

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA ENTRE
LAS PROPUESTAS DE REFORZAMIENTO DE
CONCRETO ARMADO MEDIANTE ENCAMISADO DE
VIGAS Y COLUMNAS O MEDIANTE LA INCLUSIÓN DE
MUROS DE CORTE, PARA LOS PABELLONES
ESCOLARES DE LA I.E. SAN FERNANDO**

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL

PRESENTADA POR EL BACHILLER
CHRISTIAN MAX JAMES ROSALES CHUQUIMANGO

ASESOR
Dr. Ing. MIGUEL ANGEL MOSQUEIRA MORENO

CAJAMARCA – PERÚ
2023

AGRADECIMIENTO

A Dios, por el regalo de la vida y por darme sabiduría e inteligencia para poder cumplir mis metas.

A mi familia, no solo por estar presentes aportando buenas cosas a mi vida, sino por los grandes momentos de felicidad y diversas emociones que siempre me han causado.

A mis profesores de la facultad de Ingeniería, en especial al Dr. Ing. Mosqueira Moreno, Miguel Angel, por su profesionalismo, por el tiempo dedicado; gracias por todo el apoyo, tiempo y paciencia brindada en el desarrollo de esta tesis.

A la Ing. Huamán Oliva, Josefina, directora de la institución educativa San Fernando, por haberme dado las facilidades necesarias para poder realizar este trabajo de investigación.

A mis amigos: Deivis, Jonathan, Mike y Bladimir; por su apoyo incondicional.

DEDICATORIA

A quienes me inspiraron a dar siempre lo mejor de mí, les dedico esta tesis a quienes me ayudaron a llegar a donde he llegado, a mis padres César y Socorro, mis héroes.

CONTENIDO

RESUMEN	XII
ABSTRACT	XIII
CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN	
1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	2
1.3 HIPÓTESIS	2
1.4 JUSTIFICACIÓN	2
1.5 ALCANCES	3
1.6 LIMITACIONES	3
1.7 OBJETIVOS	4
1.7.1 Objetivo general	4
1.7.2 Objetivos específicos	4
1.8 DESCRIPCIÓN DE LOS CONTENIDOS	4
CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO	
2.1 ANTECEDENTES TEÓRICOS	5
2.1.1 ANTECEDENTES INTERNACIONALES	6
2.1.2 ANTECEDENTES NACIONALES	8
2.2 BASES TEÓRICAS	10
2.2.1 SISMICIDAD EN EL PERÚ	10
2.2.2 SISMICIDAD EN CAJAMARCA	12
2.2.3 EDIFICACIONES ESCOLARES PERUANAS FRENTE AL SISMO	16
2.2.4 EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES EXISTENTES	20
2.2.4.1 Metodología general para la evaluación estructural según ACI 364.1R (1999)	21
2.2.4.2 Evaluación estructural cualitativa	25
2.2.4.3 Evaluación estructural cuantitativa mediante análisis lineal	26
2.2.5 REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS	38
2.2.5.1 Técnicas de Reforzamiento de Estructuras	39
2.2.5.2 Encamisado mediante concreto armado	40
2.2.5.3 Adición de muros de corte de concreto armado	52

2.3	DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS.....	58
-----	-------------------------------------	----

CAPÍTULO III. MATERIALES Y MÉTODOS

3.1	UBICACIÓN GEOGRÁFICA	60
3.2	ÉPOCA DE LA INVESTIGACIÓN	60
3.3	PROCEDIMIENTO	61
3.3.1	Población y muestra de estudio	61
3.3.2	Tipo de investigación	61
3.3.3	Procedimiento metodológico.....	62
3.3.3.1	FASE 1: Revisión de la documentación existente.....	63
3.3.3.2	FASE 2: Inspección en campo.....	68
3.3.3.3	FASE 3: Muestras y pruebas de materiales	69
3.3.3.4	FASE 4: Evaluación estructural	73
3.3.3.5	FASE 5: Propuestas de reforzamiento estructural.....	104
3.4	PRESENTACIÓN DE RESULTADOS	147
3.4.1	Comparación de irregularidades.....	147
3.4.2	Comparación de periodos fundamentales.....	148
3.4.3	Comparación de cortantes basales.....	149
3.4.4	Comparación de desplazamientos laterales	150
3.4.5	Comparación de distorsiones de entrepiso (Derivas)	151

CAPÍTULO IV. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1	ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	152
4.2	DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	158

CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1	CONCLUSIONES.....	160
5.2	RECOMENDACIONES	163

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANEXOS

ANEXO 1: PLANOS EXISTENTES

ANEXO 2: INSPECCIÓN EN CAMPO Y FICHA ATC – 21

ANEXO 3: ENSAYOS DE ESCLEROMETRÍA

ANEXO 4: METRADO DE CARGAS

ANEXO 5: PLANOS DE PROPUESTAS DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL

INDICE DE TABLAS

CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO

Tabla 1 Categoría y sistema estructural de las edificaciones	17
Tabla 2 Efectos de últimos sismos de gran intensidad, en edificaciones peruanas	19
Tabla 3 Factores de Zona.....	27
Tabla 4 Factores de Suelo.....	28
Tabla 5 Periodos T_P y T_L	28
Tabla 6 Factor de uso	29
Tabla 7 Factores de coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas	29
Tabla 8 Límites para la deriva de entrepiso	35
Tabla 9 Valores de C_1	36
Tabla 10 Coeficientes de momento “m” y dimensión crítica “a”	37
Tabla 11 Técnicas de reforzamiento estructural para edificaciones	39
Tabla 12 Coeficiente de fricción del refuerzo a cortante longitudinal	50

CAPÍTULO III. MATERIALES Y MÉTODOS

Tabla 13 Ambientes y áreas del pabellón escolar “B”	65
Tabla 14 Especificaciones técnicas del concreto	66
Tabla 15 Especificaciones técnicas del acero corrugado	67
Tabla 16 Normas técnicas vigentes durante periodo de diseño	67
Tabla 17 Alturas efectivas para cada nivel del pabellón escolar “B”	74
Tabla 18 Sobrecargas según el uso	77
Tabla 19 Alturas efectivas para cada nivel del pabellón escolar “B”	78
Tabla 20 Ratios de participación masa modal dirección X con excentricidad +5%	83
Tabla 21 Ratios de participación masa modal dirección X con excentricidad -5%	84
Tabla 22 Ratios de participación masa modal dirección Y con excentricidad +5%	84
Tabla 23 Ratios de participación masa modal dirección Y con excentricidad -5%	84
Tabla 24 Verificación de la cortante dinámica mínima	87
Tabla 25 Distribución en altura, de fuerzas cortantes del análisis modal espectral	88
Tabla 26 Verificación de la irregularidad torsional	88
Tabla 27 Verificación de la irregularidad de rigidez o piso blando	89
Tabla 28 Verificación de la irregularidad de resistencia o piso débil	90
Tabla 29 Verificación de la irregularidad. de masa o peso	90
Tabla 30 Desplazamientos y derivas de entrepiso según análisis sísmico modal espectral en dirección X	91

Tabla 31 Desplazamientos y derivas de entrepiso según análisis sísmico modal espectral en dirección Y	91
Tabla 32 Verificación de la resistencia a flexión en vigas principales	93
Tabla 33 Verificación de la resistencia a flexión en vigas secundarias V-A1	94
Tabla 34 Verificación de la resistencia a flexión en vigas secundarias V-A2	95
Tabla 35 Carga axial y momento flector en columna C-1 más cargada del 1° nivel ...	96
Tabla 36 Carga axial y momento flector en columna C-2 más cargada del 1° nivel ...	97
Tabla 37 Verificación por flexión en losas aligeradas	100
Tabla 38 Verificación del esfuerzo normal producido por el momento flector “Ms” para los tabiques del pabellón escolar “B”	101
Tabla 39 Volumen de concreto en los elementos estructurales existentes en la superestructura del pabellón escolar “B”	106
Tabla 40 Volumen de concreto añadido en la propuesta de reforzamiento estructural mediante encamisado de concreto armado a vigas y columnas	106
Tabla 41 Volumen de concreto añadido en la propuesta de adición de muros de corte de concreto armado al edificio	106
Tabla 42 Ratios de participación masa modal dirección X con excentricidad +5% ..	109
Tabla 43 Ratios de participación masa modal dirección X con excentricidad -5% ...	110
Tabla 44 Ratios de participación masa modal dirección Y con excentricidad +5% ..	110
Tabla 45 Ratios de participación masa modal dirección Y con excentricidad -5% ...	110
Tabla 46 Verificación de la cortante basal mínima para la propuesta de reforzamiento mediante encamisado de concreto armado	111
Tabla 47 Distribución en altura, de fuerzas cortantes del análisis sísmico modal espectral para la propuesta de reforzamiento mediante encamisado de concreto armado	111
Tabla 48 Verificación de la irregularidad torsional	112
Tabla 49 Verificación de la irregularidad de rigidez o piso blando	113
Tabla 50 Verificación de la irregularidad de resistencia o piso débil	113
Tabla 51 Verificación de la irregularidad de masa o peso	114
Tabla 52 Desplazamientos y derivas según análisis modal espectral dirección X	115
Tabla 53 Desplazamientos y derivas según análisis modal espectral dirección Y	115
Tabla 54 Fuerza cortante de diseño en viga encamisada VA-1 del primer nivel	119
Tabla 55 Carga axial y momento flector actuante en la columna encamisada C-1 más cargada del primer nivel	121

Tabla 56 Carga axial y momento flector actuante en la columna encamisada C-2 más cargada del primer nivel	122
Tabla 57 Separación de estribos según disposiciones sísmicas en columnas encamisadas C-1 y C-2 más cargadas del primer nivel	125
Tabla 58 Ratios de participación masa modal dirección X con excentricidad +5% ..	129
Tabla 59 Ratios de participación masa modal dirección X con excentricidad -5% ...	130
Tabla 60 Ratios de participación masa modal dirección Y con excentricidad +5% ..	130
Tabla 61 Ratios de participación masa modal dirección Y con excentricidad -5% ...	130
Tabla 62 Verificación de la cortante basal mínima para la propuesta de reforzamiento mediante adición de muros de corte de concreto armado	132
Tabla 63 Distribución en altura, de fuerzas cortantes del análisis modal espectral para la propuesta de reforzamiento mediante adición de muros de corte de concreto armado	132
Tabla 64 Fuerza cortante que toman los muros en la base del edificio, dirección X .	133
Tabla 65 Fuerza cortante que toman los muros en la base del edificio, dirección Y .	133
Tabla 66 Verificación de la irregularidad torsional	134
Tabla 67 Verificación de la irregularidad de rigidez o piso blando	134
Tabla 68 Verificación de la irregularidad de resistencia o piso débil	135
Tabla 69 Verificación de la irregularidad de masa o peso	135
Tabla 70 Desplazamiento y derivas según análisis modal espectral en dirección X ..	136
Tabla 71 Desplazamiento y derivas según análisis modal espectral en dirección Y ..	136
Tabla 72 Carga axial, momento flector y cortante en el 1° nivel del muro X – 1	138
Tabla 73 Carga axial y momento flector en la columna C-1 más cargada del 1° nivel	144
Tabla 74 Carga axial y momento flector en la columna C-2 más cargada del 1° nivel	144
Tabla 75 Comparación de las irregularidades estructurales	147

INDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO

Figura 1 Mapa sísmico del Perú en el periodo de 1960 al 2021.....	11
Figura 2 Mapa sísmico y de fallas geológicas del departamento de Cajamarca	12
Figura 3 Mapa sísmico y de zonificación sísmica del departamento de Cajamarca	13
Figura 4 Efecto del sismo de sismo de MW 7.5 del 2021 en Cajamarca.....	14
Figura 5 Mapa de intensidades sísmicas del distrito de Cajamarca	15
Figura 6 Distribución de edificaciones educativas públicas, según zona de amenaza sísmica	17
Figura 7 Distribución de edificaciones educativas públicas, según el tipo estructural .	18
Figura 8 Tamaño de la muestra basado en ASTM E122, riesgo = 5%	23
Figura 9 Reporte de evaluación visual rápida según ATC 21	26
Figura 10 Coeficiente de amplificación sísmica en el espectro de pseudo aceleraciones	33
Figura 11 Sección típica de encamisado con concreto armado.....	41
Figura 12 Diagramas de deformaciones unitarias para a) sección monolítica b) sección con deslizamiento relativo.....	43
Figura 13 Encamisado parcial de columnas de concreto armado, con el uso de: a) ganchos, b) estribos soldados, c) conectores entre el refuerzo longitudinal.....	45
Figura 14 Proceso constructivo de encamisado inferior en vigas de concreto armado: a) perforación y picado de la viga, b) instalación de estribos, c) vaciado de concreto en viga y relleno de los surcos con concreto expansivo.....	46
Figura 15 Proceso constructivo de reforzamiento en vigas de concreto armado en caso de deficiencia de acero	46
Figura 16 Posibles configuraciones de encamisado de vigas con concreto: a) encamisado sobre nivel superior de losa; b) encamisado al nivel de losa; c) encamisado por debajo de la losa	47
Figura 17 Cortante por fricción en una superficie de contacto entre dos concretos vaciados en diferentes tiempos.....	49
Figura 18 Encamisado de concreto armado en vigas	51
Figura 19 Viga encamisada con refuerzo longitudinal continuo a través del nudo con la columna	51
Figura 20 Conexión de un nuevo muro de corte al diafragma de concreto.....	53
Figura 21 Conexión de un nuevo muro de corte al diafragma de concreto, vista en elevación.....	54

Figura 22 Adición de muros de corte	57
CAPÍTULO III. MATERIALES Y MÉTODOS	
Figura 23 Vista satelital de la institución educativa San Fernando.....	60
Figura 24 Distribución arquitectónica en planta del primer nivel.....	63
Figura 25 Vista 3D de la I.E. San Fernando.....	64
Figura 26 Registro fotográfico de los pabellones actuales de la institución educativa San Fernando, visto desde el Jr. Santa María.....	68
Figura 27 Verificación de medidas en vigas principales del pabellón escolar “B”.....	69
Figura 28 Tamaño de la muestra para los ensayos en el pabellón escolar “B”	70
Figura 29 Ensayo de esclerometría en columna C-1 del pabellón escolar “B”.....	71
Figura 30 Resistencia a compresión del concreto en columnas del pabellón “B”	72
Figura 31 Resistencia a compresión del concreto en vigas del pabellón escolar “B” ...	72
Figura 32 Definición de materiales	75
Figura 33 Definición de sección de viga V 30x50	75
Figura 34 Definición de sección de columna C1 30x50.....	76
Figura 35 Modelo estructural en planta del pabellón escolar “B”	76
Figura 36 Vista 3D del modelo estructural del pabellón escolar “B”	77
Figura 37 Fuente de masa considerando excentricidad positiva de 5% en dirección X	81
Figura 38 Artificio haciendo uso de la carga estática no lineal.....	82
Figura 39 Definición de los casos modales asociados a la excentricidad de +5% en la dirección X y +5% en la dirección Y	83
Figura 40 Espectro de diseño de pseudo aceleraciones para dirección “X” y “Y” (R=8)	85
Figura 41 Espectro de diseño de pseudo aceleraciones para la dirección vertical (R=8)	85
Figura 42 Definición de casos de carga espectrales asociados a las fuentes de masa...	86
Figura 43 Combinación envolvente del sismo dinámico escalado, para cada dirección de análisis	87
Figura 44 Diagrama momento flector M33 y fuerza cortante V22 para la envolvente de las combinaciones de carga, en componentes estructurales del pabellón “B”	92
Figura 45 Vista en elevación de las vigas principales del pabellón escolar “B”	93
Figura 46 Vista en elevación de la viga secundaria V-A1 del pabellón escolar “B”	94
Figura 47 Vista en corte y elevación de viga secundaria V-A2 del pabellón “B”	95
Figura 48 Columnas C-1 y C-2 del pabellón escolar “B”	96
Figura 49 Definición de columnas C-1 y C-2 en la herramienta “Section Designer” ...	97
Figura 50 Diagramas de interacción para la columna C-1	98

Figura 51	Diagramas de interacción para la columna C-2	98
Figura 52	Detalle general del aligerado del pabellón escolar “B”	99
Figura 53	Coeficientes de momento flector en losas.....	100
Figura 54	Modelo tridimensional de la propuesta de reforzamiento mediante encamisado de concreto armado a vigas y columnas	105
Figura 55	Modelo tridimensional de la propuesta de reforzamiento mediante la adición de muros de corte de concreto armado	105
Figura 56	Vista 3D de la propuesta de reforzamiento mediante encamisado de concreto armado a vigas y columnas del pabellón escolar “B”	107
Figura 57	Modelo estructural en planta de la propuesta de reforzamiento mediante encamisado de concreto armado a vigas y columnas del pabellón escolar “B”	107
Figura 58	Verificación por resistencia en componentes estructurales de la propuesta de reforzamiento mediante encamisado de concreto armado a vigas y columnas del pabellón escolar “B” de la I.E. San Fernando.	116
Figura 59	Diagrama de momento flector M33 y fuerza cortante V22, en componentes estructurales de pabellón “B” reforzado mediante la propuesta de encamisado de concreto armado a vigas y columnas.....	117
Figura 60	Vista en elevación del área de acero longitudinal requerido por las vigas encamisadas de concreto armado del eje B-B (Etabs).....	118
Figura 61	Vista en elevación y cortes de viga con encamisado de concreto armado del eje B-B.....	119
Figura 62	Vista en corte viga secundaria encamisada con concreto armado, eje B-B	120
Figura 63	Sección de encamisado de concreto armado a columnas C-1 y C-2.....	121
Figura 64	Definición de columnas encamisadas C-1 y C-2, en la herramienta “Section Designer”	122
Figura 65	Diagramas de interacción para la columna encamisada C-1.....	123
Figura 66	Diagramas de interacción para la columna encamisada C-2.....	123
Figura 67	Vista 3D de la propuesta de reforzamiento mediante adición de muros de corte de concreto armado al pabellón escolar “B”	127
Figura 68	Modelo estructural en planta de la propuesta de reforzamiento mediante adición de muros de corte de concreto armado al pabellón escolar “B”	127
Figura 69	Espectro de diseño de pseudo aceleraciones, dirección “X” y “Y” (R=6) ...	131
Figura 70	Espectro de diseño de pseudo aceleraciones dirección vertical (R=6)	131

Figura 71 Verificación por resistencia en componentes estructurales de la propuesta de reforzamiento mediante inclusión de muros de corte de concreto armado para el pabellón escolar “B” de la I.E. San Fernando.	137
Figura 72 Sección geométrica del muro de corte de concreto armado X-1	138
Figura 73 Definición del muro X – 1 en la herramienta “Section Designer”	140
Figura 74 Diagrama de interacción del muro X – 1 para la dirección de análisis X... ..	140
Figura 75 Detalle del refuerzo de acero para muro de corte X – 1	141
Figura 76 Diagrama de momento flector M33 y fuerza cortante V22, en componentes estructurales de pabellón “B” reforzado mediante inclusión de muros de corte concreto armado	142
Figura 77 Áreas de acero calculado para las vigas existentes con la propuesta de reforzamiento mediante adición de muros de corte.....	143
Figura 78 Propuesta de reforzamiento para la viga secundaria del eje B-B.....	143
Figura 79 Diagrama de interacción para la columna C-1 con la propuesta de reforzamiento mediante adición de muros de corte.....	145
Figura 80 Diagrama de interacción para la columna C-2 con la propuesta de reforzamiento mediante adición de muros de corte.....	145
Figura 81 Comparación de periodos fundamentales en dirección X según el análisis dinámico modal espectral	148
Figura 82 Comparación de periodos fundamentales en dirección Y según el análisis dinámico modal espectral	148
Figura 83 Comparación de fuerzas cortantes en la base del edificio según el análisis sísmico estático.....	149
Figura 84 Comparación de fuerzas cortantes en la base del edificio según el análisis sísmico dinámico modal espectral	149
Figura 85 Comparación de desplazamientos inelásticos absolutos en cada entrepiso, según el análisis dinámico modal espectral para la dirección X	150
Figura 86 Comparación de desplazamientos inelásticos absolutos en cada entrepiso, según el análisis dinámico modal espectral para la dirección Y	150
Figura 87 Comparación de distorsiones de entrepiso, según el análisis dinámico modal espectral para la dirección X	151
Figura 88 Comparación de distorsiones de entrepiso, según el análisis dinámico modal espectral para la dirección Y	151

RESUMEN

En esta investigación, se analizan dos propuestas de reforzamiento de concreto armado para el pabellón escolar “B” de la I.E. San Fernando, una edificación esencial de 5 niveles, ubicada en una zona de alta sismicidad, que presenta un sistema estructural de pórticos de concreto armado con vigas chatas y columnas poco peraltadas en la denominada dirección secundaria. El objetivo es determinar cuál de las dos propuestas de reforzamiento genera una respuesta sísmica más favorable, es decir, genera menores periodos, desplazamientos laterales y derivas ante la acción sísmica de diseño de la norma técnica E.030 (2018). El procedimiento metodológico inicia con un diagnóstico preliminar al edificio en base a la metodología del ACI 364.1R y la evaluación estructural sigue los lineamientos actuales del RNE, donde se han revelado problemas de resistencia en componentes estructurales y problemas de rigidez lateral. Primero se propone reforzar mediante encamisado de concreto a vigas y columnas, obteniendo mejoras en la resistencia de los componentes estructurales y derivas que cumplen con el valor permitido en la norma. La segunda propuesta es reforzar mediante la inclusión de muros de corte, consiguiéndose una considerable reducción de solicitaciones sísmicas en los elementos estructurales existentes y a cumplir con las derivas permisibles de la norma. Se concluye que la propuesta de inclusión de muros de corte presenta una respuesta sísmica más favorable en el pabellón escolar “B”, pues logra periodos fundamentales hasta 0.038 segundos menores, desplazamientos laterales en el último piso hasta 1.32 cm menores y derivas máximas hasta 6.11% menores a comparación de la propuesta de reforzamiento mediante encamisado de concreto en vigas y columnas.

