concreto	m ²	128.62										■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
2.02.00	Pintura de estructuras de concreto	m ²	128.62																									■	■	■	■

Fuente: Elaboración propia

Imagen N. Cronograma Financiero

Sub Proyecto	Mes 01	Mes 02
Reforzamiento del Modulo A	■	
Reforzamiento del Modulo B		■
Total Costo Directo	26205.54	41445.73
Gastos Generales 10%	2620.55	4144.57
Utilidad 10%	2620.55	4144.57
Sub total	31446.65	49734.88
I.G.V. 18%	5660.40	8952.28
Presupuesto parcial	37107.04	58687.15
Presupuesto total	95794.20	

Fuente: Elaboración propia

Panel fotográfico



Vista frontal pabellón de nivel primario



Vista lateral pabellón de nivel primario



Parte posterior de pabellón nivel primario

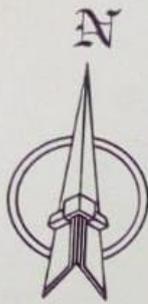




Estudio de suelos



Prueba de esclerometría



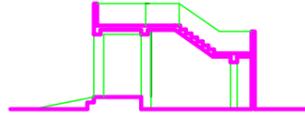
ZONIFICACION	: R3
AREA DE ESTRUCTURACION URBANA	: II
DEPARTAMENTO	: LIMA
PROVINCIA	: LIMA
DISTRITO	: SURCO
JIRON	: JOSE GABRIEL AGUILAR SEGURA

LOCAL

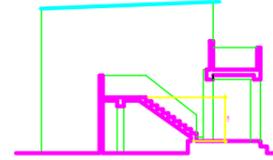
**INSTITUCION EDUCATIVA - 7086
LOS PRECURSORES - SURCO**



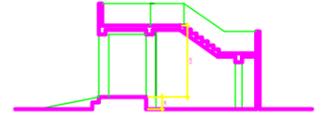
CORTE TÍPICO 3-3



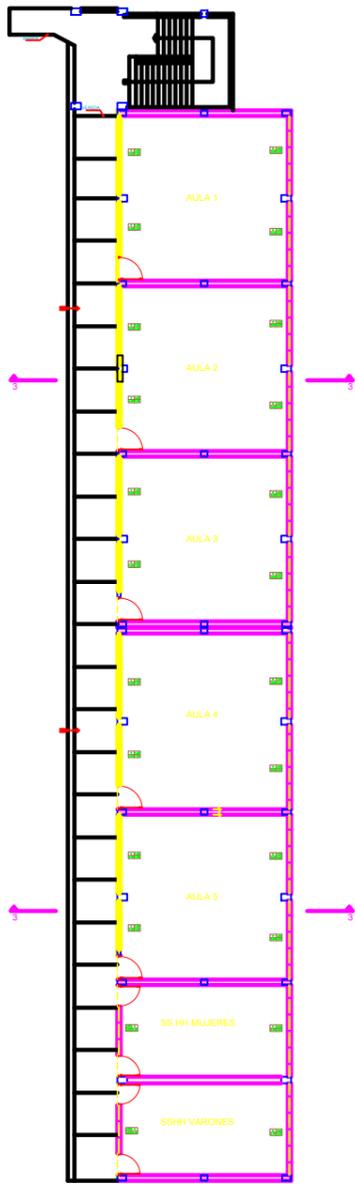
CORTE 2-2



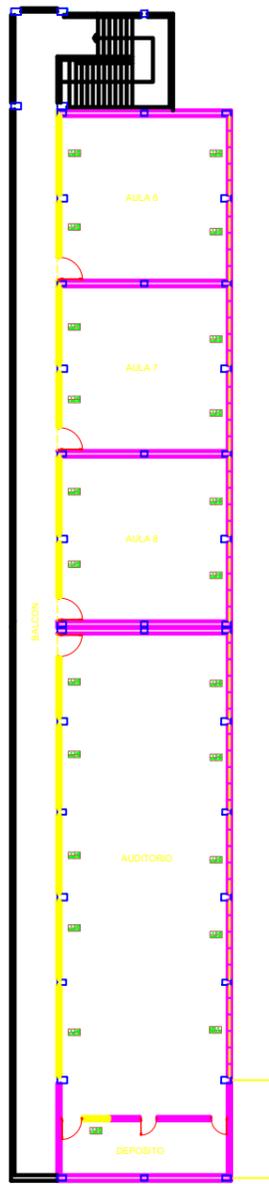
CORTE 1-1



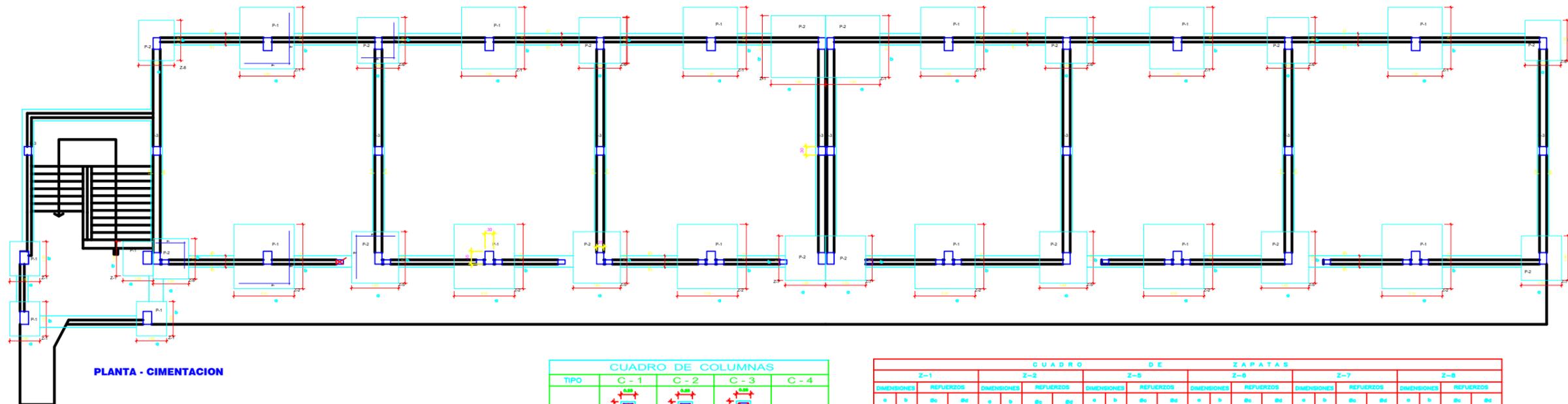
CORTE 2-2



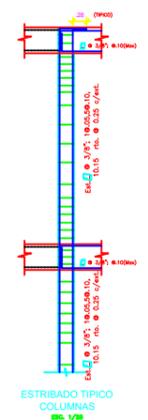
PLANTA DISTRIBUCIÓN PRIMER NIVEL



PLANTA DISTRIBUCIÓN SEGUNDO NIVEL



PLANTA - CIMENTACION



ESTRIBADO TÍPICO COLUMNAS

ESPECIFICACIONES GENERALES

ESFUERZOS

CONCRETO: $f'c = 2700 \text{ Kg/cm}^2$
 ACERO: $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

SOBRECARGAS

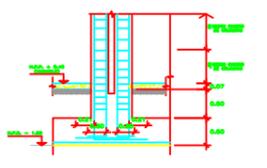
1.00 T/m² en los pisos de acabado
 0.75 T/m² en los pisos de estructura
 1.00 T/m² en los techos

REQUERIMIENTOS

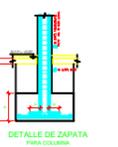
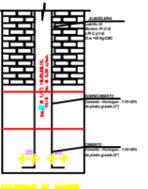
ESFUERZO COMPRESIVO: 1.00 T/m²
 ESFUERZO TRACCION: 1.00 T/m²
 MOMENTO: 1.00 T/m²
 DESPLAZAMIENTO: 1.00 T/m²
 VIENTO: 1.00 T/m²
 SISMO: 1.00 T/m²

REQUERIMIENTOS

ESTRIBADO TÍPICO DE COLUMNAS
 Ref. E-01



DETALLE DE ZAPATA ENTRE DOS COLUMNAS



DETALLE DE ZAPATA PARA COLUMNA

CUADRO DE COLUMNAS

TIPO	C-1	C-2	C-3	C-4
1ER PISO				
2DO PISO		IGUAL	IGUAL	

BT-1 = $\emptyset 3/8 \times 0.75, 1.0, 1.5, 1.0, 0.25 \text{ C/E}$
 BT-2 = $\emptyset 3/8 \times 0.25, 0.10, 1.0, 1.0, 0.25 \text{ C/E}$
 BT-3 = $\emptyset 1/4 \times 0.25, 0.10, 1.0, 1.0, 0.25 \text{ C/E}$