Palabras Clave: Edificación esencial, Encamisado de concreto armado, Muros de corte, Reforzamiento estructural, Respuesta sísmica.

ABSTRACT

In this investigation, two proposals for structural reinforcement of reinforced concrete for the school pavilion "B" of the I.E. San Fernando, an essential 5-story building, located in an area of high seismicity, that presents a structural system of reinforced concrete frames, with flat beams and thin columns in the secondary direction. The objective is to determine which of the two proposals generates a more favorable seismic response, that is, it generates lower periods, lateral displacements, and drifts before the seismic action of the design of the technical standard E.030 (2018). The methodological procedure begins with a preliminary diagnosis of the building, based on the ACI 364.1R methodology and the structural evaluation follows the current guidelines of the RNE, where resistance problems in structural components and lateral rigidity problems have revealed. In the first place, it was proposed to reinforce the beams and columns by jacketing reinforced concrete, obtaining improvements in the resistance of the structural components and drifts that comply with the value allowed in the standard. The second proposal is to reinforce by including shear walls, achieving a considerable reduction in seismic loads on the existing structural elements and complying with the permissible drifts of the standard. It is concluded that the proposal for the inclusion of shear walls presents a more favorable seismic response in the school pavilion "B", since it achieves fundamental periods up to 0.038 seconds less, lateral displacements on the top floor up to 1.32 cm less and maximum drifts up to 6.11% less compared to the reinforces proposal by reinforced concrete jacketing in beams and columns.

Keywords: Essential building, Jacketing reinforced concrete, Shear walls, Seismic response, Structural reinforcement.

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Perú posee una actividad sísmica relevante y muchas de las instituciones educativas, pese a desempeñar un rol fundamental en una comunidad, han sido construidas con criterios inadecuados o con normativas antiguas que no implementaban los suficientes requisitos sismorresistentes (Ramírez Machada y Salazar Valdez 2015).

Tal es el caso de distintas instituciones educativas en la ciudad de Cajamarca, siendo tema para esta investigación, el pabellón escolar “B” de la institución educativa San Fernando, clasificado como edificación esencial (Categoría A2), de acuerdo con la norma peruana sismorresistente (Norma técnica E.030, 2018). Fue diseñado en abril del 2006, por ende, con el uso de normas técnicas del ahora derogado Reglamento Nacional de Construcciones, está constituido por cinco (05) pisos y presenta un sistema estructural de pórticos de concreto armado, con vigas chatas y columnas poco peraltadas en la denominada “dirección secundaria” que parece no brindar resistencia ni rigidez lateral adecuada para resistir las fuerzas horizontales de un sismo de diseño que demanda la norma actual, lo que plantea diversas interrogantes acerca de su comportamiento y vulnerabilidad sísmica.

En países con alto peligro sísmico, la ingeniería tiene diversas soluciones para controlar los efectos destructivos que provocan los sismos en las estructuras. Si bien el enfoque más reciente es reducir la fracción de energía sísmica que recibe la estructura, utilizando disipadores y/o aisladores; la mayoría de los proyectos mantiene el enfoque tradicional de enfrentar al sismo con la resistencia, rigidez y ductilidad de la estructura (Mayta 2021)

Entre las estrategias de reforzamiento que se caracterizan por incrementar la resistencia y la rigidez en edificios de concreto armado, se consideran el encamisado de elementos de pórticos resistentes a momento, la inclusión de muros de corte, la adición de contraventeos metálicos, entre otros (Alcocer Martínez de Castro 2021).

Por consiguiente, se realizará una evaluación estructural al pabellón escolar “B” de la I.E. San Fernando y se plantearán dos propuestas de reforzamiento estructural de concreto armado con el objetivo de determinar la propuesta que genere la respuesta sísmica más favorable. La primera propuesta es reforzar mediante el encamisado de concreto armado a vigas y columnas, y la segunda propuesta es reforzar mediante la inclusión de muros de corte. En esta investigación se ha considerado aumentar el mismo volumen de concreto en ambas propuestas de reforzamiento para que exista una similitud entre ellas.

1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

¿Cuál es la propuesta de reforzamiento estructural de concreto armado, que genera una respuesta sísmica más favorable, al comparar el encamisado de vigas y columnas o la inclusión de muros de corte, en el pabellón escolar “B” de la institución educativa San Fernando?

1.3 HIPÓTESIS

La propuesta de reforzamiento estructural de concreto armado, que genera una respuesta sísmica más favorable en el pabellón escolar “B” de la institución educativa San Fernando, es la inclusión de muros de corte.

1.4 JUSTIFICACIÓN

A lo largo de la historia, varios sismos de gran intensidad, tales como el sismo de Lima (1974), Arequipa (2001) o Pisco (2007), afectaron gravemente al Perú, dejando un gran número de damnificados y víctimas mortales, y sobre todo manifestando el comportamiento frágil de nuestras estructuras.

Por ello, la selección de este tema de investigación se justifica con la importancia de determinar con la debida anticipación una propuesta de reforzamiento que controle los efectos perjudiciales de un sismo severo de gran intensidad en los colegios, siendo en este caso, específicamente en el pabellón escolar “B” de la I.E. San Fernando, realizando una correcta evaluación estructural, para luego plantear y comparar dos propuestas de reforzamiento, facilitando la selección de la propuesta que resulte más ventajosa estructuralmente. Además, esta investigación contribuye a la rama de ingeniería estructural como una guía para la futura evaluación y el reforzamiento de estructuras, para edificaciones escolares existentes.

1.5 ALCANCES

La investigación empieza con un diagnóstico previo del pabellón escolar “B” de la I.E. San Fernando, empleando la metodología de la guía ACI 364.1R “*Guide for Evaluation of Concrete Structures Prior to Rehabilitation*”, para luego realizar una evaluación estructural en base a los lineamientos actuales del RNE (Reglamento Nacional de Edificaciones), a fin de determinar si el pabellón escolar cumple con los requisitos de resistencia y rigidez lateral adecuados o si es necesario el reforzamiento estructural.

Tras ello, se plantean y diseñan dos propuestas de reforzamiento estructural que mejoren la resistencia y la rigidez de la estructura, en base a las normas técnicas E.030 (2018), E.060 (2009) del RNE y otras normas acordes al tema. Las propuestas de reforzamiento son el encamisado de concreto armado a vigas y columnas, y la inclusión de muros de corte de concreto armado. Se considera aumentar el mismo volumen de concreto armado en ambas propuestas de reforzamiento, volviéndose entonces similares entre sí, sin embargo, cada técnica de reforzamiento modifica la respuesta sísmica del edificio de diferente manera.

En consecuencia, se procede a comparar la diferencia de la respuesta sísmica en términos cuantificables de periodos fundamentales, cortantes basales, desplazamientos laterales y derivas máximas que resulten al efectuar el análisis dinámico modal espectral, de la norma técnica E.030 (2018) y a determinar cuál de las propuestas es la que genera una respuesta sísmica más favorable.

1.6 LIMITACIONES

- La tesis se limita específicamente a comparar la respuesta sísmica de dos propuestas de reforzamiento aplicadas a la superestructura del pabellón escolar “B”. Por cuestión de accesibilidad no se incluye la evaluación y el reforzamiento de la subestructura en este estudio.
- No se considera el efecto de interacción suelo – estructura como tema amplio en particular, ya que el estudio supone empotramiento en la base de la estructura para el modelado estructural y el análisis sísmico.

1.7 OBJETIVOS

1.7.1 Objetivo general

- Comparar la respuesta sísmica entre las propuestas de reforzamiento de concreto armado, mediante encamisado de vigas y columnas o mediante la inclusión de muros de corte, para el pabellón escolar “B” de la institución educativa San Fernando.

1.7.2 Objetivos específicos

- Realizar la evaluación estructural al pabellón escolar “B” de la institución educativa San Fernando, según la metodología de la guía ACI 364.1R y en base a los lineamientos del Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Determinar la respuesta sísmica del pabellón escolar “B”, con la propuesta de reforzamiento estructural mediante encamisado de concreto armado a vigas y columnas, en base a la norma técnica E.030 (2018).
- Determinar la respuesta sísmica del pabellón escolar “B”, con la propuesta de reforzamiento estructural mediante la inclusión de muros de corte de concreto armado, en base a la norma técnica E.030 (2018).
- Determinar cuál es la propuesta de reforzamiento estructural de concreto armado que genera la respuesta sísmica más favorable, en el pabellón escolar “B” de la institución educativa San Fernando.

1.8 DESCRIPCIÓN DE LOS CONTENIDOS

- CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN. Contiene el planteamiento del problema y la formulación de la pregunta principal, la hipótesis, la justificación, los alcances y los objetivos de la investigación.
- CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO. Contiene los antecedentes teóricos de la investigación, las bases teóricas y la definición de términos básicos.
- CAPÍTULO III: MATERIALES Y MÉTODOS. Describe el procedimiento e indica el análisis de datos y presentación de resultados.
- CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS. Describe, explica y discute los resultados.
- CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
- REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 ANTECEDENTES TEÓRICOS

Las edificaciones escolares han sido afectadas por eventos sísmicos en todo el mundo y en muchos casos se han reportado numerosas pérdidas humanas. El sismo de Wenchuan (China) ocasionó la muerte de alrededor de 7000 niños y los sismos ocurridos en Spitak (Armenia) y Cachemira (Pakistán) originaron la pérdida de aproximadamente 16000 y 18000 menores de edad, respectivamente (UNCRD, 2009; citado por Zora y Acevedo Jaramillo 2019).

En el Perú, en 1996 ocurrió el sismo de Nazca, donde se observaron colegios nuevos seriamente dañados. Dicho sismo comprobó que los desplazamientos laterales eran mayores que los resultados a los obtenidos con los coeficientes de la norma de diseño sísmico de 1977, por lo que en 1997 se decidió actualizar la norma (Blanco Blasco 2010). En el año 2007 ocurrió el sismo de Pisco y se reportaron numerosos centros educativos con daños, sobre todo en aquellos construidos antes de 1997, cuando la norma de diseño sísmico aún no contemplaba adecuadamente los desplazamientos laterales que producía el sismo. Se reportaron 1328 aulas con daño estructural, de las cuales el 50% presentaron daño severo (Hernández Gonzales 2017).

La ocurrencia continua de grandes sismos conllevó a que actualmente, la norma técnica E.030 sea más rigurosa en zonas de mayor riesgo sísmico y que pretenda que las construcciones esenciales (Categoría A1 y A2) permanezcan en pie durante y después del sismo para ser de utilidad a la población afectada (Instituto Geofísico del Perú 2019).

Sin embargo, hay edificaciones esenciales que han sido construidas utilizando criterios inadecuados o utilizando normas sísmicas anteriores a la del 1997 y se considera que tienen probabilidad de ser vulnerables ante sismos.

Esta problemática no solo se ha presentado en Perú, sino que también ha sido tema de investigación en numerosas investigaciones internacionales.

2.1.1 ANTECEDENTES INTERNACIONALES

- ✓ Lizarazo Gonzales y Pedraza Pérez (2021), en la ciudad de Bogotá D.C., Colombia, en su tesis de grado: **“Análisis de vulnerabilidad sísmica del edificio Gregorio XIII y planteamiento de alternativa de reforzamiento estructural”**, tuvieron en cuenta que dicho edificio fue construido en el año 1972 y que la normativa de aquella época no contemplaba los criterios de sismo-resistencia adecuados para garantizar la seguridad de las personas. Realizaron una evaluación estructural al edificio y verificaron mediante análisis dinámico modal espectral que las derivas de entrepiso superaron las derivas máximas permitidas por su reglamento. Buscaron mejorar la respuesta sísmica del edificio educativo, planteando tres propuestas de reforzamiento que aumenten la rigidez lateral. Concluyeron que el reforzamiento mediante rigidizadores de acero en diagonal y el aumento de secciones en columnas logró reducir derivas de entrepiso y esfuerzos solicitados en los elementos estructurales de manera más económica y menos invasiva a comparación de otras propuestas.
- ✓ Jiménez Moncayo (2017), en la ciudad de Sangolquí, Ecuador, en su tesis de titulación: **“Análisis sísmico y propuesta de reforzamiento mediante el código ASCE 41 aplicado al edificio Santacruz”**, indicó que tal edificio fue construido antes de 1980, por ende, era anterior a la promulgación del capítulo de Peligrosidad Sísmica de sus códigos de construcción. A través del análisis dinámico modal espectral determinó que las derivas de entrepiso superaron la deriva permisible por la Norma Ecuatoriana de la Construcción vigente y que la resistencia de los elementos estructurales era menor que los esfuerzos de diseño actuantes. Propuso reforzar mediante la colocación de rigidizadores diagonales de concreto armado y encamisado a las columnas que fallaban a consecuencia de los rigidizadores, asimismo reemplazar vigas chatas por vigas peraltadas. Concluyó que la propuesta de reforzamiento corrigió el problema de derivas excesivas y que los elementos estructurales cumplieron los requisitos de resistencia contemplados en su norma.

- ✓ Pinto y Torres (2016), en la ciudad de Mérida, Venezuela, en su trabajo de investigación: **“Reducción de la vulnerabilidad sísmica de una edificación escolar mediante reforzamiento estructural”**, observaron que la Escuela Bolivariana Nueva Esparta fue construida en la década de los sesenta, cuando los requisitos de sismo-resistencia eran incipientes. Realizaron una evaluación estructural al edificio y mediante el análisis dinámico modal espectral determinaron que el edificio superó las derivas máximas admisibles especificadas en la norma venezolana. Plantearon proporcionar rigidez lateral a la estructura mediante muros estructurales. Concluyeron que el reforzamiento mediante muros estructurales disminuyó los esfuerzos debido a acciones horizontales en los pórticos, y además corrigió problemas de torsión, columna corta y las derivas no sobrepasaron el límite permisible.

- ✓ Maldonado Mora y Durán Fernández (2013), en la ciudad de Quito, Ecuador, en su disertación de grado: **“Metodologías para la evaluación y reforzamiento estructural de edificios de hormigón armado mediante muros de corte y fibras de carbono”**, explicaron que existen estructuras antiguas que han cumplido con su vida útil y estructuras nuevas que han tenido errores en el diseño, por ello evaluaron un edificio en Quito, Ecuador, mediante análisis estático lineal y determinaron sus derivas de entrepiso sobrepasaron el valor máximo permisible del Código Ecuatoriano de Construcción. Propusieron adicionar tres muros de corte a la estructura y aumentar la sección de hormigón en columnas que no soporten los esfuerzos internos actuantes. Concluyeron que los muros de corte aumentaron la rigidez global de la estructura, disminuyendo las derivas de entrepiso y que el recrecido de sección de hormigón y acero adicional en columnas fue suficiente para cumplir los requisitos de resistencia y rigidez de sus normas y para mejorar el desempeño sísmico según los resultados obtenidos del análisis estático no lineal.

En cuanto a investigaciones realizadas en nuestro país, con relación a la problemática estudiada, tenemos las siguientes.

2.1.2 ANTECEDENTES NACIONALES

- ✓ Córdova Sánchez et al. (2021), en la ciudad de Lima, Perú, en su trabajo de grado: **“Análisis y diseño de dos propuestas de reforzamiento para columnas y vigas de la I.E. Julio César Tello en Ica – Pisco”** tuvo como objeto mejorar la respuesta estructural de la dicha institución educativa, que fue construida en el año 1959 con normas técnicas que no contemplaban adecuadamente las fuerzas sísmicas. Determinó que el pabellón 2 de dicha institución era vulnerable ante un sismo severo de diseño de la norma técnica E.030 (2018) pues alcanzó desplazamientos laterales excesivos y tanto columnas como vigas no presentaron una adecuada capacidad que resista los esfuerzos internos actuantes. Planteó dos propuestas de reforzamiento. Concluyó que el encamisado de concreto a vigas y columnas era más económico que el encamisado a columnas y aplicación de FRP a vigas, pues a pesar de que ambas alternativas cumplían los requisitos de rigidez y resistencia demandados por el Reglamento Nacional de Edificaciones, aplicar FRP a vigas requería encamisar 6 columnas más.
- ✓ Aguilar Chanini y Aguilar Escobar (2017), en la ciudad de Tacna, Perú, en su tesis de grado: **“Evaluación y reforzamiento estructural del edificio de la Escuela Profesional de Obstetricia – UNJBG”** evaluaron el estado de dos bloques de la ESOB – UNJBG, diseñados con la norma de diseño sismorresistente del 1997, los cuales soportaron sismos de moderada magnitud, siendo el más intenso el ocurrido en Arequipa, en junio del 2001. Determinaron que ambos bloques eran vulnerables pues se evidenciaron daños y alcanzaron desplazamientos laterales excesivos ante un sismo severo de diseño de la norma técnica E.030. Plantearon dos alternativas de reforzamiento para cada bloque, primero mediante el uso de disipadores de fluido viscoso y aplicación de FRP (Fiber reinforced polymers) y luego mediante la inclusión de placas y encamisado de concreto armado. Concluyeron que ambas alternativas cumplieron con los requisitos de rigidez y resistencia, y presentaron similares costos directos, sin embargo, al contrastar tiempos de ejecución determinaron que la

primera alternativa de reforzamiento con DFV – FRP, fue más viable que la alternativa de reforzamiento tradicional de concreto armado, al poder ser ejecutada en casi la mitad de tiempo, lo que representó reocupar el edificio en menor tiempo e incurrir en menores gastos generales e indirectos.