CUADRO DE ZAPATAS

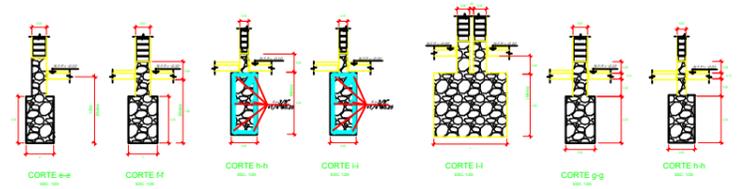
Z-1		Z-2		Z-5		Z-6		Z-7		Z-8	
DIMENSIONES	REFUERZOS										
a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b
1.00	1.20	881/2"	881/2"	1.10	1.25	881/2"	881/2"	0.90	1.05	881/2"	481/2"
1.15	1.30	781/2"	881/2"	1.30	1.45	881/2"	781/2"	1.10	1.25	781/2"	881/2"
1.40	1.55	881/2"	781/2"	1.50	1.65	881/2"	881/2"	1.20	1.35	781/2"	881/2"
1.50	1.75	881/2"	881/2"	1.70	1.85	1081/2"	881/2"	1.40	1.55	881/2"	781/2"
1.80	2.15	1181/2"	881/2"	2.10	2.25	1281/2"	1181/2"	1.65	1.80	881/2"	881/2"

CUADRO DE CIMIENTOS

DIMENSIONES	REFUERZOS				
a	b	a	b	a	b
0.40	0.40	0.40	0.40	0.05	
0.40	0.40	0.40	0.40	0.05	
0.40	0.40	0.40	0.40	0.05	
0.40	0.40	0.40	0.40	0.05	

ENSANCHE DE CIMIENTO

DIMENSIONES	REFUERZOS	DIMENSIONES	REFUERZOS		
a	b	a	b	a	b
1.15	1.00	881/2"	881/2"	0.80	1.05
1.30	1.15	881/2"	781/2"	1.15	1.00
1.25	1.40	781/2"	881/2"	1.40	1.25
1.85	1.65	881/2"	881/2"	1.55	1.40
2.20	2.00	1181/2"	1281/2"	1.80	1.45



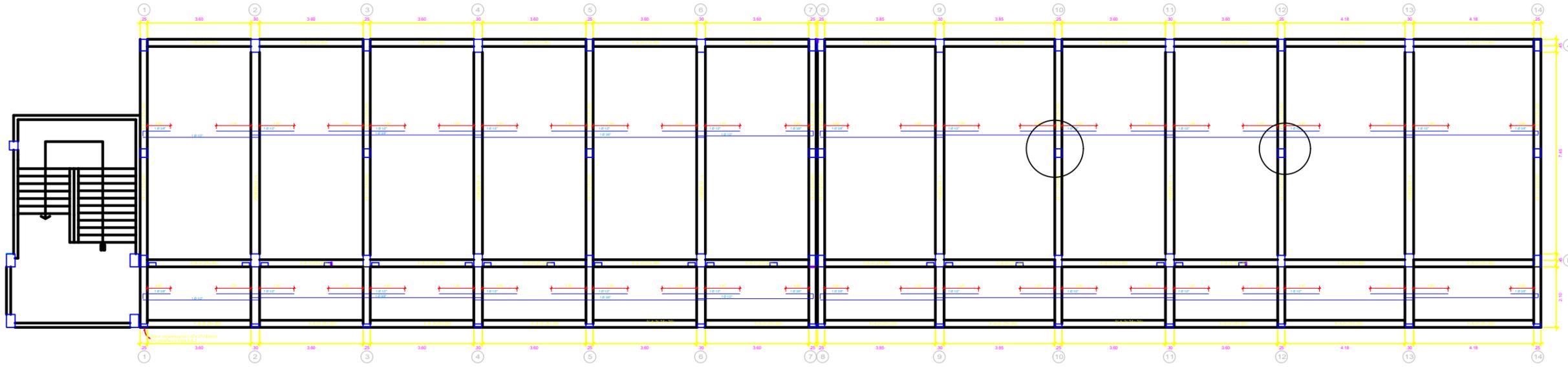
CIMENTACION REFORZADA
 Caso de 1.5 Kg/cm²