- ✓ Gameros Moncada (2015) en la ciudad de Lima, Perú, en su tesis de grado **“Análisis comparativo de tres tipos de refuerzo estructural para pabellones de aulas escolares de dos pisos y tres aulas por piso”** analizó el modelo típico de “Colegio modular 780 pre”, construido masivamente antes de la norma de diseño sísmico del año 1997, mediante un análisis estático lineal, encontrando que las derivas inelásticas en el sentido transversal estaban dentro del rango aceptable, sin embargo, en el sentido longitudinal superaban ampliamente las derivas permisibles de un sistema estructural de concreto armado. Propuso reforzar la dirección longitudinal con tres métodos distintos. La primera propuesta fue la colocación de aletas de concreto armado, adyacentes a todas las columnas existentes, la segunda propuesta fue el cierre de paños con muros de albañilería y la tercera propuesta fue el arriostramiento lateral con diagonales de acero entre las columnas. Concluyó que las tres propuestas eran adecuadas para reforzar este modelo típico de colegios ya que presentaron derivas aceptables y que pueden ser utilizadas dependiendo de la zona, la economía y la disponibilidad de recursos.

2.2 BASES TEÓRICAS

2.2.1 SISMICIDAD EN EL PERÚ

La tectónica define al sismo como un fenómeno geológico que se produce por un rompimiento repentino de la corteza terrestre a consecuencia del movimiento, fricción y deformación de las placas. Como consecuencia se producen ondas sísmicas que se propagan por el medio terrestre y provocan vibración que percibimos como una sacudida con duración e intensidad variable (Espíndola Castro y Pérez Campos 2018).

La región terrestre con mayor actividad sísmica se denomina “Cinturón de Fuego del Pacífico”. Localizado en las costas del océano Pacífico se extiende en forma de herradura sobre más de 40 000 km y se caracteriza por concentrar aproximadamente el 75% de los volcanes del planeta y algunas de las zonas de subducción más importantes del mundo (Pin Molina 2018).

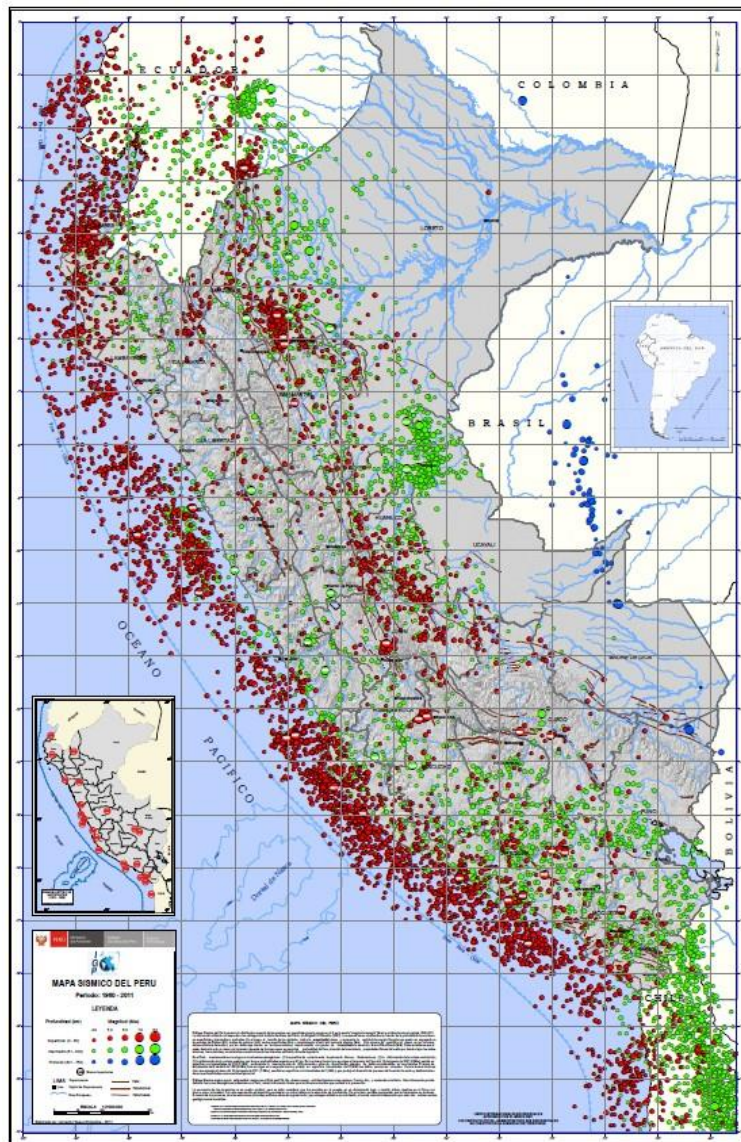
El territorio peruano se sitúa en dicha región, específicamente en el margen occidental de Sudamérica, donde la placa de Nazca se introduce por debajo de la placa Sudamericana en un proceso denominado subducción, a una velocidad de 8-10 cm/año en dirección Noreste, dando lugar a la formación de la Cordillera de los Andes y a la intensa actividad sísmica (CENEPRED 2014).

La sismicidad en el Perú ha sido tema de diversas investigaciones. Su estudio ha permitido obtener su distribución, a partir de los registros epicentrales ocurridos en la zona de subducción y en el interior del país. La información sobre sismicidad histórica del país se remonta a los años 1514 y 1532, aunque, fue hasta mediados de los años 80, con la aparición de estaciones digitales de banda ancha, que se pudo obtener más detalles sobre la fuente sísmica (Tavera y Buforn 1998).

A partir del año 1960, el Instituto Geofísico del Perú ha registrado la ocurrencia de sismos con magnitud (M_w) igual o mayor que 4, clasificándolos en función a su foco o profundidad al que ocurren (Tavera 2021).

Figura 1

Mapa sísmico del Perú en el periodo de 1960 al 2021



Nota. Tomado de *Mapa sísmico 2021*, por Instituto Geofísico del Perú, 2022.

Los sismos ocurridos a una profundidad menor a 60 km, se denominan sismos de foco superficial. Si ocurren entre 61 y 300 km, se denominan sismos de foco intermedio y si ocurren a mayor profundidad, se denominan sismos de foco profundo (Tavera 2021).

La figura 1 representa mediante círculos rojos los sismos de foco superficial, los cuales ocurren con mayor frecuencia en la línea costera y a lo largo de la cordillera, sismos que a lo largo de los años han alcanzado magnitudes de hasta M_w 8.5. Los círculos verdes simbolizan a los sismos de

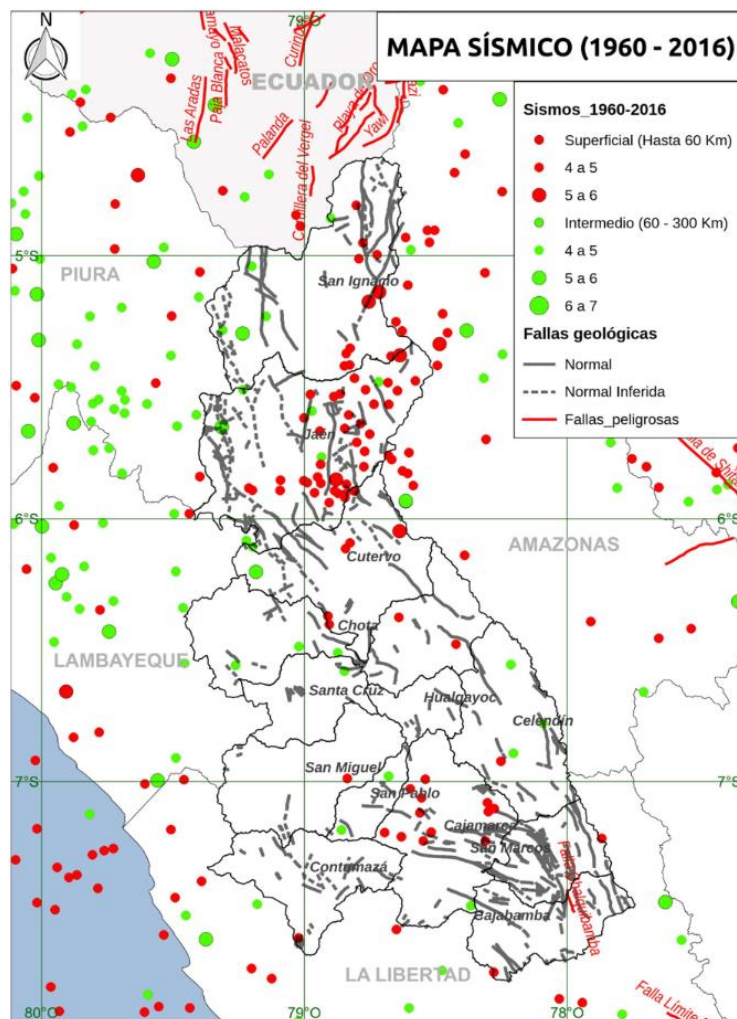
foco intermedio, los cuales ocurren en mayor número en la región sur del país, en el borde este de la zona norte, alrededor de Pucallpa y han alcanzado magnitudes de hasta M_w 8.0. Los sismos de foco profundo son representados por círculos azules y tienen lugar entre la frontera de Perú y Bolivia, y en la frontera entre Perú y Brasil con evidente disposición norte – sur (Tavera 2021).

2.2.2 SISMICIDAD EN CAJAMARCA

En el departamento de Cajamarca, la actividad sísmica está vinculada a deformaciones superficiales, provocadas por fallas activas distribuidas en zonas contiguas al departamento (Gobierno Regional de Cajamarca 2021).

Figura 2

Mapa sísmico y de fallas geológicas del departamento de Cajamarca



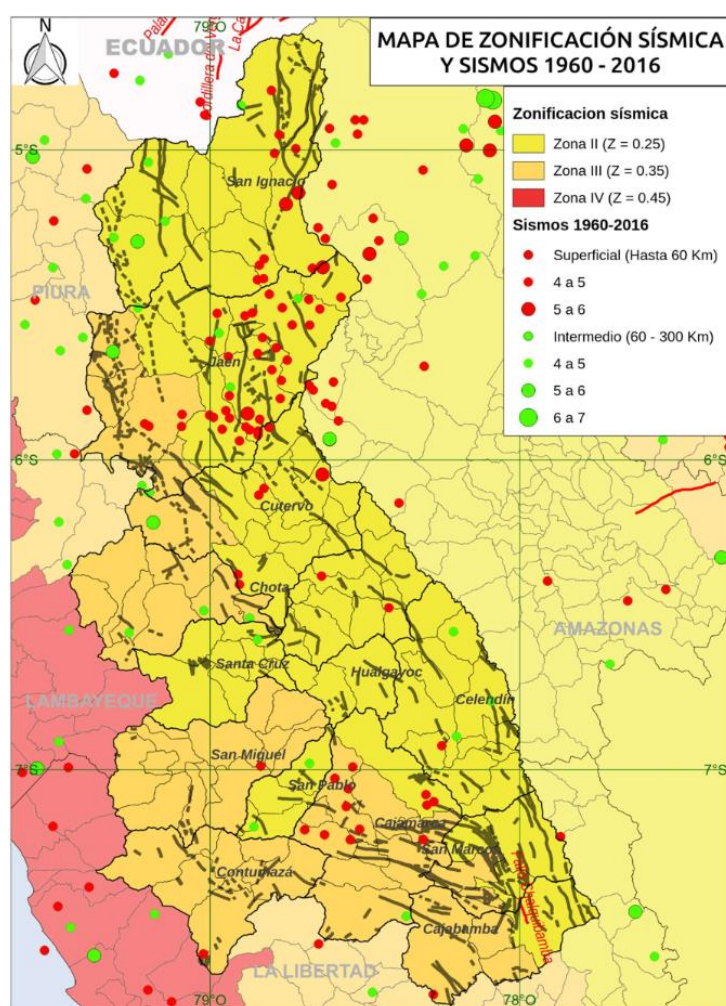
Nota. Tomado de *Estudio especializado de evaluación del riesgo de desastres y vulnerabilidad al cambio climático* (p.112), por Gobierno Regional de Cajamarca, 2021.

La figura 2 muestra que, en todos los casos, los sismos registrados están próximos o en las principales fallas geológicas, por lo cual la mayor proximidad a una falla geológica debe tomarse como un indicador de peligro sísmico.

La norma técnica E.030 (2018) presenta el mapa de zonificación sísmica del Perú, donde establece 4 zonas sísmicas y para el caso del departamento de Cajamarca la parte Oeste corresponde a la zona II y la parte Este a la zona III.

Figura 3

Mapa sísmico y de zonificación sísmica del departamento de Cajamarca



Nota. Tomado de *Estudio especializado de evaluación del riesgo de desastres y vulnerabilidad al cambio climático* (p.111), por Gobierno Regional de Cajamarca, 2021.

En la figura 3 se ha superpuesto la información del mapa de zonificación sísmica de la norma técnica E.030 con la información del mapa sísmico del IGP, donde se revela una supuesta contradicción pues la zona II presenta una alta

actividad sísmica superficial en la provincia de Jaén y parte de la provincia de San Ignacio, mientras que la zona III presenta una baja actividad sísmica, excepto en las provincias de Cajamarca y Jaén (Gobierno Regional de Cajamarca 2021).

El INDECI a partir del año 2003 registró todas las emergencias atendidas en el Perú y para el departamento de Cajamarca reportó hasta la fecha 29 eventos sísmico, los que afectaron a 2677 personas y a 552 viviendas, siendo el más severo el sismo de magnitud M_w 5.2, registrado en la provincia de San Ignacio en 2021, el cual afectó 73 personas y dejó 16 viviendas inhabitables, 45 afectadas y 4 instituciones educativas con daño (Gobierno Regional de Cajamarca 2021).

Figura 4

Efecto del sismo de sismo de MW 7.5 del 2021 en el departamento de Cajamarca



Nota. Tomado de Efectos geológicos asociados al sismo 7.5 M_w , del 28 de noviembre 2021, en el departamento de Cajamarca (p.31), por INGEMMET, 2022.

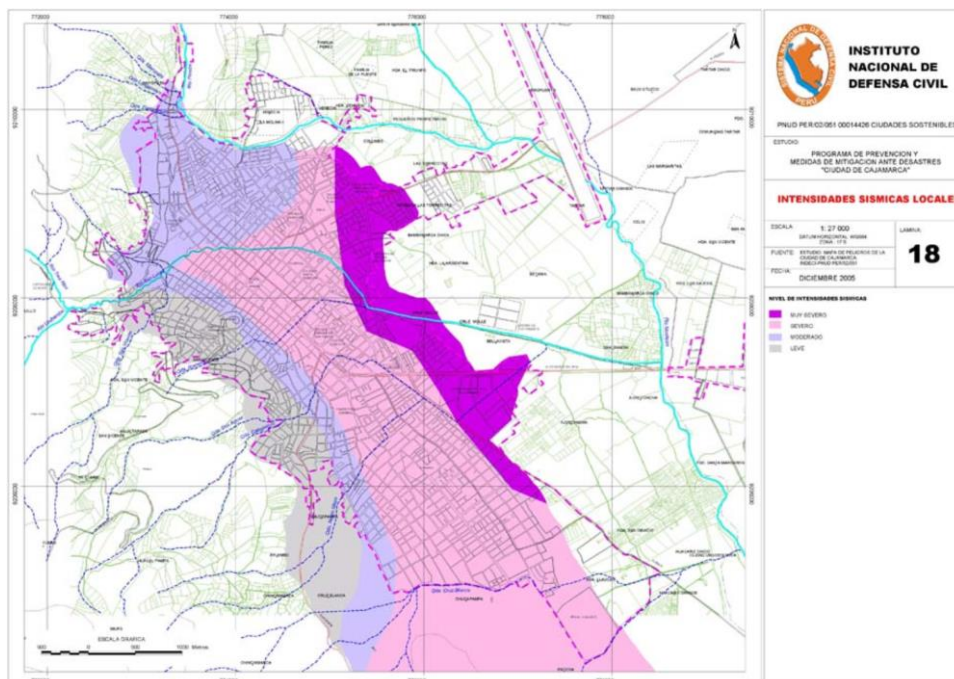
Dentro del departamento de Cajamarca se encuentra el distrito de Cajamarca, ubicado en la zona sísmica III (Norma técnica E.030, 2018).

Para dicho distrito, el INDECI llevó a cabo una investigación para identificar sus peligros naturales. Con respecto a los sismos, se identificó 4 niveles de intensidad sísmica dentro del distrito de Cajamarca (Muy severo, severo, moderado y leve). La investigación mencionó que los sectores ubicados en el nivel de intensidad sísmica muy severa presentaron suelos lagunares, compuestos principalmente por arcillas plásticas, arcillas limosas y con contenidos de humedad relativamente altos. Por ello dicha intensidad sísmica se debe sobre todo a la presencia de suelos de alta expansibilidad, que ante un sismo de gran magnitud presentarían aceleraciones sísmicas severas (INDECI 2005).

Entre los sectores ubicados en el nivel de intensidad sísmica muy severa destaca el sector VIII: Villa Universitaria – Lagunas de Estabilización”, localizada al Oeste del distrito, donde el uso predominante del sector fue educativo. Los principales equipamientos que se verían comprometidos ante algún sismo de gran intensidad serían la Universidad Nacional de Cajamarca, el Local Municipal y edificaciones escolares tale como CE. Guillermo Urrelo o I.E. San Fernando.

Figura 5

Mapa de intensidades sísmicas del distrito de Cajamarca



Nota. Tomado de *Programa de prevención y medidas de mitigación ante desastres en la ciudad de Cajamarca* (p.269), por INDECI, 2005.

2.2.3 EDIFICACIONES ESCOLARES PERUANAS FRENTE AL SISMO

El 12 de noviembre de 1996 ocurrió el sismo de Nazca con una magnitud de M_w 7.7, donde se observaron colegios nuevos seriamente dañados. Este movimiento sísmico reveló que el desplazamiento lateral de los edificios fue mayor a los resultados obtenidos con los coeficientes de la norma sísmica del 1977 (Blanco Blasco 2010).

En 1997, se actualizó la norma de diseño sísmico, con la cual se obtenían fuerzas laterales sísmicas de diseño, que ocasionaban desplazamientos laterales del orden de dos a tres veces, de los que se obtenía con la anterior norma del año 1977. El sismo de Atico, en el año 2001 permitió comprobar que la norma corrigió el problema de desplazamientos laterales excesivos. De allí en adelante se actualizó la norma mediante ajustes menores.

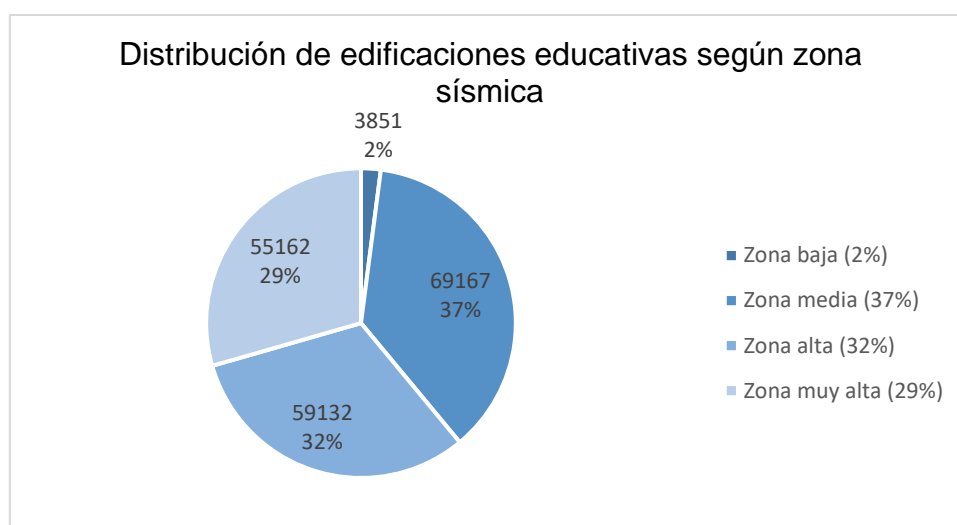
No obstante, muchas edificaciones escolares peruanas construidas antes de 1997 o edificaciones construidas después de 1997, pero que no utilizaron las normas de diseño sísmico adecuadas, no brindarán un comportamiento eficiente ante movimientos sísmicos severos y la continua ocurrencia de sismos en el Perú es una realidad que no se puede desatender.

Frente a ello el Ministerio de Educación puso en marcha el “Plan Nacional de Infraestructura Educativa al 2025” (PNIED al 2025). Dicho plan abarca varias propuestas para afrontar la problemática de muchas edificaciones escolares y entre sus objetivos principales, está el reducir la vulnerabilidad de la Infraestructura ante la amenaza sísmica, mediante la rehabilitación y el reforzamiento de las edificaciones escolares existentes, asegurando condiciones básicas de seguridad y funcionalidad (Resolución ministerial N°153, 2017).

El Plan Nacional de Infraestructura Educativa presenta un diagnóstico de locales educativos peruanos, a partir del riesgo sísmico, sistema estructural y antigüedad de las edificaciones, tomando una muestra de 187312 edificaciones educativas (Resolución ministerial N°153, 2017).

Figura 6

Distribución de edificaciones educativas públicas, según zona de amenaza sísmica



Nota. Adaptado de *PNIED al 2025 - Resolución Ministerial N°153*, por MINEDU, 2017.

Según la figura 6, más de la mitad de las edificaciones escolares si sitúan en zonas sísmicas 3 o 4, para las que la norma técnica E.030 (2018) es muy exigente, prohibiendo el uso de algunos sistemas estructurales o la presencia de irregularidades, para edificios esenciales, tal como lo indica la tabla siguiente.

Tabla 1

Categoría y sistema estructural de las edificaciones

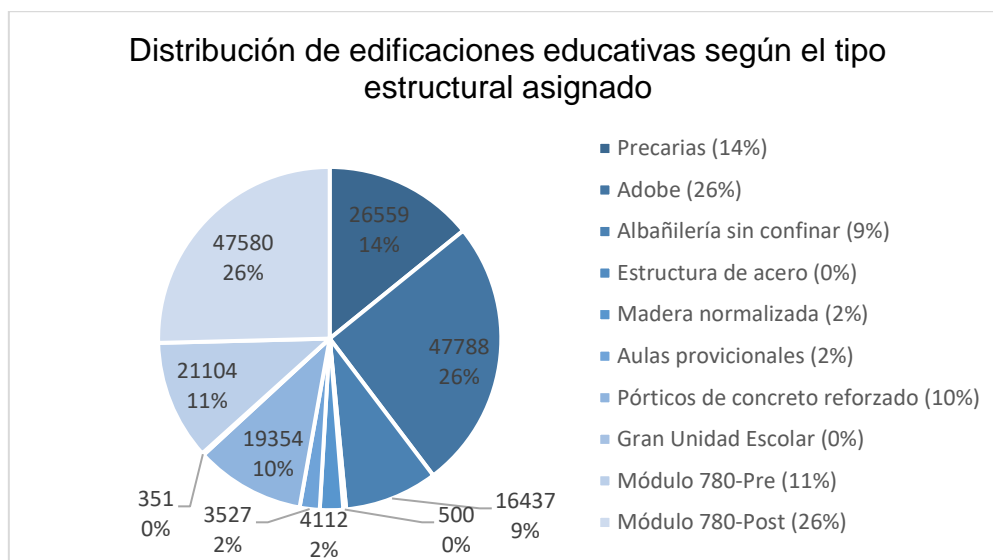
Categoría de la Edificación	Zona	Sistema Estructural
A1	4 y 3	Aislamiento Sísmico con cualquier sistema estructural. Estructuras de acero tipo SCBF y EBF.
	2 y 1	Estructuras de concreto: Sistema Dual, De Muros Estructurales. Albañilería Armada o Confinada.
A2 (*)	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, De Muros Estructurales. Albañilería Armada o Confinada.
	1	Cualquier sistema.
B	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SMF, IMF, SCBF, OCBF y EBF.
	1	Cualquier sistema.
C	4, 3, 2 y 1	Cualquier sistema.

Nota. Tomado de *Norma técnica E.030 (p.7)*, 2018. (*) Para pequeñas construcciones rurales, como escuelas y postas médicas, se puede usar materiales tradicionales siguiendo las recomendaciones de las normas correspondientes a dichos materiales.

A pesar de tales requerimientos, gran número de edificaciones educativas presentan una alta vulnerabilidad sísmica, por su construcción mediante el uso de sistemas estructurales no permitidos por la norma.

Figura 7

Distribución de edificaciones educativas públicas, según el tipo estructural



Nota. Adaptado de *PNIED al 2025 – Resolución Ministerial N°153*, por MINEDU, 2017.

La figura 7 revela que el sistema estructural de casi el 25% de las edificaciones escolares peruanas, si siquiera está normado por el Reglamento Nacional de Edificaciones. A esta problemática se suman los edificios tipo 780 – Pre, construidos antes de 1997 y por ende, con problemas de desplazamientos laterales excesivos ante sismos severos.

Los datos presentados en el Plan Nacional de Infraestructura Educativa detallan la problemática actual, con respecto a la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones escolares peruanas y manifiesta que gran cantidad de ellas son propensas al colapso o a presentar graves daños estructurales. Esto conllevará inevitablemente a enormes pérdidas económicas y peor aún, a pérdidas de vidas humanas.

A tales datos se suman las consecuencias registradas de cada uno de los grandes sismos acontecidos en Perú, que traen a la memoria el pobre

comportamiento de nuestras edificaciones y miles de heridos y fallecidos entre niños, adolescentes y profesores.

Tabla 2

Efectos de los últimos sismos de gran intensidad, en las edificaciones escolares peruanas

Epicentro	Fecha	Magnitud	Efectos en centros educativos	Comentario adicional	Fuente
Chimbote	31/05/1970	M _w 7.9	6730 aulas de centros educativos destruidos.	El sismo produjo un tsunami, licuación y deslizamiento de suelos.	Casaverde Río 1992
Lima	03/10/1974	M _w 7.7	140 edificios educativos destruidos, 475 gravemente dañados y 175 inseguros para su ocupación.	El sismo produjo un tsunami y más de mil réplicas después del sismo.	Agency for International Development S.F.
Nazca	12/11/1996	M _w 7.7	448 centros educativos entre afectados y destruidos.	El sismo produjo daños en colegios, debido a efectos de columna corta.	INDECI 2013
Atico	23/06/2001	M _w 8.4	Fallas por columna corta en locales educativos antiguos.	Edificaciones construidas con norma sísmica del 1997 no presentaron daños.	Muñoz A. y Tinman M. 2007
Pisco	15/08/2007	M _w 7.9	En Chincha se desplomaron 300 aulas. En Pisco 316 presentaron daños graves. En Ica 204 se destruyeron. En Palpa 86 aulas con daños. En Nazca 82 dañadas.	Un total de 75786 viviendas destruidas. El sismo también produjo tsunami al sur de la ciudad de Pisco y se presentaron procesos de licuación de suelos.	Hernández Gonzales 2017
Loreto	26/05/2019	M _w 8.0	55 edificaciones inhabitables, entre ellas 5 instituciones educativas.	Se percibió en varios países como Colombia o Ecuador. Causó 31 heridos y la muerte de una persona en Cajamarca. Se reportó 400 viviendas afectadas	Tavera H. 2019

Los perjuicios mostrados en la tabla 2 no deberían volver a repetirse con el conocimiento y tecnología de la ingeniería sismorresistente actual.

Con respecto a las edificaciones esenciales tales como colegios u hospitales, los estándares de la ingeniería estructural actual señalan que, ante un movimiento sísmico de gran magnitud la infraestructura deberá tener un comportamiento que proteja la vida de sus ocupantes; ante un sismo de media magnitud la infraestructura deberá quedar en condiciones de ser ocupada inmediatamente con apenas unos trabajos mínimos de reparación y limpieza y ante un sismo de baja intensidad la infraestructura debe permanecer completamente operativa (Resolución ministerial N°153, 2017).

Actualmente, para cumplir dichos estándares, el Reglamento Nacional de Edificaciones dispone los requisitos mínimos de configuración, rigidez y resistencia estructural para el análisis y diseño de edificaciones, apoyándose de las disposiciones sísmicas de las normas de cada material, para brindar ductilidad y un adecuado mecanismo de falla a la estructura, en el intervalo del comportamiento inelástico.

Con respecto a la evaluación estructural y reforzamiento de edificaciones existentes, existen normas extranjeras tales como ACI 364.1R, ACI 562-19 o ASCE 41-17, sin embargo, la norma técnica E.030 (2018) de diseño sismorresistente, en el artículo 49, inciso 3 menciona que, el reforzamiento sísmico debe seguir los lineamientos del Reglamento Nacional de Edificaciones, pudiéndose emplear otros criterios y procedimientos con la debida justificación técnica.

2.2.4 EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES EXISTENTES

Existe una diferencia sustancial entre la complejidad de la evaluación estructural de una edificación existente, en comparación con el diseño de una nueva estructura. Por ello es de suma importancia contar con una metodología general para el diagnóstico y evaluación de estructuras existentes (ACI 364.1R, 1999).

Antes de realizar alguna rehabilitación o reforzamiento estructural, es preciso ejecutar un diagnóstico previo, a fin de conocer las características del edificio y el nivel o severidad de los daños y/o deterioros en la estructura existente o elemento en cuestión (Ministerio de Vivienda y Urbanismo 2018).

La guía ACI 364.1R *“Guide for Evaluation of Concrete Structures Prior to Rehabilitation”*, presenta una metodología general preliminar y también una detallada, para la evaluación de estructuras de concreto armado, previas a un reforzamiento. Los métodos para el análisis estructuras y el diseño del reforzamiento se consideran más allá de este informe (ACI 364.1R, 1999).

2.2.4.1 Metodología general para la evaluación estructural según ACI 364.1R (1999)

Según ACI 364.1R, la metodología de investigación y evaluación estructural se realiza para uno o varios de los siguientes propósitos.

- ✓ Para determinar la factibilidad de cambiar el uso a una edificación.
- ✓ Para determinar la integridad de una estructura o elemento estructural.
- ✓ Para evaluar problemas estructurales que resulten de condiciones inusuales de carga, diseño y/o prácticas constructivas inadecuadas.
- ✓ Para determinar la factibilidad de reforzar una estructura existente y adecuarla a códigos vigentes.

Asimismo, la guía ACI 364.1R presenta el orden para llevar a cabo una evaluación estructural para edificios existentes del concreto armado.

i. Revisión de la documentación

La recopilación de la documentación existente es fundamental para un proyecto de rehabilitación o reforzamiento estructural exitoso.

Es necesario recopilar la mayor información del edificio, detallada en planos, especificaciones técnicas, memorias de cálculo, códigos de construcción, informe de suelos, cuadernos de obra e informes de reparaciones

o intervenciones pasadas, si las hubiese. Cuando la información no esté disponible, se deberá tomar medidas especiales para compensar la información faltante (ACI 364.1R, 1999).

ii. Inspección en campo

Mediante procedimientos de registro y formularios apropiados, se debe documentar la información obtenida en campo. La inspección debe notar y describir adecuadamente cualquier cambio o defecto que pueda afectar la capacidad local o global de la estructura.

Debe verificarse la construcción conforme a obra, midiendo luces y secciones transversales, fundamentales en ubicaciones críticas para comprobar que no haya cambios con respecto a los planos existentes. Asimismo, se deben medir deflexiones, desplazamientos o grietas si las hubiera (ACI 364.1R, 1999).

iii. Muestras y pruebas de materiales

Para medir las características y la calidad del concreto en los elementos estructurales de edificios existentes, se pueden emplear pruebas destructivas y no destructivas. Entre las pruebas destructivas, comúnmente se utiliza la extracción de núcleos con diamantina, para posteriormente someter a tales núcleos a ensayos de carga axial y determinar su resistencia a compresión. En los núcleos extraídos, también se pueden realizar ensayos de carbonatación. Se puede complementar estos ensayos con pruebas no destructivas, tales como el ensayo de esclerometría para verificar la uniformidad del concreto y mediante correlación estimar la resistencia a compresión del concreto, o también la prueba de pulso ultrasónico, para conocer la calidad del concreto y estimar su módulo de elasticidad. Cada ensayo cuenta con sus respectivas normativas estándar.

Para medir las características del concreto se debe determinar una muestra representativa, por ello es necesario seguir un plan de muestreo según los criterios de la norma ASTM C823 "Standard Practice for Examination and Sampling of Hardened Concrete in Constructions" (ACI 364.1R, 1999).

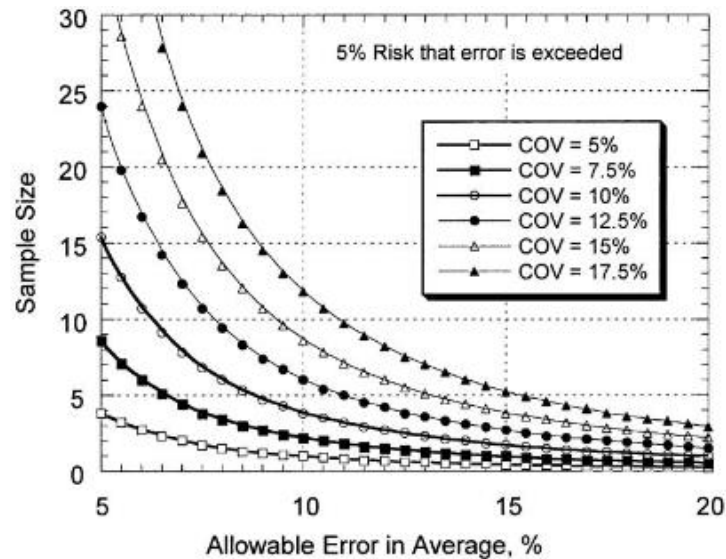
La práctica estándar ASTM C823 indica dos situaciones de muestreo:

- ✓ Situación 1: Si la evaluación preliminar (revisión de especificaciones técnicas del proyecto, inspección visual, etc.) indica que todo el concreto es de similar condición y de similar calidad, la ubicación de las muestras se debe distribuir de forma aleatoria o sistemática sobre el área de interés.
- ✓ Situación 2: Si la evaluación preliminar indica que el concreto está en dos o más categorías o comprende dos o más porciones que son de diferente composición o calidad, las muestras se pueden tomar en relación con varias categorías de desempeño por medio del ensayo Chi-Cuadrado.

El cálculo del tamaño de la muestra, para estimar el valor promedio de alguna propiedad del concreto se basa en los métodos estadísticos de la práctica estándar ASTM E122 (ASTM C823, 2017).

Figura 8

Tamaño de la muestra basado en ASTM E122, riesgo = 5%



Nota. Tomado de ASTM 437R “Strength Evaluation of Existing Concrete Buildings” (p.10), 2003.

La figura 8 ilustra la siguiente ecuación (1), que es utilizada para determinar el tamaño de la muestra “n” (ASTM E122, 2017).

$$n = \left(2 \times \frac{COV}{e} \right)^2 \quad \dots \quad \text{Ecuación (1)}$$

Donde:

2: Factor correspondiente a que el riesgo de que se exceda el error de muestreo es del 5%

COV: Coeficiente de variación anticipado = σ_0/μ_0

e: error de muestreo permitido en porcentaje = E/μ

iv. Evaluación

Con la información obtenida, se debe determinar la capacidad de la estructura mediante la evaluación estructural. Los componentes no estructurales también deben ser evaluados. Los métodos de evaluación indicados son: la evaluación analítica y la evaluación por prueba de carga. (ACI 364.1R, 1999).

La evaluación analítica es aplicable siempre y cuando el origen de una deficiencia en la resistencia es bien comprendido y es posible comprobar las propiedades de los materiales, así como las dimensiones de los elementos. En caso contrario la resistencia se debe evaluar mediante una prueba de carga (Norma técnica E.060, 2009).

La evaluación analítica se permite utilizar modelos lineales o no lineales para determinar la respuesta estructural del edificio y asegurar que es capaz de resistir cargas y cumplir con los requisitos de viento y sismo exigidos (ACI 364.1R, 1999).

La evaluación es por prueba de carga, cuando tiene como objetivo la adecuación estructural de un edificio, debe realizarse considerando las combinaciones de carga del código actual; sin embargo, los códigos de construcción a menudo reconocen que los edificios más antiguos pueden no cumplir con las combinaciones de carga de un código actual (ACI 437R, 2003).

Debido a la magnitud y la complejidad de las cargas, en muchos casos la prueba de carga es poco práctica o insegura. Si se sospecha que los miembros son susceptibles a fallas repentinas, se debe considerar que una prueba de carga pondría en peligro la seguridad de la estructura y de las personas que

realizan la prueba. Cabe recalcar que la falla por compresión o cortante suele ser repentina (ACI 437R, 2003).

v. Alternativas de reforzamiento estructural

Cuando la estructura presenta una respuesta estructural inadecuada, se deben proponer alternativas de reforzamiento y preparar estudios comparativos, para determinar la propuesta más viable (ACI 364.1R, 1999).

Para incrementar la capacidad estructural es necesario reforzar los elementos estructurales existentes o adicionar elementos nuevos. En caso de adicionar elementos estructurales, se debe tener en cuenta las propiedades de los materiales nuevos y su conexión al edificio existente a fin de especificarlo a detalle en los planos (Ministerio de Vivienda y Urbanismo 2018).

2.2.4.2 Evaluación estructural cualitativa

La evaluación estructural de un edificio existente debe iniciarse con un método cualitativo y de no cumplir con los requisitos, se procederá a utilizar un método cuantitativo, el cual va acompañado de un análisis más detallado mediante el análisis Lineal o No lineal, para determinar finalmente si la edificación necesita ser reforzada (Hernández y Lockhart Castro 2011).

ATC 21 es un método cualitativo, presentado por el FEMA (Federal Emergency Management Agency) para identificar edificios que son potencialmente peligrosos desde el punto de vista sísmicos y a través de un índice determinar si es necesario realizar un análisis detallado.

El método presenta un formulario, donde se debe indicar una descripción general de la edificación tal como, localización, número de pisos, área de construcción, etc. Asimismo, presenta un recuadro donde se debe indicar el uso del edificio, cantidad de personas, tipo de suelos y tipo de elementos no estructurales. Luego presenta 15 tipos estructurales, con su respectivo índice básico y los factores de ajuste, controlados por características estructurales

como la altura, irregularidades, antigüedad, tipo de suelo, entre otros (Hernández y Lockhart Castro 2011).

Si el índice final que resulta es menor o igual que dos (02), es necesario utilizar un método más detallado (Evaluación cuantitativa).

Figura 9

Reporte de evaluación visual rápida según ATC 21

ATC-21/ (NEHRP Map Areas 5,6,7 High)		STRUCTURAL SCORES AND MODIFIERS											
Rapid Visual Screening of Seismically Hazardous Buildings		W	S1	S2	S3	S4	G1	G2	CS/SS	PC1	PC2	RM	URM
		(WALL)	(SP)	(CM)	(RC SW)	(MSP)		(SW)	(SMA)	(T)			
Address _____ Zip _____ Other Identifiers _____ No. Stories _____ Year Built _____ Inspector _____ Date _____ Total Floor Area (sq. ft) _____ Building Name _____ Use _____ (Peel-off label)		INSTANT PHOTO											
Scale: _____													
OCCUPANCY													
Residential	No. Persons												
Commercial	0-10												
Office	11-100												
Industrial	100+												
Pub. Assem.													
School													
Govt. Bldg.													
Emer. Serv.													
Historic Bldg.													
Non Structural Falling Hazard <input type="checkbox"/>													
DATA CONFIDENCE													
* = Estimated, Subjective, or Unreliable Data													
DNK = Do Not Know													
COMMENTS		FINAL SCORE											
		Detailed Evaluation Required? YES NO											

Figure B3c

ATC-21-1

Appendix B 123

Nota. Tomado de ATC 21 – FEMA 154 “Rapid Visual Screening of Buildings for potential seismic hazards”, 2002.

2.2.4.3 Evaluación estructural cuantitativa mediante análisis lineal

Para realizar el análisis lineal y determinar la respuesta de una estructura ante solicitaciones sísmicas, es necesario utilizar los lineamientos de la norma técnica de diseño sismorresistente E.030.