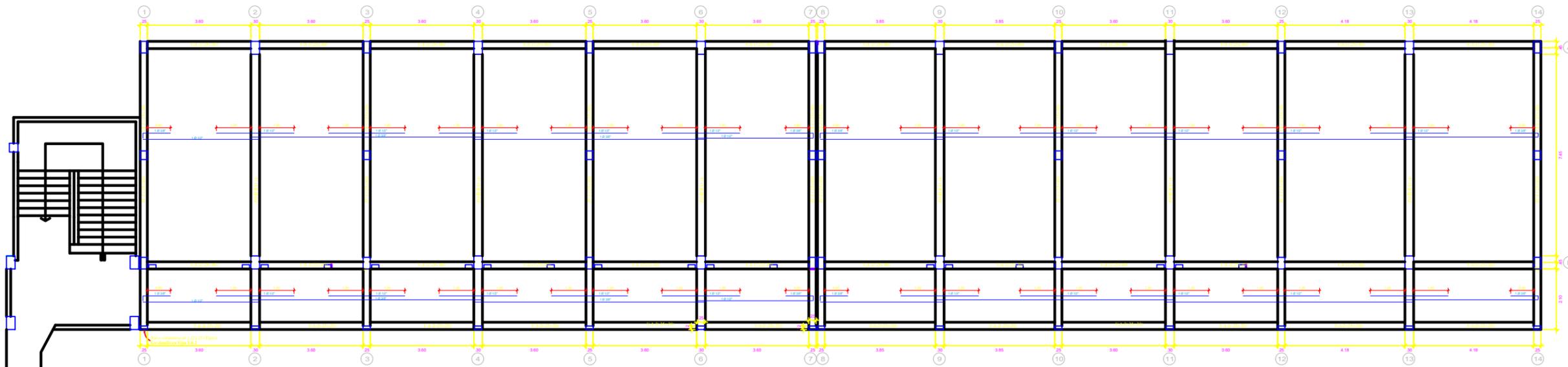
DETALLE DE SARDINEL

PROYECTO	I.E. LOS PRECURSORES	HOJA	150
CLIENTE	Santiago de Surco	FECHA	JULIO 2021
PROYECTISTA	ESTRUCTURAS	PROYECTISTA	projectos.sara@gmail.com
	CIMENTACION - DETALLES		