En el Perú, la norma técnica E.030 actual ha sido publicada el 23 de octubre del 2018 y su uso es obligatorio a nivel nacional, tanto para el diseño de edificaciones nuevas, como para el desarrollo de proyectos de reforzamiento y reparación de edificios existentes (Norma técnica E.030, 2018).

El inconveniente del uso del análisis lineal, para la evaluación estructural de edificios existentes es que no tiene en cuenta los efectos del comportamiento no lineal del material, cuando la estructura se ve sometida a movimientos sísmicos que sobrepasan su capacidad elástica, sino que los asume de forma implícita en su metodología de diseño.

Por ello, de ser usado en el análisis sísmico de estructuras existentes, es necesario tener conocimientos profundos a fin de interpretar correctamente los resultados, o solo extraer los ítems más importantes que nos permitan determinar la vulnerabilidad de la estructura (Mosqueira Moreno 2012).

Para determinar la demanda sísmica de diseño y los requisitos estructurales de una edificación, la norma E.030 presenta los siguientes criterios.

i. Zonificación (Z)

El territorio peruano se divide en 4 zonas sísmicas y cada uno consta de un factor de zona (Z), que se interpreta como la aceleración máxima, en un terreno con suelo rígido, que tiene 10% de probabilidad de ser superada en 50 años (Muñoz Peláez 2020).

Tabla 3

Factores de Zona

Zona	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Nota. Tomado de Norma técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” (p.5), 2018.

ii. Parámetros de sitio (S , T_P , T_L)

El espectro elástico emplea 3 parámetros relacionados exclusivamente al suelo. El factor S , modifica la aceleración máxima según el perfil de suelo determinado, con respecto al perfil tipo S_1 y los periodos T_P y T_L , dividen en tramos al espectro de diseño (Muñoz Peláez 2020).

Tabla 4

Factores de Suelo

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	1.4
Z_1	0.80	1.00	1.60	2.00

Nota. Tomado de Norma técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” (p.6), 2018.

Tabla 5

Periodos T_P y T_L

Suelo Periodo	S_0	S_1	S_2	S_3
T_P (s)	0.30	0.40	0.60	1.00
T_L (s)	3.00	2.50	2.00	1.60

Nota. Tomado de Norma técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” (p.6), 2018.

iii. Factor de amplificación sísmica (C)

El periodo fundamental de una estructura es distinto al del suelo, por lo cual la aceleración que recibe la estructura en su cimentación se ve amplificada. La norma permite estimar el factor de amplificación en función del periodo de la estructura y de los periodos T_P y T_L del suelo (Muñoz Peláez 2020).

$$\text{Si } T < T_P \Rightarrow C = 2.5 \quad \dots \text{ Ecuación (2)}$$

$$\text{Si } T_P < T < T_L \Rightarrow C = 2.5 \times \left(\frac{T_P}{T} \right) \quad \dots \text{ Ecuación (3)}$$

$$\text{Si } T > T_L \Rightarrow C = 2.5 \times \left(\frac{T_P \times T_L}{T^2} \right) \quad \dots \text{ Ecuación (4)}$$

iv. Categoría de uso (U)

La norma logra un desempeño diferenciado según la categoría de la edificación, por medio del factor de uso, el cual dota de mayor resistencia y rigidez a las edificaciones importantes y esenciales (Muñoz Peláez 2020).

Tabla 6

Factor de uso

Categoría	U
A (Edificaciones esenciales)	1.50
B (Edificaciones importantes)	1.30
C (Edificaciones comunes)	1.00
D (Edificaciones temporales)	A criterio del proyectista

Nota. Tomado de Norma técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” (p.6), 2018.

v. Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas (R_0)

El factor de reducción de fuerzas sísmicas depende del sistema estructural de la edificación y se alcanza solo si se cumplen las disposiciones sísmicas propias del diseño de cada material (Muñoz Peláez 2020).

Tabla 7

Factores de coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas

Sistema estructural	R_0
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 Armado o Confinada	3
Madera	7

Nota. Tomado de Norma técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” (p.7), 2018.

vi. **Peso sísmico (P)**

Se interpreta como el peso probable que puede tener el edificio durante un sismo y se considera el 100% de la carga permanente y solo una fracción de la carga viva. En edificaciones esenciales, se toma el 50% de la carga viva.

Luego de fijar los factores y el peso sísmico, se procede a realizar el análisis sísmico. La norma técnica E.030 permite emplear dos (02) métodos para el análisis lineal con solicitaciones reducidas.

vi. **Análisis estático o de fuerzas equivalentes**

Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas laterales aplicadas a los centros de gravedad, acompañadas de momentos de torsión en cada nivel. Su uso se restringe a edificios de hasta 30 metros de altura y para cualquier edificación de muros portantes de hasta 15 metros de altura (Norma técnica E.030).

- **Fuerza cortante basal**

El método asume que existe un solo modo fundamental al cual corresponde el 100% de la masa de la edificación. Esto permite calcular la fuerza cortante en la base como el producto de la aceleración espectral de diseño por el peso sísmico (Muñoz Peláez 2020).

$$V = \frac{Z \times U \times C \times S}{R} \times P \quad \dots \text{ Ecuación (5)}$$

En ningún caso el valor de C/R se considera menor a 0.11.

- **Distribución de fuerzas sísmicas en altura**

La fuerza cortante basal total, se distribuye en un conjunto de fuerzas aplicadas al centro de gravedad de cada piso. La distribución de

fuerzas sísmicas depende del peso de los niveles, alturas respecto al suelo.

$$F_i = \alpha_i \times V \quad \dots \quad \text{Ecuación (6)}$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_i(h_i)^k} \quad \dots \quad \text{Ecuación (7)}$$

“k” es un exponente relacionado con el periodo fundamental de la estructura.

$$\text{Si } T \leq 0.5 \text{ seg} \Rightarrow k = 1.0 \quad \dots \quad \text{Ecuación (8)}$$

$$\text{Si } T > 0.5 \text{ seg} \Rightarrow k = (0.75 + 0.5 T) \leq 2.0 \quad \dots \quad \text{Ecuación (9)}$$

- **Periodo fundamental de vibración**

La norma permite estimar el periodo fundamental del edificio mediante expresiones muy aproximadas, que están en función a la altura y al mecanismo de resistencia.

$$T = \frac{h_n}{C_T} \quad \dots \quad \text{Ecuación (10)}$$

$C_T = 35$, para edificios cuyos elementos resistentes sean pórticos de concreto armado sin muros de corte o pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos sin arriostramiento.

$C_T = 45$, para edificios cuyos elementos resistentes sean pórticos de concreto armado con cajas de ascensores y escaleras o pórticos de acero arriostrados.

$C_T = 35$, para edificios de albañilería, edificios de concreto armado duales, de muros estructurales o ductilidad limitada.

- **Excentricidad accidental**

La norma establece que la fuerza aplicada en cada nivel debe acompañarse de un momento de torsión igual al producto de la fuerza

por una excentricidad accidental, considerada 0.05 veces la dimensión perpendicular a la dirección de análisis (Norma técnica E.030, 2018).

$$M_u = \pm F_i \times e_i \quad \dots \quad \text{Ecuación (11)}$$

- **Fuerzas sísmicas verticales**

La fuerza sísmica vertical se estima como una fracción del peso.

$$\frac{2}{3} \times (Z \times U \times S) \quad \dots \quad \text{Ecuación (12)}$$

Para elementos estructurales de grandes luces y para el caso de volados, la norma técnica E.030 exige utilizar el análisis dinámico modal espectral.

vii. Análisis dinámico modal espectral

El método combina los resultados (tanto de fuerzas internas, como de deformaciones) de todos los modos de vibración necesarios que logren que la suma de sus masas participativas sea igual o mayor que el 90% de la masa sísmica del edificio, y como mínimo de los tres primeros modos predominantes. Cualquier edificación puede ser analizada con este método (Norma técnica E.030, 2018).

- **Modos de vibración**

Para edificios de más de un piso, es prácticamente imprescindible recurrir a procedimientos numéricos programados por computadora, como por ejemplo el método de iteración inversa (Bazán y Meli 2000).

Asimismo, los programas computacionales permiten realizar el análisis con todos los modos de vibración pues permiten representar de manera adecuada la rigidez del sistema estructural mediante

elementos lineales y bidimensionales y permiten representar la distribución de masas del edificio mediante los estados de carga (Muñoz Peláez 2020).

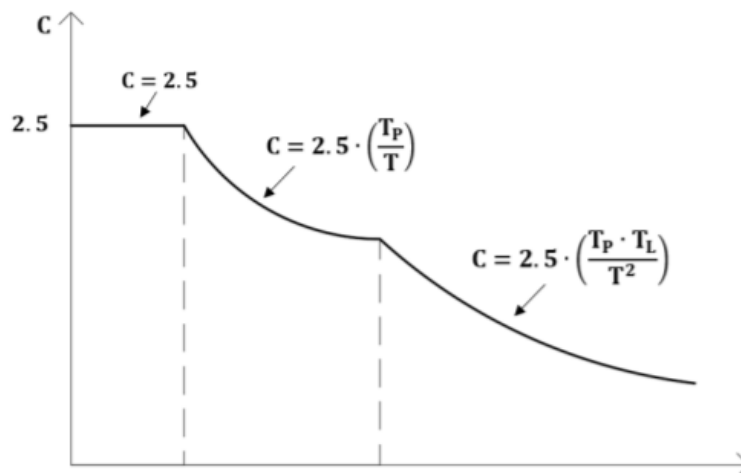
- **Aceleración espectral**

Se define el espectro de pseudo aceleraciones de diseño, para cada dirección de análisis, mediante la expresión siguiente.

$$S_a = \frac{Z \times U \times C \times S}{R} \times g \quad \dots \text{ Ecuación (13)}$$

Figura 10

Coeficiente de amplificación sísmica en el espectro de pseudo aceleraciones



Nota. Adaptado de Norma técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” (p.6), 2018.

- **Criterios de combinación**

Se obtienen las fuerzas internas y deformaciones finales al combinar los resultados de cada modo de vibración considerado. La norma técnica E.030 presenta dos criterios para combinar la respuesta de cada modo de vibración. El primero es mediante la combinación cuadrática completa de valores (CQC).

$$r = \sqrt{\sum \sum r_i \rho_{ij} r_j} \quad \dots \quad \text{Ecuación (14)}$$

$$\rho_{ij} = \frac{8\beta^2(1 + \lambda)\lambda^{3/2}}{(1 - \lambda^2)^2 + 4\beta^2\lambda(1 + \lambda)^2} \quad \dots \quad \text{Ecuación (15)}$$

Donde $\lambda = \omega_j/\omega_i$ y β es la fracción del amortiguamiento crítico que se puede suponer igual a 0.05 (Norma técnica E.030, 2018). El segundo criterio de combinación es un ponderado de la suma de valores absolutos y la raíz cuadrada de la suma de cuadrados.

$$r = 0.25 \times \sum_{i=1}^m |r_i| + 0.75 \times \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2} \quad \dots \quad \text{Ecuación (16)}$$

- **Fuerza cortante mínima**

Este método de análisis suele proporcionar valores de fuerzas internas menores a las del análisis estático, en ese caso la norma establece escalar el valor de la fuerza cortante al 80% o 90% del valor obtenido con el método estático (Muñoz Peláez 2020).

- **Excentricidad accidental**

Para considerar conservadoramente un cambio repentino del centro de masas o distribución de rigideces, la norma establece asignar una excentricidad en la ubicación de los centros de masa igual a 0.05 veces la dimensión del diafragma perpendicular a la dirección de análisis (Muñoz Peláez 2020).

Los programas computacionales permiten definir en un mismo modelo, varios casos de ubicación del centro de masa. Para las dos direcciones de análisis, considerando excentricidades positiva y negativa se pueden usar 4 posiciones del centro de masa (Muñoz Peláez 2020).

viii. Requisitos de rigidez, resistencia y ductilidad

Con respecto a los requisitos de **rigidez**, los desplazamientos laterales del edificio ante un sismo severo se calculan multiplicando los desplazamientos laterales obtenidos del análisis lineal, por $0.75 \cdot R$ para estructuras regulares y por $0.85 \cdot R$ para estructuras irregulares (Norma técnica E.030, 2018).

Se verifica que los desplazamientos laterales no sobrepasen el límite establecido en la norma, por medio de las derivas de entrepiso, esto a fin de que la estructura incurriera en su intervalo inelástico, sin riesgo de colapso o daño excesivo (Muñoz Peláez 2020).

Tabla 8

Límites para la deriva de entrepiso

Material predominante	Δ_i/h_{ei}
Concreto armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Muros de ductilidad limitada	0.005

Nota. Tomado de Norma técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” (p.11), 2018.

En cuanto a los requisitos de **resistencia**, el análisis sísmico con solicitaciones sísmicas reducidas proporciona los valores mínimos requeridos que debe tener cada componente estructural, mas no las fuerzas internas producidas por el sismo (Muñoz Peláez 2020).

Las fuerzas internas obtenidas del análisis sísmico deben emplearse con procedimientos de diseño a la rotura para obtener en todas sus secciones, resistencias de diseño por lo menos iguales a las resistencias requeridas, calculadas para las cargas amplificadas en las combinaciones estipuladas de la norma (Norma técnica E.060, 2009).

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV \quad \dots \quad \text{Ecuación (17)}$$

$$U = 1.25 (CM + CV) \pm CS \quad \dots \quad \text{Ecuación (18)}$$

$$U = 0.9 CM \pm CS \quad \dots \quad \text{Ecuación (19)}$$

Con respecto a los requisitos de **ductilidad** es necesario cumplir con las exigencias establecidas en las normas de diseño de cada material. Para el caso de concreto armado, la norma técnica E.060 cuenta con un capítulo de disposiciones sísmicas especiales.

ix. Elementos no estructurales

Es necesario garantizar que los elementos no estructurales unidos al sistema estructural puedan resistir las fuerzas sísmicas que establece la norma técnica E.030 (Muñoz Peláez 2020).

Los tabiques aislados deberán resistir una fuerza sísmica asociada a su peso. Se supondrá que el paño de albañilería actúa como una losa simplemente apoyada, sujeta a cargas sísmicas uniformemente distribuidas. La magnitud de esta carga (w , en kg/m^2) para un metro cuadrado de muro se calcula mediante la siguiente ecuación (Norma técnica E.070, 2006).

$$w = 0.8 (Z \times U \times C_1 \times \gamma \times e) \quad \dots \quad \text{Ecuación (20)}$$

Donde “Z” y “U” son los factores especificados en la norma técnica E.030, “ γ ” es el peso volumétrico de la albañilería y “e” es el espesor bruto del muro (incluyendo tarrajeo), en metros (Norma técnica E.070, 2006).

Los valores de C_1 se determinan según lo propuesto en la tabla 9.

Tabla 9

Valores de C_1

Caso	C_1
<i>Elementos que al fallar pueden precipitarse fuera de la edificación y cuya falla entrañe peligro para personas u otras estructuras</i>	3.0
<i>Muros y tabiques dentro de una edificación</i>	2.0
<i>Tanques sobre la azotea, casa de máquinas, pérgolas, parapetos en la azotea</i>	3.0
<i>Equipos rígidos conectados rigidamente al piso</i>	1.5

Nota. Tomado de Norma técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” (p.12), 2018.

El momento flector distribuido por unidad de longitud (M_s , en kg-m/m), producido por la carga sísmica “w” se calcula mediante la siguiente ecuación (Norma técnica E.070, 2006).

$$M_s = m \times w \times a^2 \quad \dots \quad \text{Ecuación (21)}$$

Donde “m” es el coeficiente de momento (adimensional) y “a” es la dimensión crítica del paño de albañilería, según la siguiente tabla.

Tabla 10

Coefficientes de momento “m” y dimensión crítica “a”

Caso 1. Muro con cuatro bordes arriostrados									
a = Menor dimensión									
b/a	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	3.0	∞	
m	0.0479	0.0627	0.0755	0.0862	0.0948	0.1017	0.118	0.125	
Caso 2. Muro con tres bordes arriostrados									
a = Longitud del borde libre									
b/a	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.5	2.0	∞
m	0.060	0.074	0.087	0.097	0.106	0.112	0.128	0.132	0.133
Caso 3. Muro arriostrado solo en sus bordes horizontales									
a = Altura del muro									
m	0.125								
Caso 4. Muro en voladizo									
a = Altura del muro									
m	0.5								

Nota. Tomado de Norma técnica E.060 “Albañilería” (p.51), 2006.

La norma técnica E.070 (2006) indica que los muros no portantes podrán ser construidos empleando unidades de albañilería sólida, hueca o tubular, pudiéndose emplear la albañilería armada parcialmente llena.

En muros no portantes de albañilería simple, el esfuerzo normal producido por el momento flector se obtendrá con la siguiente ecuación (Norma técnica E.070, 2006).

$$f_m = 6M_s/t^2 \quad \dots \quad \text{Ecuación (22)}$$

Finalmente, se verifica el esfuerzo normal producido por el momento flector.

$$f_m < f'_t = 1.5 \text{ kg/cm}^2 \quad \dots \text{ Ecuación (23)}$$

Los muros no portantes de albañilería armada serán reforzados de tal manera que la armadura resista el íntegro de las tracciones producidas por el momento flector M_s y debe cumplir que:

$$f_m < f'_t = 8 \text{ kg/cm}^2 \quad \dots \text{ Ecuación (24)}$$

2.2.5 REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS

Ante la inadecuada respuesta estructural de un edificio existente, es fundamental contar con estrategias de intervención estructural tales como; reforzamiento, reparación y restauración, entre las cuales existen diferencias fundamentales.

- ✓ Reforzamiento: Acciones necesarias para incrementar la capacidad resistente y/o ductilidad y/o rigidez de una estructura o de sus componentes (Ministerio de Vivienda y Urbanismo 2018).
- ✓ Reparación: Acciones necesarias para restablecer la capacidad resistente de una estructura o de sus componentes que están dañados, deteriorados o en mal estado (Ministerio de Vivienda y Urbanismo 2018).
- ✓ Restauración: Acciones necesarias para conseguir que una estructura antigua se encuentre en condiciones óptimas y se pueda volver a utilizar.

Algunas normas extranjeras tal como la como la Norma Chilena 433 (2012) definen el significado de dos tipos de recuperación estructural.

- ✓ Reparación: Cuando a una estructura dañada se le restituye al menos su capacidad resistente y su rigidez original.
- ✓ Refuerzo: Cuando a una estructura dañada o sin daño se le modifican sus características a modo de alcanzar un nivel de seguridad mayor al original.

La norma técnica peruana de diseño sismorresistente exige que el reforzamiento dote a la estructura de una combinación adecuada de rigidez, resistencia y ductilidad, a fin de que garantice su buen comportamiento en eventos sísmicos futuros (Norma técnica E.030, 2018).

Además, la norma manifiesta que el reforzamiento estructural siga los lineamientos del Reglamento Nacional de Edificaciones, pudiéndose emplear otros criterios y procedimientos, para así lograr un comportamiento sísmico acorde a la filosofía de diseño sismorresistente (Muñoz Peláez 2020).

2.2.5.1 Técnicas de Reforzamiento de Estructuras

Algunos de los métodos de reforzamiento estructural incrementan la resistencia y/o rigidez y/o ductilidad local o global de la estructura, otras incrementan su amortiguamiento interno y otras reducen la demanda sísmica (SIKA 2017).

La siguiente tabla enlista las principales técnicas de reforzamiento y su efecto local o global en la estructura.

Tabla 11

Técnicas de reforzamiento estructural para edificaciones

Técnica	Efecto
Adición de muros de cortante	Incremento de resistencia y rigidez global
Arriostramiento metálico dentro de pórticos existentes	Incremento de resistencia y rigidez global
Encamisado con concreto armado	Incremento de resistencia y rigidez local, pero el número de elementos reforzados puede tener un efecto global en mayor o menor grado
Adición de alas laterales a columnas existentes	Incremento de resistencia y rigidez global
Colocación de cables tensados	Incremento de resistencia y rigidez global
Encamisado metálico	Incremento de la ductilidad
Envoltura con materiales FRP	Incremento de la ductilidad
Adición de disipadores de energía	Incremento del amortiguamiento interno
Aislamiento sísmico	Reducción de la demanda sísmica

Nota. Basado en *Reforzamiento de estructuras de concreto*, por Sika, 2017.

La correcta elección de la técnica de reforzamiento estructural está en función de los requerimientos mínimos que debe cumplir el proyecto. El adecuado funcionamiento de los materiales de reforzamiento depende fundamentalmente de las especificaciones técnicas del material y de sus puentes o agentes de adherencia (SIKA 2017).

El análisis y diseño estructural de proyectos de reforzamiento debe considerar las propiedades de los materiales existentes y su interacción con los elementos estructurales y no estructurales existentes. De igual modo es necesario considerar efectos del proceso constructivo, lo cual involucra la aplicación y el posterior retiro de cargas, o los posibles esfuerzos adicionales a causa de la demolición de un elemento estructural (Ministerio de Vivienda y Urbanismo 2018).

Esta investigación es motivada por comparar la respuesta sísmica de dos propuestas de reforzamiento de concreto armado, por lo que son tema por desarrollar a continuación.

2.2.5.2 Encamisado mediante concreto armado

También se le conoce como recocado de concreto armado. Es uno de los más antiguos sistemas de reforzamiento y presenta la ventaja de una gran compatibilidad entre el material original y el de refuerzo, así como una amplia superficie de contacto entre ambos, lo que posibilita la transferencia de esfuerzos necesaria (Alcocer Martínez de Castro 2021).

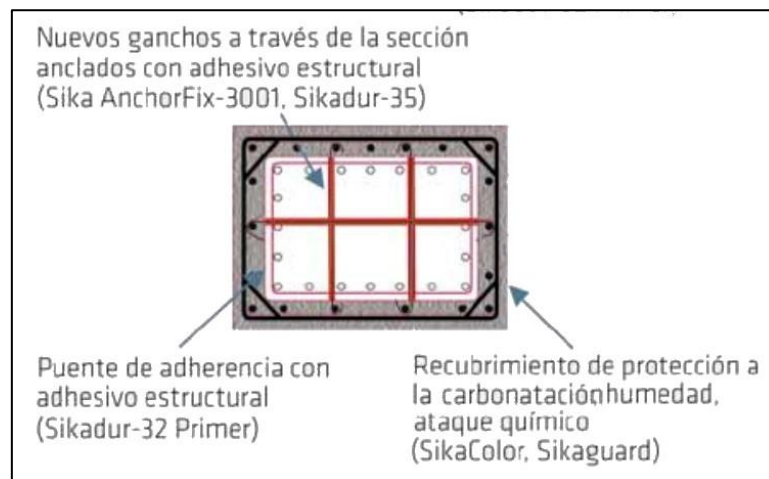
El método consiste en disponer armadura pasiva, tanto longitudinal, como transversal en torno al perímetro del elemento estructural, en cuya superficie se ha efectuado una preparación previa, para posteriormente realizar el vaciado de concreto (Dante Espeche 2007).

Es posible aumentar considerablemente la sección de concreto e incorporar una considerable cuantía de nuevas armaduras que, en caso

necesario, pueden conectarse con las armaduras originales mediante llaves u otro tipo de anclajes. El resultado final es un elemento notablemente monolítico, con un gran incremento de su resistencia y rigidez original (Del Río Bueno 2008).

Figura 11

Sección típica de encamisado con concreto armado



Nota. Tomado de *Reforzamiento de estructuras de concreto – Técnicas y Materiales* (p. 13), por SIKA, 2017.

En todos los casos, el concreto de relleno debe poseer una resistencia igual o mayor a la del concreto existente (Halac M. 2021).

Según Alcocer Martínez de Castro (2021), los edificios que pueden ser rehabilitados mediante encamisado con concreto armado de vigas y columnas son:

- Edificios a base de pórticos de concreto armado, resistentes a momento que posean una resistencia y/o rigidez lateral insuficiente ante las demandas sísmicas de diseño.
- Edificios con vigas y/o columnas cuyos traslapes del refuerzo existente son escasos.
- Edificios con piso débil o blando, usualmente en la planta baja.

i. Consideraciones para encamisado de concreto armado en columnas

La técnica de encamisado de concreto armado aprovecha el espesor del recrecido y los mecanismos de transferencia de carga para mejorar la capacidad del elemento, por ende, presenta las siguientes consideraciones.

✓ Espesor del recrecido

Estudios de realizados en el año 2007 demuestran que el recrecido aumenta la resistencia, rigidez y ductilidad del elemento. Los valores recomendados se encuentran entre un 10% y 20% de la sección original para secciones sin estribos y 30% de la sección original para secciones con estribos (Halac M. 2021).

✓ Comportamiento de sección compuesta

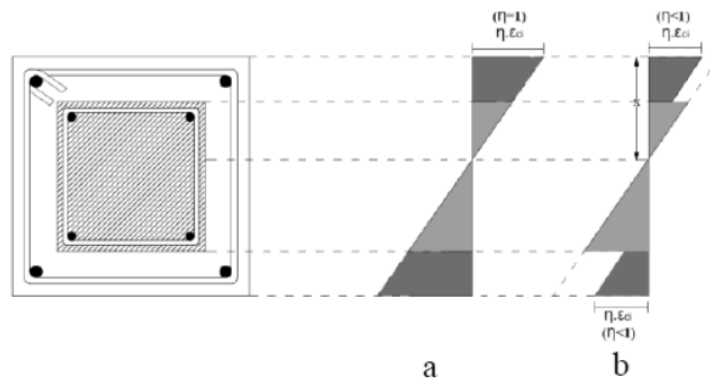
Se refiere a la implicancia del deslizamiento relativo entre superficies hormigonadas en distintos tiempos, con el valor de la resistencia final de la columna encamisada. Si bien existen varios métodos para lograr una sección monolítica no es posible garantizar que no exista el deslizamiento relativo entre los estratos del encamisado.

Al comparar la rigidez de una columna recrecida con una sección vaciada monolíticamente, se encuentra que la primera es menor, debido a un deslizamiento relativo (Halac M. 2021).

Este efecto de deslizamiento se incorpora al cálculo estructural mediante un coeficiente η , con el cual se obtienen deformaciones de las fibras fuera del núcleo original. Varias investigaciones analíticas, validadas mediante ensayos a escala han logrado determinar que dicho coeficiente puede presentar un valor de: 0.75 en superficies sin tratamiento, 0.80 en superficies rugosas, 0.85 con el uso de conectores de corte y 0.90 para uso conjunto de conectores de corte y rugosidad de la superficie (Halac M. 2021).

Figura 12

Diagramas de deformaciones unitarias para a) sección monolítica b) sección con deslizamiento relativo



Nota. Tomado de Refuerzo de Columnas a través de encamisado de hormigón armado (p.6), por M. D. Halac, 2021.

Este criterio supone que, si se desea estimar la capacidad axial pura, en una columna encamisada, se tendrá la siguiente fórmula.

$$N_{u_{ref}} = 0.85 \times f'c_A \times (Ac_A - As_A) + fy_A \times As_A + \eta \times 0.85 \times f'c_N \times (Ac_N - As_N) + fy_N \times As_N \quad \dots \text{ Ecuación (25)}$$

✓ Precarga

Al momento de encamisar la columna, la misma se encuentra en precarga debido a las cargas actuantes existentes, lo que ocasiona una deformación previa del núcleo. Se aconseja apuntalar las columnas, con el fin de que el encamisado tome mayor carga axial, aunque este método rara vez se justifica, solo se implementa cuando la columna ha sufrido daño estructural (Halac M. 2021).

✓ Distribución de cargas

Para fines de análisis estructural, se supone un comportamiento monolítico entre el encamisado y el elemento existente. Como todo proyecto de reforzamiento, también se debe considerar la redistribución de cargas en la estructura (Alcocer Martínez de Castro 2021).

La investigación de Soto Barraza (2008) y la guía técnica “Rehabilitación sísmica de la infraestructura física educativa de México”, brindan ciertos requisitos para el encamisado de columnas.

- ✓ Si es posible, se deben encamisar los cuatro lados de la columna.
- ✓ Para garantizar un comportamiento monolítico del elemento encamisado, es necesario tener un adecuado mecanismo de transferencia de cortante en la zona de contacto entre el encamisado y el elemento existente, tal que evite el movimiento relativo entre ambos concretos.
- ✓ El espesor mínimo del encamisado debe ser de 10 cm para concreto premezclado y de 4 cm para concreto lanzado.
- ✓ A pesar de la incertidumbre en la distribución de cargas entre el elemento existente y el encamisado, suponer un comportamiento monolítico entre el elemento existente y el encamisado, proporciona resultados razonables para el diseño.
- ✓ Se acepta incluir la contribución del refuerzo longitudinal existente, siempre y cuando esté bien anclado y no haya perdido sección transversal por corrosión. Igualmente se acepta tomar en cuenta la contribución del refuerzo transversal existente, si los dobleces son de al menos 135°.
- ✓ El diseño será acorde a lo indicado para columnas de concreto armado en las NTC (o su equivalente de la población donde se encuentra la escuela, en este caso la norma técnica E.060 de concreto armado).
- ✓ Se exceptúa el cumplimiento de colocar estribos de una pieza. Se aceptará que los estribos estén hechos por dos piezas rematadas en sus extremos con dobleces de al menos 135°.
- ✓ En ningún caso se permitirá soldar el refuerzo longitudinal o transversal existente al nuevo refuerzo.

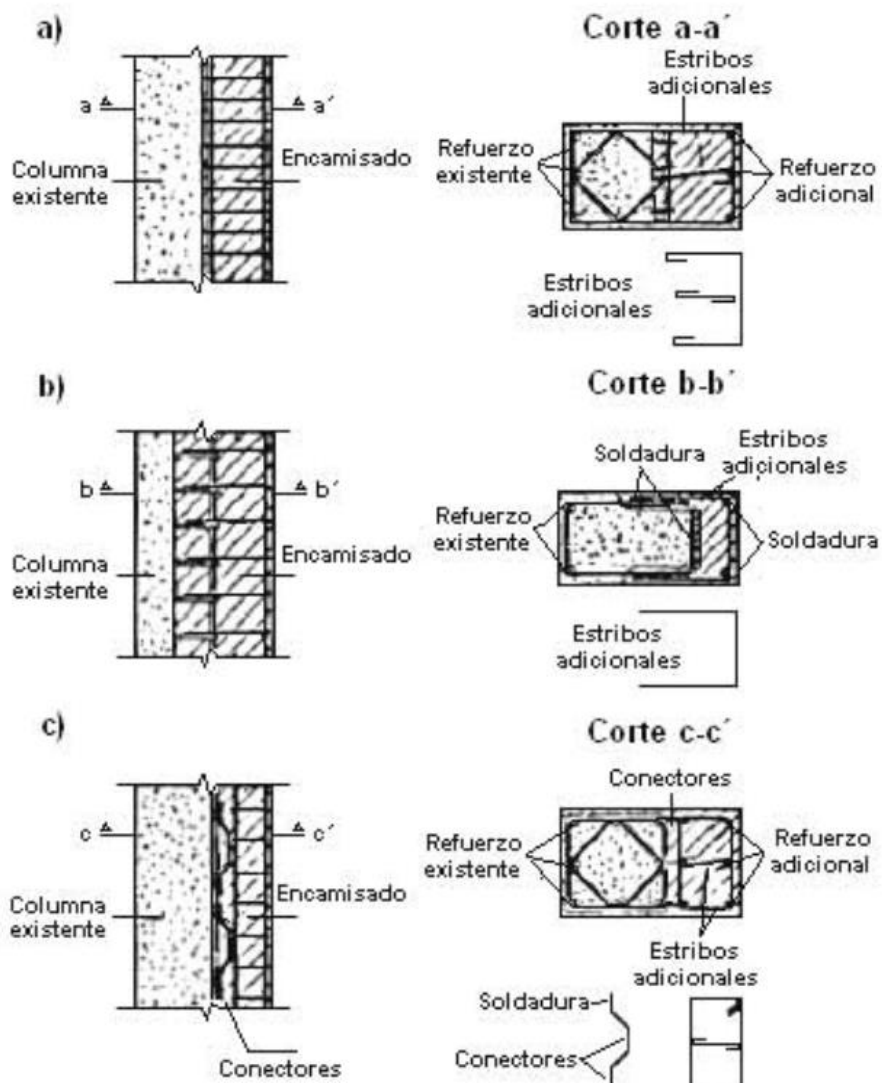
Es necesario tener en cuenta que el encamisado de columnas en el entrepiso (separado del piso y techo) solo incrementa la resistencia a corte. Para incrementar la resistencia a flexo-compresión, corte y deformación inelástica, es necesario extender el encamisado a través de la losa añadiendo algunos estribos

que atraviesen el alma de las vigas, y mantener la continuidad desde la cimentación hasta el piso que requiera el reforzamiento (Soto Barraza 2008).

Cuando hay restricciones de espacio, es posible encamisar uno, dos o tres lados únicamente. En tal caso se puede recurrir al uso de ganchos, estribos soldados o conectores entre el refuerzo longitudinal (Soto Barraza 2008).

Figura 13

Encamisado parcial de columnas de concreto armado, con el uso de: a) ganchos, b) estribos soldados, c) conectores entre el refuerzo longitudinal.



Nota. Tomado de *Rehabilitación de Estructuras de Concreto* (p.88), por E. N. Soto Barraza, 2008.

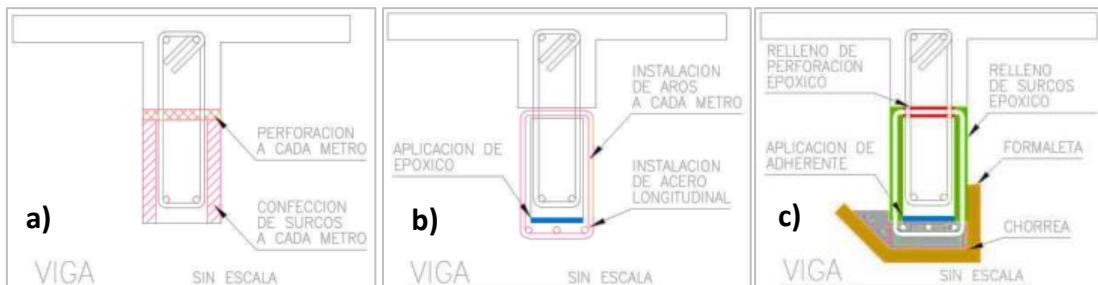
ii. Consideraciones para encamisado de concreto armado en vigas

Con respecto al recrecido de vigas, el encamisado inferior solo incrementa la resistencia a flexión positiva (Soto Barraza 2008).

La siguiente figura muestra el proceso constructivo de encamisado en la cara inferior de una viga, para incrementar la resistencia a flexión positiva.

Figura 14

Proceso constructivo de encamisado inferior en vigas de concreto armado: a) perforación y picado de la viga, b) instalación de estribos, c) vaciado de concreto en viga y relleno de los surcos con concreto expansivo.

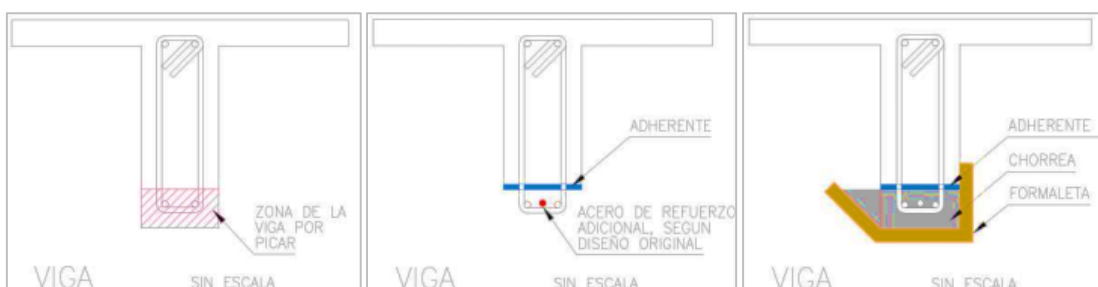


Nota. Adaptado de *Técnicas de reforzamiento de estructuras de concreto que presentan deficiencias estructurales* (p.15, p.16), por E. Raigosa, 2010.

También es preciso indicar que hay casos en donde la viga solo presenta deficiencia en su acero longitudinal y no necesita de un recrecido de sección. El proceso constructivo del refuerzo estructural se presenta a continuación.

Figura 15

Proceso constructivo de reforzamiento en vigas de concreto armado en caso de deficiencia de acero: a) picado de viga, b) incorporación de acero, c) vaciado de concreto



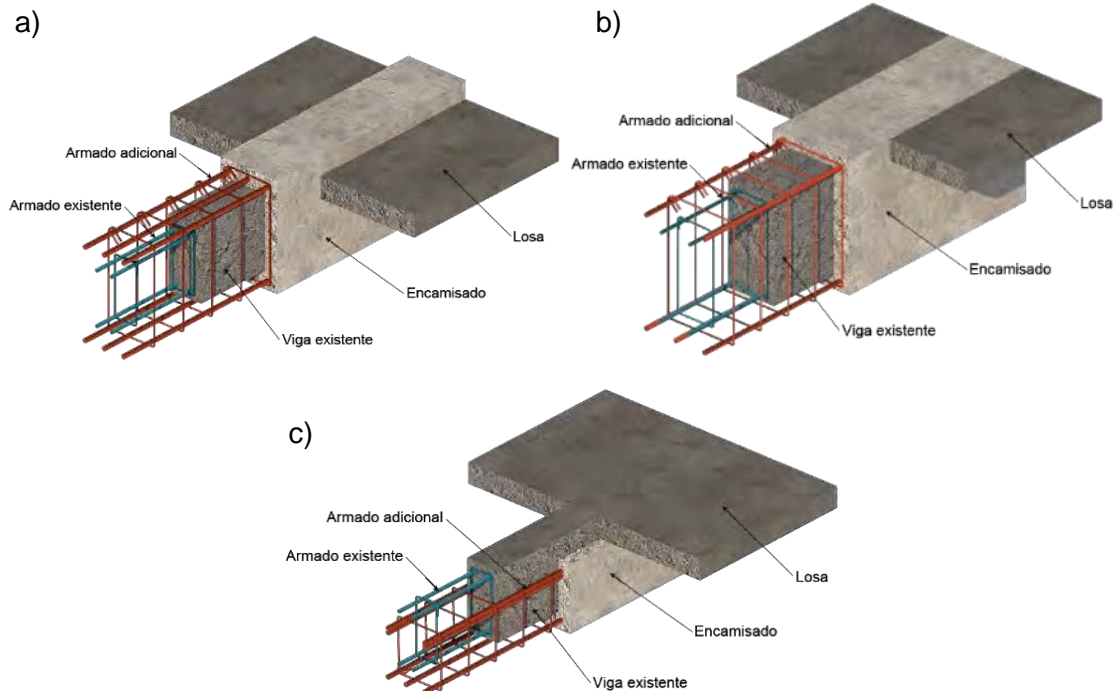
Nota. Adaptado de *Técnicas de reforzamiento de estructuras de concreto que presentan deficiencias estructurales* (p.15), por E. Raigosa, 2010.

Para incrementar la resistencia a momento positivo, negativo y resistencia al corte es necesario encamisar tres o cuatro caras de la viga (Soto Barraza 2008).

La siguiente figura indica de manera conceptual, las posibles configuraciones de encamisado de concreto armado en tres o cuatro caras de la viga. La configuración “a” es poco empleada ya que obliga a incrementar el espesor de la losa para ajustar el peralte de la viga sobre la losa. La opción “b” es más usual, pues requiere ranurar la losa para colocar estribos y concreto. La configuración “c” es poco usada ya que requiere perforar la viga transversalmente para colocar la grapa del estribo y el vaciado es a través de ranuras en la losa (Alcocer Martínez de Castro 2021).