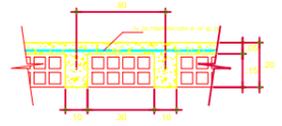
E-01



PLANTA DISTRIBUCIÓN SEGUNDO NIVEL



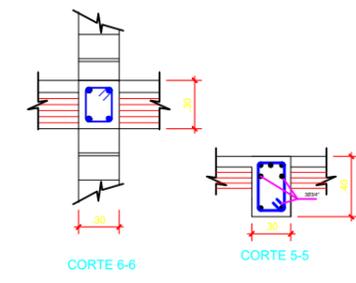
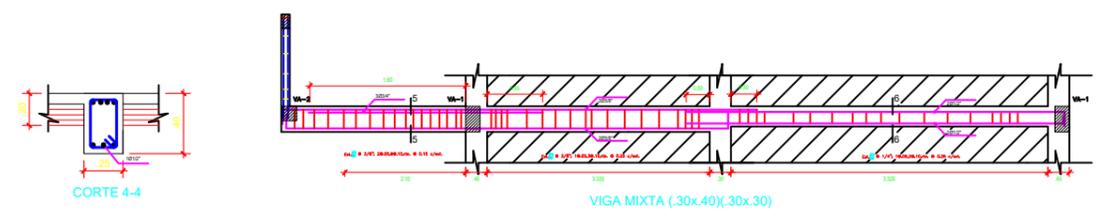
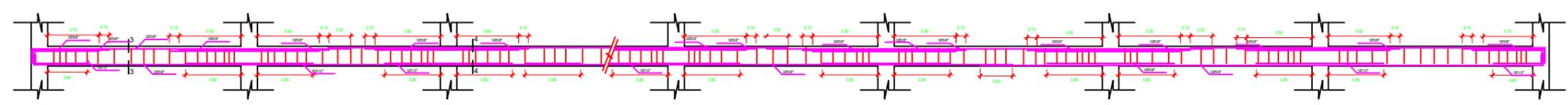
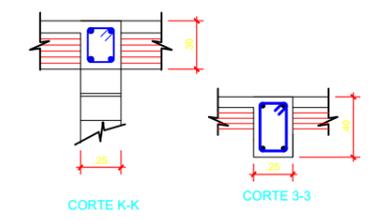
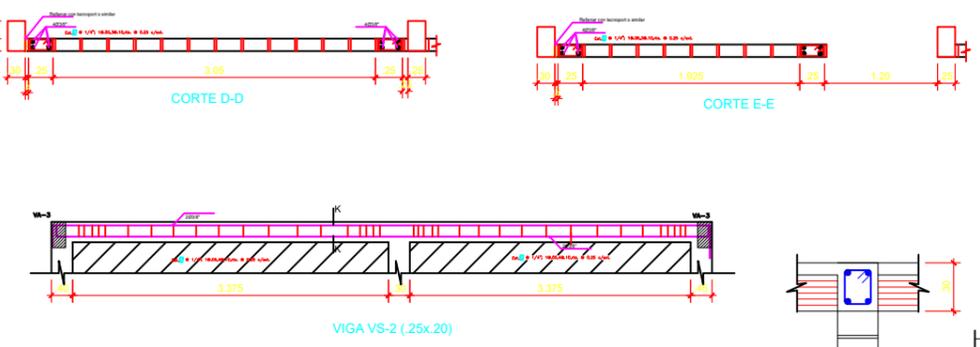
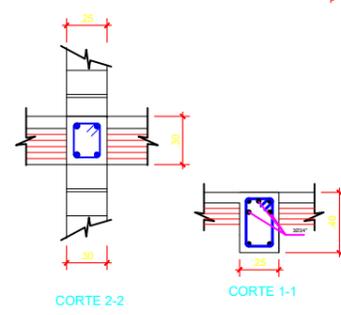
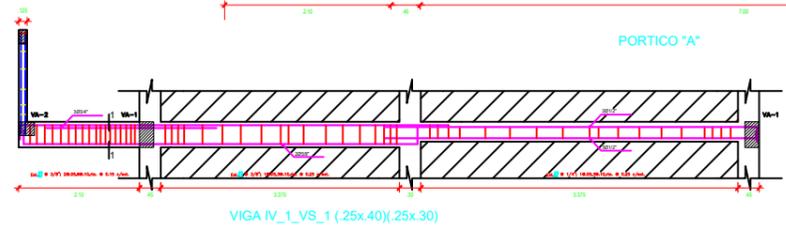
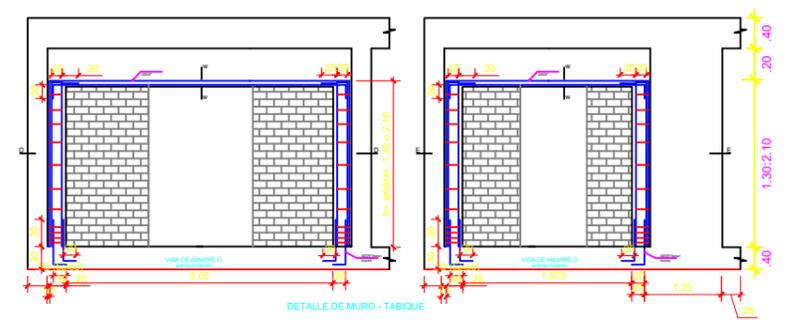
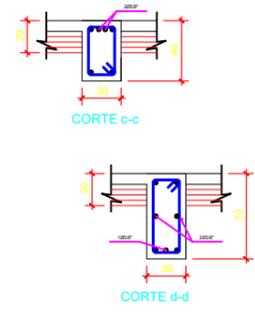
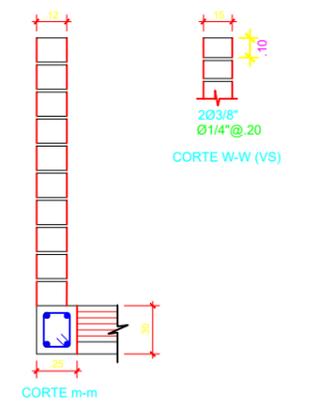
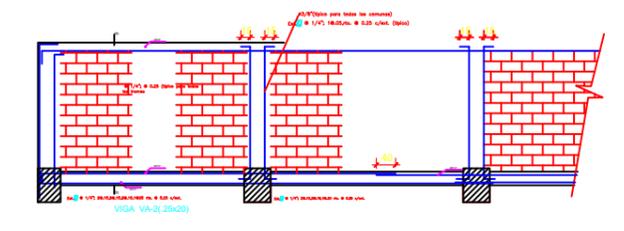
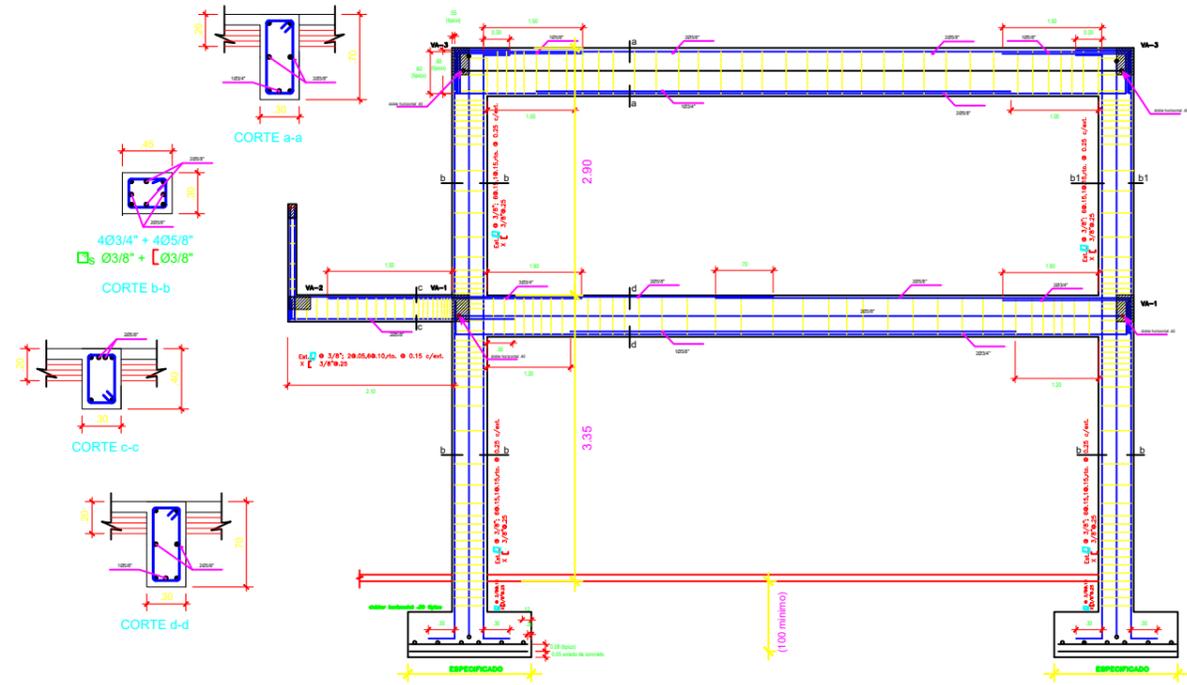
PLANTA DISTRIBUCIÓN PRIMER NIVEL