Figura 16

Posibles configuraciones de encamisado de vigas con concreto: a) encamisado sobre nivel superior de losa; b) encamisado al nivel de losa; c) encamisado por debajo de la losa



Nota. Tomado de Rehabilitación sísmica de la infraestructura física educativa de México – Guía técnica (p.126), por S.M. Alcocer. 2021.

La investigación de Soto Barraza (2008) y la guía técnica “Rehabilitación sísmica de la infraestructura física educativa de México”, brindan ciertos requisitos para el encamisado de vigas.

- ✓ Las vigas deben ser encamisadas a lo largo de toda su longitud.
- ✓ El diseño de vigas encamisadas requiere evaluar esfuerzos entre las superficies de las secciones compuestas, o también llamados planos de falla.
- ✓ El espesor mínimo del encamisado debe ser de 8 cm para concreto premezclado y de 4 cm para concreto lanzado.
- ✓ Si la cuantía de refuerzo longitudinal del elemento existente no se conoce, la cuantía de acero del encamisado se debe limitar al 50% del área total de la sección compuesta.
- ✓ Se acepta incluir la contribución del refuerzo longitudinal existente, siempre y cuando esté bien anclado y no haya perdido sección transversal por corrosión. Igualmente se acepta tomar en cuenta la contribución del refuerzo transversal existente, si los dobleces son de al menos 135°.
- ✓ El diseño será acorde a lo indicado para vigas de concreto armado en las NTC (o su equivalente de la población donde se encuentra la escuela, en este caso la norma técnica E.060 de concreto armado).
- ✓ Se exceptúa el cumplimiento de colocar estribos de una pieza. Se aceptará que los estribos estén hechos por dos piezas rematadas en sus extremos con dobleces de al menos 135°.
- ✓ En ningún caso se permitirá soldar el refuerzo longitudinal o transversal existente al nuevo refuerzo.

Es necesario considerar que el encamisado se debe extender en toda la longitud de la viga y el refuerzo longitudinal debe ser continuo. Esto se logra pasando el refuerzo adicional a través de la unión viga – columna (ACI 369-06 citado por Soto Barraza 2008).

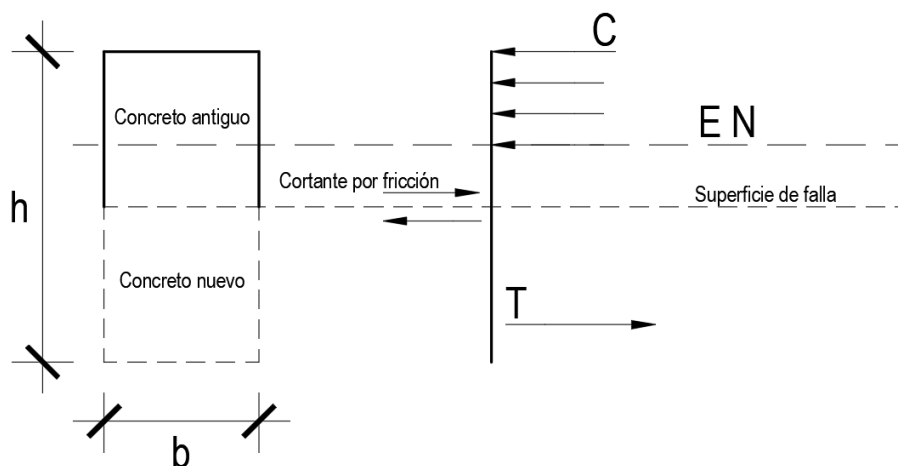
Es adecuado considerar la transmisión de cortante longitudinal a través de un plano de falla, cuando se tiene una superficie de contacto entre materiales

distintos o una superficie de contacto entre dos concretos vaciados en diferentes tiempos. El área requerida de refuerzo por cortante de fricción A_{vf} , debe diseñarse mediante 11.7.4 o cualquier otro método de diseño de transferencia de cortante concordante con los resultados de ensayos de laboratorios representativos (Norma técnica E.060, 2009).

Se deben tomar precauciones para transferir la variación de la fuerza de compresión o tracción a través de la interfaz (plano de falla), por ello se debe preparar una adecuada junta hormigón – hormigón mediante algún tipo de tratamiento y se debe considerar asignar un refuerzo por corte longitudinal en la superficie de falla, conectando las armaduras del refuerzo mediante anclajes y/o utilizar puentes adherencia con resinas epoxi (Aedo Holguín 2013).

Figura 17

Cortante por fricción en una superficie de contacto entre dos concretos vaciados en diferentes tiempos



Al suponer que no existe deslizamiento relativo entre concretos vaciados en diferentes tiempos, puede aceptarse como válida la hipótesis de continuidad de deformaciones longitudinales. Los elementos estructurales actúan conjuntamente y se puede verificar la sección como un elemento único en estado de rotura, tal como se indica en la figura 2.10 (Ferrer Ballester, 2006).

En tal caso, el esfuerzo de corte longitudinal puede ser igualado con el valor C o T .

En general, el esfuerzo a corte longitudinal se confía a la resistencia de la junta de hormigón-hormigón, más el aporte de los anclajes y se calcula con la siguiente fórmula.

$$V_n = A_v f_y \times \mu \quad \dots \text{ Ecuación (26)}$$

Tabla 12

Coefficiente de fricción del refuerzo a cortante longitudinal

Condición	Coefficiente de fricción μ
Para concreto colocado monolíticamente	1.4
Concreto colocado contra concreto endurecido con la superficie de contacto intencionalmente rugosa	1.0
Concreto colocado contra concreto endurecido con la superficie de contacto no intencionalmente rugosa	0.6
Concreto anclado a acero estructural laminado mediante conectores con cabeza o barras de refuerzo	0.7

Nota. Tomado de Norma técnica E.060 “Concreto armado” (p.100), 2009.

Además,

$$V_n \begin{cases} < 0.2f'_c \times A_c \\ < 5.5 A_c \end{cases} \quad \dots \text{ (Ecuación 27)}$$

Donde A_c es el área de la sección de concreto que resiste la transferencia a cortante.

iii. Consideraciones adicionales

De los principales inconvenientes del encamisado con concreto armado, destaca la necesidad de aumentar de modo considerable las dimensiones originales del elemento estructural. A diferencia del encamisado metálico, se debe esperar a que el concreto alcance su resistencia de diseño antes de cargar el elemento. También destaca la elevada dificultad del proceso constructivo ya que este puede ser muy invasivo cuando hay la necesidad de picar o demoler zonas, por tanto, se deben tomar las medidas apropiadas de apuntalamiento durante todo el proceso constructivo (Alcocer Martínez de Castro 2021).

Además, si se encamisán las vigas y columnas de un pórtico existente o se encamisán las columnas de manera continua, en altura del edificio, se deben

encamisar los nudos, cumpliendo los requisitos de la norma técnica E.060, a excepción de que los estribos serán hechos por dos piezas, rematados con dobleces de al menos 135 grados.

Figura 18

Encamisado de concreto armado en vigas



Nota. Tomado de *ACI 562 Nueva Norma para la Evaluación, Reparación y Rehabilitación de Edificaciones de Concreto* (p.68), por G. Tumialán. 2014.

Figura 19

Viga encamisada con refuerzo longitudinal continuo a través del nudo con la columna



Nota. Tomado de *Rehabilitación sísmica de la infraestructura física educativa de México – Guía técnica* (p.126), por S.M. Alcocer. 2021.

2.2.5.3 Adición de muros de corte de concreto armado

La adición de muros de corte a un edificio de pórticos de concreto armado es un método común para agregar resistencia y rigidez significativa a la estructura. El diseño del reforzamiento con adición de muros de corte se rige al control de las derivas dentro del rango de aceptabilidad. Esto se logra configurando un modelo que incluya la rigidez, tanto de los muros de corte, como de los pórticos de concreto existentes (FEMA 547, 2006).

Análogamente, corrige problemas de torsión, ya que los muros de corte son elementos muy rígidos que modifican el centro de rigidez (SIKA 2017).

La adición de nuevos muros de corte siempre afectará el carácter arquitectónico y los usos funcionales del edificio. La selección de la ubicación de un nuevo muro de corte debe hacerse teniendo en cuenta ciertos aspectos como la distribución del espacio, la ubicación de los pasillos, las entradas, las ventanas, los tramos principales de distribución de MEP y las consideraciones estructurales o de construcción (FEMA 547, 2006).

Según Alcocer Martínez de Castro (2021), los edificios que se pueden reforzar mediante la adición de muros de corte de concreto son:

- Edificios que tengan una insuficiente rigidez y/o resistencia lateral.
- Los que presentan irregularidad por piso débil o blando.
- Edificios con muros de corte que deben ser reforzados.
- Edificios con asimetría en la distribución de elementos resistentes y que pueden presentar irregularidad por torsión en planta.

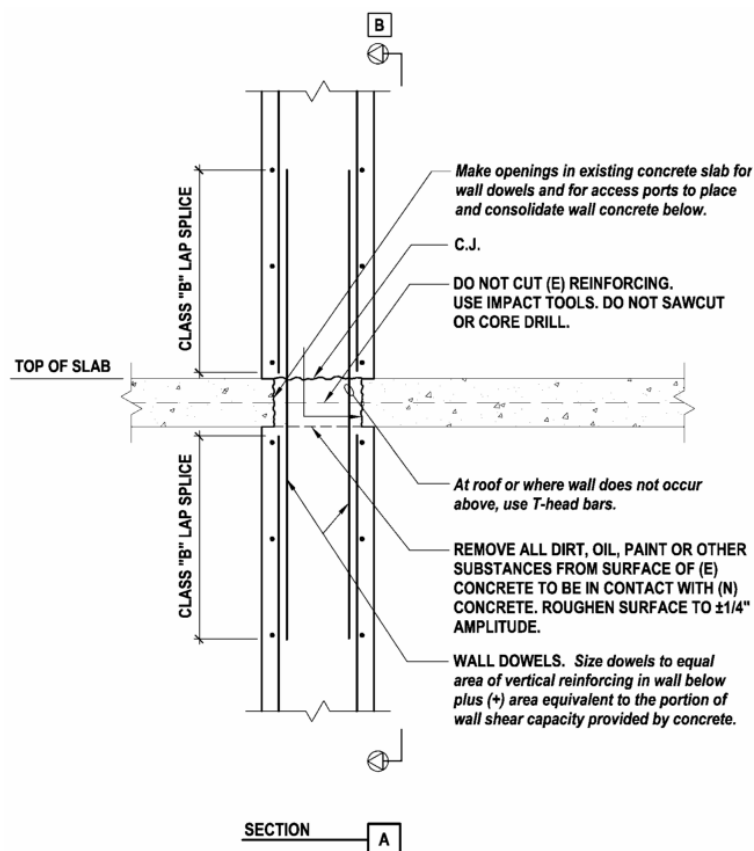
Es fundamental determinar la configuración entre pórticos existentes y los nuevos muros de corte. La primera opción es colocar los muros dentro del plano de los pórticos y que los mismos formen parte de los muros, como elementos de borde. La segunda opción es considerar muros verticalmente continuos, unidos a las caras laterales de las columnas de los pórticos existentes. La tercera opción es incluir los muros como elementos verticales independientes. A menudo es mejor evitar la primera alternativa (FEMA 547, 2006).

Los muros pueden ser unidos a las columnas existentes haciendo uso de encamisados. Si no se encamisán las columnas, el refuerzo horizontal del muro debe unirse a las columnas existentes por medio de traslapes ahogados en el pórtico. Estudios experimentales han demostrado que este tipo de conexión es suficiente para lograr una adecuada transmisión de esfuerzos entre el nuevo muro y la estructura existente (Alcocer Martínez de Castro 2021).

El detalle más significativo asociado a la adición de muros de corte en un edificio de concreto es la conexión de la parte superior del nuevo muro con la parte inferior del diafragma de concreto existente por encima. La junta debe ser hermética, sin ningún espacio, para facilitar la transferencia de fuerzas de corte desde el diafragma superior hacia el nuevo muro de abajo y para minimizar la posibilidad de deslizamiento de la junta (FEMA 547, 2006).

Figura 20

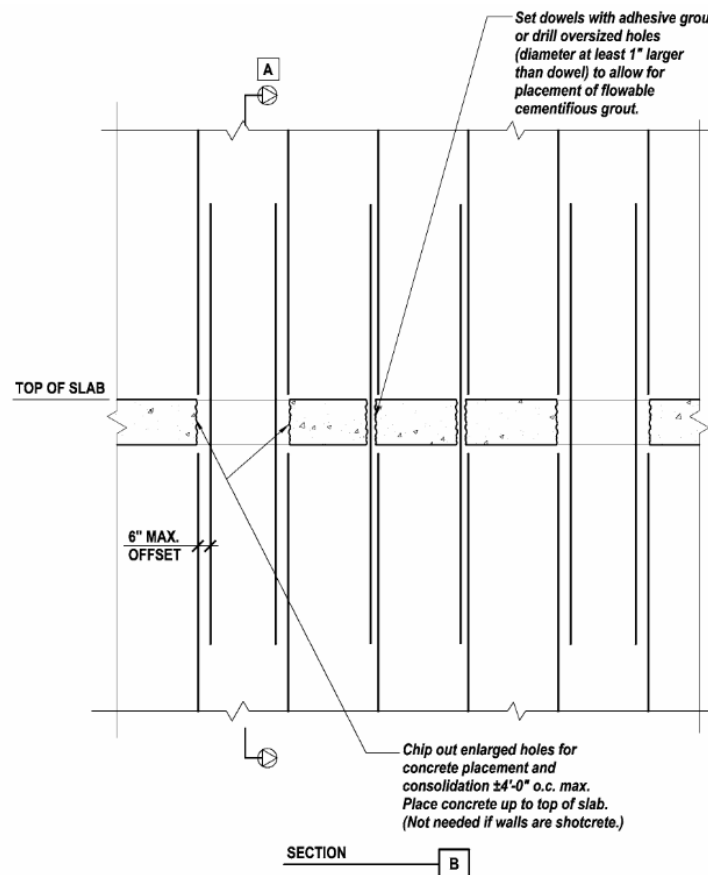
Conexión de un nuevo muro de corte al diafragma de concreto



Nota. Tomado de FEMA 547 “Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings” (p.263). 2006

Figura 21

Conexión de un nuevo muro de corte al diafragma de concreto, vista en elevación



Nota. Tomado de FEMA 547 "Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings" (p.264). 2006

En las figuras 20 y 21 se muestran los detalles típicos de esta conexión, para un nuevo muro de concreto armado vaciado in situ, debajo del diafragma existente. Los dowels (pasadores o barras de metal) verticales deben ser suficientes para transferir fuerzas del diafragma existente y del nuevo muro superior (si existe) al muro inferior (FEMA 547, 2006).

Los agujeros en el diafragma existente se deben perforar con herramientas de impacto o brocas, para evitar cortar o dañar el refuerzo existente. Antes de iniciar la perforación, es posible que se requieran apuntalamientos temporales debajo de la losa. Los agujeros practicados no solo deben servir para instalar los dowels, sino también para permitir el vaciado del concreto en el muro. La limpieza y el tratamiento de la superficie de contacto del concreto existente, proporcionarán una adecuada junta (FEMA 547, 2006).

i. Consideraciones de diseño de los muros de corte de concreto armado

Un muro de corte o placa de concreto armado es un muro estructural sometido a cargas verticales y cargas horizontales que actúan en el plano del muro, provenientes de las acciones sísmicas (Norma técnica E.060, 2009).

Para un adecuado comportamiento general con un sistema de muros estructurales se debe considerar una buena configuración en planta y altura, simetría, distribución y suficiente cantidad de muros en ambas direcciones ortogonales con aproximadamente misma sección transversal y rigidez (Lobo Quintero 2011).

La norma técnica E.060 de concreto armado indica que los muros de corte se deben diseñar de acuerdo con las disposiciones del Capítulo 21 para la acción simultánea de las cargas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores provenientes del análisis.

El diseño de muros de corte, según la norma técnica E.060 (2009), se puede resumir de la siguiente manera.

✓ Verificación de la necesidad de elementos de confinamiento

Se debe disponer de elementos de confinamiento si el esfuerzo máximo de compresión en la fibra extrema es mayor de $0.2 F'_c$. Para calcular el esfuerzo en la fibra más comprimida se puede utilizar la siguiente ecuación.

$$\sigma_c = \frac{Pu}{Acv} + \frac{Mu \times y}{I} > 0.2 f'_c \quad \dots \quad \text{Ecuación (28)}$$

✓ Determinación del refuerzo longitudinal y transversal en el muro

Se verifica si el muro requiere refuerzo en dos capas, si cumple con uno de los dos requisitos siguientes.

$$Vu > 0.53\sqrt{f'c} A_{cv} \quad \dots \text{ Ecuación (29)}$$

$$b_w \geq 25 \text{ cm} \quad \dots \text{ Ecuación (30)}$$

Se determina el refuerzo mínimo longitudinal y transversal requerido en el muro, así como el espaciamiento máximo del refuerzo.

$$\rho_v = \frac{A_{sv}}{A_{cv}} \geq \rho_{\min} \quad \dots \text{ Ecuación (31)}$$

$$\text{Espaciamiento máximo (el menor)} \begin{cases} 45 \text{ cm} \\ 3 \times b_w \end{cases} \quad \dots \text{ Ecuación (32)}$$

Se determina el requerimiento de refuerzo por esfuerzo cortante, mediante la siguiente ecuación.

$$V_s = V_n - V_c = \frac{Vu}{\phi} - \alpha_c \sqrt{f'c} \times A_{cv} \quad \dots \text{ Ecuación (33)}$$

donde la separación de refuerzo horizontal será como sigue.

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \quad \dots \text{ Ecuación (34)}$$

✓ Verificación de los elementos de borde

Se debe verificar si los elementos de borde son capaces de tomar las cargas verticales debido al cargas de gravedad y de sismo.

Con respecto a la carga axial, la fuerza máxima sobre el elemento es:

$$P_{u \text{ máx}} = \frac{P_{u(muro)}}{2} + \frac{Mu}{L'w} \quad \dots \text{ Ecuación (35)}$$

La resistencia a carga axial en elementos de borde es similar al cálculo en columnas y se calcula con la siguiente fórmula.

$$P_{u \text{ máx}} = \phi [P_{n \text{ máx}}] = \phi [0.80(0.85f'c(Ag - Ast) + Ast * f_y)] \quad \dots \text{ Ecuación (36)}$$

Se determinan los requerimientos de refuerzo transversal por confinamiento, mediante las siguientes fórmulas.

$$s \leq \begin{cases} t_{menor}/3 \\ 6 \times \phi_l \\ 100 \text{ mm} \end{cases} \dots \text{ Ecuación (37)}$$

$$A_{sh} \geq \begin{cases} 0.3s \text{ hc} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \\ 0.09s \text{ hc} \frac{f'_c}{f_y} \end{cases} \dots \text{ Ecuación (38)}$$

✓ Verificación de muros por flexo-compresión

Los muros también se verifican realizando el diagrama de interacción, similar al procedimiento realizado para columnas.

Las vigas de acoplamiento entre placas deben cumplir los requisitos para vigas de edificios con sistemas resistentes a fuerzas laterales de pórticos y duales tipo II (Norma técnica E.060, 2009).

Figura 22

Adición de muros de corte



Nota. Tomado de *ACI 562 Nueva Norma para la Evaluación, Reparación y Rehabilitación de Edificaciones de Concreto* (p.78), por G. Tumialán. 2014.