DETALLE TÍPICO DE ALIGERADO
ESCALA: 1:10

NOTA: SOLO LOS MUROS ALIGERADOS SE LEVANTAN HASTA EL TECHO ANTES DEL VACIADO.

PROYECTANTE	I.E. LOS PRECURSORES	FECHA	15/0
CLIENTE	Santiago de Surco	FECHA	JULIO 2021
PROYECTO	ESTRUCTURAS LOSA ALIGERADO - DETALLES	PROYECTANTE	precursor.com
			E-01





UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

Declaratoria de Autenticidad del Asesor

Yo, HERMER ERNESTO ALZAMORA ROMAN, docente de la FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA de la escuela profesional de la UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO SAC - CHICLAYO, asesor de Tesis titulada: "**REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL PARA REDUCIR LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL PABELLÓN DE PRIMARIA DEL COLEGIO "LOS PRECURSORES", SANTIAGO DE SURCO, LIMA, 2020**", cuyo(s) autor(es) es(son) **CARRASCO VÁSQUEZ MANUEL ALBERTO**, constato que la investigación cumple con el índice de similitud establecido, y verificable en el reporte de originalidad del programa Turnitin, el cual ha sido realizado sin filtros, ni exclusiones.

He revisado dicho reporte y concluyo que cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio. A mi leal saber y entender la Tesis cumple con todas las normas para el uso de citas y referencias establecidas por la Universidad César Vallejo.

En tal sentido asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de información aportada, por lo cual me someto a lo dispuesto en las normas académicas vigentes de la Universidad César Vallejo.

Chiclayo, 07 de diciembre del 2021

Apellidos y Nombres del Asesor	Firma
ALZAMORA ROMAN HERMER ERNESTO DNI: 03303253 ORCID: 0000-0002-2634-7710	