2.3 DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS

- ✓ **Cortante basal:** Es la fuerza cortante total en la base de la estructura y está en función de los parámetros sísmicos de diseño y a una fracción del peso de la estructura (Norma técnica E.030, 2018).
- ✓ **Desplazamiento lateral:** Se define como la traslación horizontal de un edificio, ante un sistema de fuerzas laterales, para una dirección de análisis (Muñoz Peláez 2020).
- ✓ **Deriva:** Se refiere a la fracción del desplazamiento lateral de un entrepiso, entre la altura del entrepiso (Norma técnica E.030, 2018).
- ✓ **Edificación esencial:** Aquella edificación cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de ocurrido un sismo, tales como hospitales, centrales de comunicaciones, cuarteles de bomberos y policía, reservorios de agua, centros educativos y edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre (Norma técnica E.030, 2018).
- ✓ **Encamisado de concreto armado:** Se refiere al aumento de sección de un elemento estructural, con la adición de nuevo concreto armado. Es una estrategia de reforzamiento estructural ventajosa para brindar mayor resistencia y rigidez a un elemento de concreto armado (ACI 547, 2006).
- ✓ **Esclerómetro:** Consiste en un martillo de acero cargado con un resorte que al ser liberado golpea un émbolo de acero en contacto con la superficie de concreto, que mide el índice de rebote o distancia de rebote desde el émbolo de acero se mide en una escala lineal, la cual esté unida al marco del instrumento (ASTM C805, 2014).
- ✓ **Evaluación estructural:** Es el análisis cualitativo, cuantitativo, o ambos, realizado a un elemento, parte de una estructura o a la totalidad de esta, si presentase signos de deficiencia estructural, deterioro o comportamiento incompatible con los requisitos de diseño y documentación existente (Ministerio de Vivienda y Urbanismo 2018).

- ✓ **Muros de corte:** Elementos estructurales de concreto armado con un ancho intermedio y un pequeño espesor con respecto a su desarrollo en altura. Aportan rigidez lateral y de resisten fuerzas verticales y horizontales. Ubicados adecuadamente en la estructura, contrarrestan las deflexiones y limitan efectos de torsión (Bodarenko S. y García A. 2012).
- ✓ **Periodo de fundamental:** Es la propiedad dinámica de una estructura que indica el tiempo que tarda en hacer una oscilación completa, ante alguna acción externa. Está en función de su masa y su rigidez.
- ✓ **Reforzamiento estructural:** Estrategia de intervención para llevar a la estructura a un nivel de función más alto de resistencia y rigidez, mejorando su comportamiento global y/o de sus componentes. Existen dos tipos: el reforzamiento de edificios dañados por sismos y el reforzamiento de edificios vulnerables a sismos, que aún no han experimentado los efectos debidos a la acción sísmica (ASCE SEI 41-17).
- ✓ **Respuesta sísmica:** Consiste en las deformaciones y fuerzas internas que presenta una estructura, ante a la acción externa de la fuerza sísmica (Gutiérrez 2020).
- ✓ **Rigidez:** Es la propiedad de oposición ante las deformaciones producidas por acciones externas. En ingeniería estructural, la rigidez está fuertemente ligada a la magnitud de las derivas de entrepiso, las cuales decrecen a medida que aumenta la rigidez lateral (Bonett Díaz 2003).
- ✓ **Sistema estructural:** Hace referencia al modo de trabajo, debido a la combinación de diversos componentes estructurales. Se caracteriza por tener la función de soportar las cargas que actúan sobre la edificación, brindar rigidez y lograr deformaciones compatibles en sus distintos componentes (Instituto Técnico de la Estructura en Acero 2020).

CAPÍTULO III: MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 UBICACIÓN GEOGRÁFICA

Se compararon parámetros de respuesta estructural tales como periodos fundamentales, cortantes basales, desplazamientos laterales y derivas, ante la acción sísmica de diseño de la norma técnica E.030, de dos propuestas de reforzamiento estructural de concreto armado aplicados al pabellón escolar “B” de la institución educativa San Fernando.

Dicha institución educativa está ubicada en la Av. Vía de Evitamiento sur N.º 555, en el distrito, provincia y departamento de Cajamarca.

Figura 23

Vista satelital de la institución educativa San Fernando



Nota. Tomado de Mapa Satelital, por Google Earth, 2022.

3.2 ÉPOCA DE LA INVESTIGACIÓN

La investigación se realizó en el año 2022, en vista de que anteriores estudios de riesgo sísmico o desempeño estructural en edificaciones escolares han revelado la necesidad de implementar soluciones de reforzamiento

estructural, que mejoren la respuesta de las estructuras ante un posible movimiento sísmico.

Perú, hasta el momento no cuenta con una norma o manual de evaluación y reforzamiento de estructuras, por tanto, se consideró seguir los lineamientos vigentes del Reglamento Nacional de Edificaciones y otras normas o códigos aplicables como ACI 364.1R o FEMA 547, entre otros acordes al tema.

3.3 PROCEDIMIENTO

3.3.1 Población y muestra de estudio

La **población** estuvo constituida por cuatro (04) pabellones, de la institución educativa San Fernando de la ciudad de Cajamarca.

La **muestra** fue el pabellón escolar “B”, el cual está destinado exclusivamente para el uso de aulas educativas. El tipo de muestreo es no probabilístico.

3.3.2 Tipo de investigación

Aplicada porque busca la generación de conocimiento con aplicación directa al problema que se presenta en los pabellones escolares de la institución educativa San Fernando, relacionando lo teórico con la realidad.

Descriptiva y cuantitativa porque recopila de manera cuidadosa los datos del estudio limitándose únicamente a la medición y descripción de estos. Luego se analiza minuciosamente los resultados, con el fin de dar respuesta a la hipótesis formulada.

No experimental porque las variables no son manipuladas ni controladas por el investigador. La investigación se limita a observar los hechos tal y como ocurren.

3.3.3 Procedimiento metodológico

El procedimiento metodológico de esta tesis se basó en la guía ACI 364.1R (1999): “*Guide for evaluation of concrete structures prior to rehabilitation*”, anteriormente expuesta en el marco teórico y consta de las siguientes fases.

Fase 1: Revisión de la documentación existente

- Recopilación de planos y especificaciones técnicas
- Normas técnicas del proyecto

Fase 2: Inspección en campo

- Inspección visual
- Levantamiento de condiciones existentes

Fase 3: Muestras y pruebas de materiales

- Ensayos estructurales

Fase 4: Evaluación estructural

- Evaluación cualitativa
- Evaluación cuantitativa

Fase 5: Propuestas de reforzamiento estructural

- Encamisado de concreto armado a vigas y columnas
- Inclusión de muros de corte de concreto armado

Cabe señalar que la guía ACI 364.1R considera al análisis sísmico y al diseño del reforzamiento estructural, más allá de su alcance, en esas etapas se siguieron los lineamientos del Reglamento Nacional de Edificaciones.

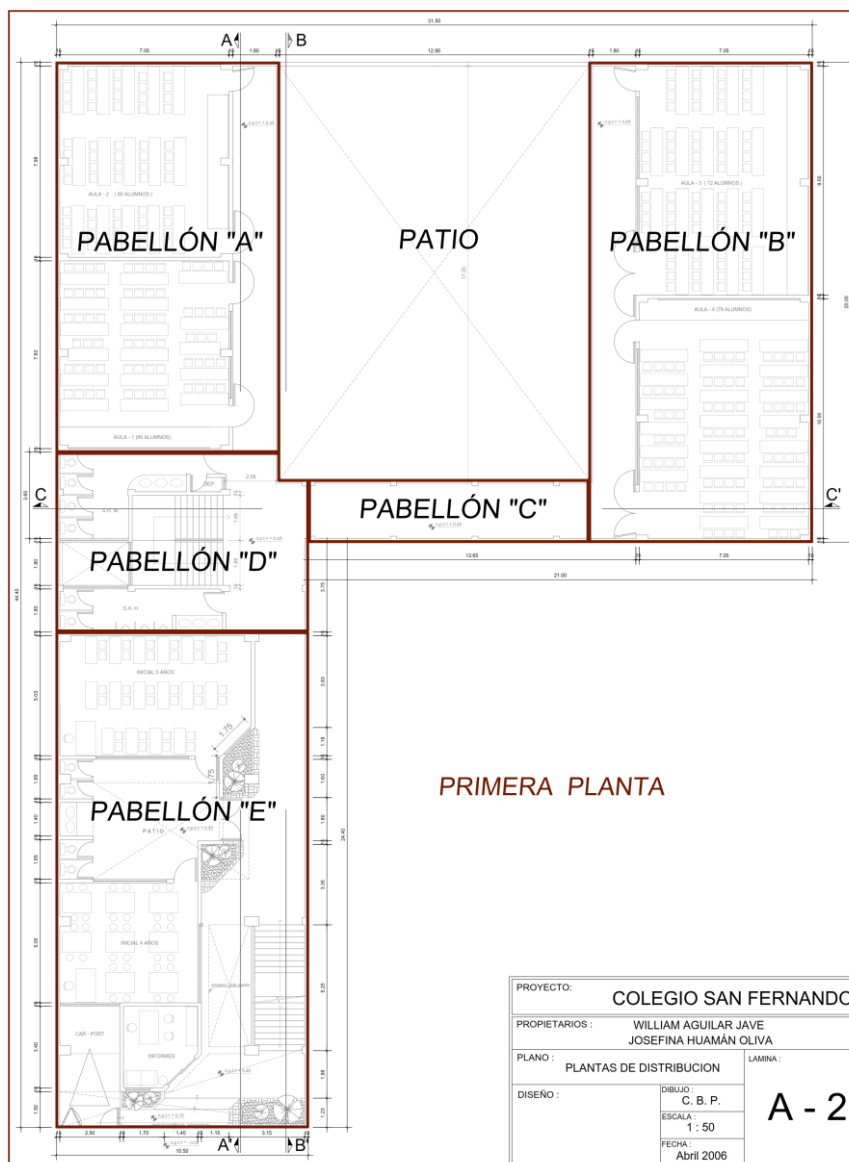
3.3.3.1 FASE 1: Revisión de la documentación existente

La investigación comenzó recopilando la información existente de los pabellones escolares de la institución educativa San Fernando, la cual consta de los planos y especificaciones técnicas.

Dicha información proporciona las características arquitectónicas y estructurales de los pabellones, además da a conocer los criterios constructivos, tanto de componentes estructurales como de no estructurales.

Figura 24

Distribución arquitectónica en planta del primer nivel



Nota. Tomado de Expediente Técnico "Proyecto Colegio San Fernando", 2006.

Los planos muestran que, la institución educativa San Fernando cuenta con un área aproximada de 886 m². Por el frente colinda con la Av. Vía de Evitamiento sur, con una línea recta de 10.5 metros, Por el fondo colinda con el Jr. Santa María, con una línea recta de 31.5 metros.

La institución educativa tiene dos accesos. Por el frente, donde se ingresa a la oficina de informes y secretaría. Por el fondo, donde se ingresa al patio principal del colegio.

Los planos indican que, la infraestructura de la institución educativa San Fernando se compone por cinco (05) pabellones aislados, cada uno de cinco (05) niveles de piso. Los pabellones "A" y "B" están destinados exclusivamente al uso de aulas educativas. El pabellón "C" es un pasadizo de 2.3 metros de ancho que conecta los pabellones escolares. El pabellón "D" está destinado a ambientes para servicios higiénicos y la escalera. El pabellón "E" está destinado al uso de oficinas y cuenta con un sótano en el que funciona un auditorio.

Figura 25

Vista 3D de la I.E. San Fernando



Nota. Adaptado de Expediente técnico "Proyecto Colegio San Fernando", 2006.

Esta investigación planteó propuestas de reforzamiento a los pabellones que están destinados al uso escolar, es decir, ambientes para aulas.

Según los planos del proyecto, los pabellones “A” y “B” serían candidatos para realizar la investigación, sin embargo, el pabellón “A” aún no ha sido construido, por lo que, **la investigación se realiza en el pabellón escolar “B”**.

I. Información existente del pabellón escolar “B”

El pabellón escolar “B” está destinado exclusivamente al uso de aulas. Se cuenta con dos aulas por piso y cada una cuenta con grandes ventanas hacia el patio principal, las cuales brindan una adecuada iluminación y ventilación.

La distribución de ambientes y áreas se detalla en la tabla 13.

Tabla 13

Ambientes y áreas del pabellón escolar “B”

Nivel	Ambiente	Área (m²)
Sótano 01 (-2.70 m)	Aula 1	71.30
	Aula 2	75.70
Planta típica:		
Primer Piso (+0.45 m)	Aula 3	71.30
Segundo Piso (+3.60 m)	Aula 4	75.70
Tercer Piso (+6.75 m)		
Cuarto Piso (+9.90 m)	Pasadizo	39.00

Nota. Adaptado de Expediente técnico “Proyecto Colegio San Fernando”, 2006.

El expediente técnico nombra al primer nivel del pabellón “B” como sótano 01, a pesar de que éste no cuenta con un sótano. Se debe a que la pendiente inclinada del terreno sí exige un sótano en el pabellón “E” y se ha mantenido tal nomenclatura en el nivel -12.7 m en todos los pabellones, cuenten o no cuenten con un sótano.

Los planos de estructuras (Ver: **Anexo N°01**) indican que, el sistema estructural del pabellón escolar “B” es de pórticos de concreto armado, debido a que su sistema resistente a cargas está conformado solo por columnas, vigas y

losas de entrepiso. También se indica que la tabiquería está aislada por juntas de separación, rellenas con Tecnopor, de ancho de 2.5 cm. y presentan sus respectivas vigas y columnas de confinamiento.

Asimismo, los planos indican que las columnas presentan una sección típica de 30 x 50 cm., las vigas principales son peraltadas y presentan una sección típica de 30 x 50 cm. Las vigas secundarias son chatas, con una sección típica de 25 x 25 cm. y el sistema de entrepiso es tipo aligerado unidireccional y presenta un peralte de 25 cm.

Con respecto a lo mencionado, el libro “Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado” indica que:

[...] frente a eventos sísmicos de gran magnitud, muchos edificios han colapsado, debido a tener elementos con poca capacidad resistente en una dirección, como vigas chatas y columnas con poco peralte, en la denominada dirección secundaria” (Blanco Blasco 1994).

II. Especificaciones técnicas del pabellón escolar “B”

Las especificaciones técnicas, según la información recopilada se presenta en las siguientes tablas.

Tabla 14

Especificaciones técnicas del concreto (Expediente técnico 2006)

Propiedad	Valor
Resistencia a la compresión de columnas, vigas y losas	$F'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad	$E = 15000 [F'_c]^{0.5} = 217370.615 \text{ Kg/cm}^2$
Peso específico	$\gamma = 2400 \text{ Kg/m}^3$
Recubrimiento en losas	Recubrimiento = 2.5 cm
Recubrimiento en vigas	Recubrimiento = 3 cm
Recubrimiento en columnas	Recubrimiento = 4 cm

Nota. Adaptado de Expediente técnico “Proyecto Colegio San Fernando”, 2006.

Tabla 15*Especificaciones técnicas del acero corrugado*

Propiedad	Valor
Resistencia a la fluencia	$F_Y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad	$E = 2000000 \text{ Kg/cm}^2$
Peso específico	$\gamma = 7800 \text{ Kg/m}^3$

Nota. Adaptado de Expediente técnico "Proyecto Colegio San Fernando", 2006.

III. Normas técnicas vigentes en el periodo de diseño y construcción

En la información recopilada no se indican las normas utilizadas para el diseño estructural y la construcción del proyecto. No obstante, los planos indican la fecha en la que fue desarrollado el proyecto. A partir de ello, se buscaron las normas técnicas nacionales vigentes antes del año 2006.

El Reglamento Nacional de Edificaciones, fue publicado a partir de junio del año 2006, según el Fe de erratas, publicado en el diario El Peruano. Por ello se deduce que el diseño y el proceso constructivo de los pabellones de la institución educativa San Fernando se basó en los lineamientos de derogado Reglamento Nacional de Construcciones (RNC).

La siguiente tabla presenta las normas técnicas vigentes en el periodo de diseño de los pabellones de la institución educativa en estudio.

Tabla 16*Normas técnicas vigentes durante periodo de diseño*

Norma técnica	Año
Norma técnica E.020 Cargas	1985
Norma técnica E.030 Diseño Sismorresistente	2003
Norma técnica E.050 Suelos y cimentaciones	1997
Norma técnica E.060 Concreto armado	1989
Norma técnica E.070 Albañilería	1982

Nota. Información basada en publicaciones oficiales del *Diario El Peruano*

Las normas indicadas en la tabla 16 fueron publicadas previamente al diseño y construcción de los pabellones, sin embargo, el proyecto pudo haber sido diseñado con normas técnicas anteriores a éstas, debido a la falta de difusión de las nuevas normas técnicas, en aquellos años.

3.3.3.2 FASE 2: Inspección en campo

Comparando con los planos existentes, los cambios más relevantes, observados en la etapa de campo, han sido la incorporación de una escalera aislada que conecta los distintos niveles del pabellón escolar “B”. Asimismo, el pabellón escolar “A”, contemplado en los planos de diseño no ha sido construido.

Figura 26

Registro fotográfico de los pabellones actuales de la institución educativa San Fernando, visto desde el Jr. Santa María



El pabellón escolar “B” no ha presentado cambios importantes en sus dimensiones, con respecto a los planos de diseño existentes. Hubo presencia de grietas o fisuras en algunos tabiques no estructurales y se pudo apreciar problemas de humedad en los tabiques del primer piso. No se encontraron fisuras o grietas en elementos estructurales.

La sección de los componentes estructurales es un tanto mayor a lo presentado en los planos estructurales, debido al espesor del tarrajeo. Sin embargo, la variación ha sido muy pequeña.

Figura 27

Verificación de medidas en vigas principales del pabellón escolar "B"



Además, se verificó que la tabiquería está aislada del sistema estructural por juntas de Tecnopor de 2.5 cm. El registro fotográfico y las mediciones recopiladas en la inspección en campo se encuentran en el **Anexo N°02**.

3.3.3.3 FASE 3: Muestras y pruebas de materiales

Por motivo de permisos, no se pudo realizar extracciones de núcleos con diamantina, en los elementos estructurales de concreto del pabellón "B". Solo se verificó la uniformidad del concreto y se estimó con cierto grado de incertidumbre, la resistencia a compresión mediante ensayos no destructivos de esclerometría.

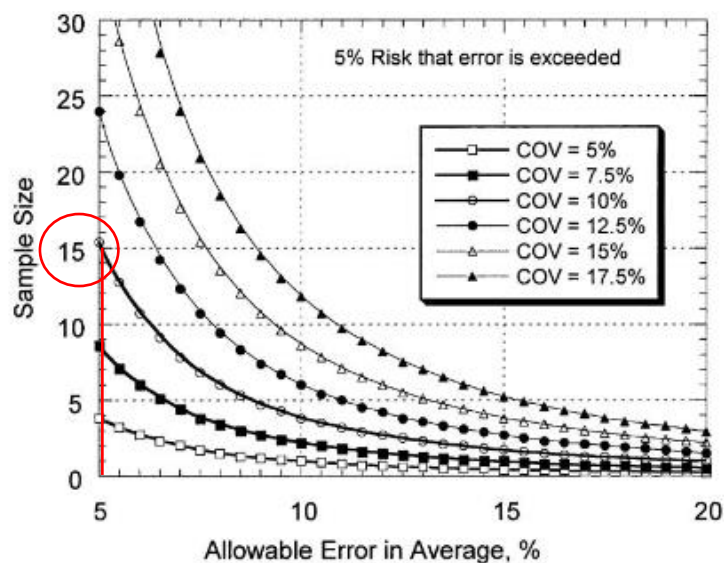
Para fijar el lugar y el número de ensayos de esclerometría, se tomó en cuenta las normas ASTM C805, ASTM C823 y ASTM E122.

- ✓ La documentación existente (planos y especificaciones técnicas) indicó que la resistencia del concreto en elementos estructurales (columnas y vigas) es de similar composición y calidad, por lo tanto, la ubicación de las muestras se distribuyó de forma aleatoria en toda el área de interés, es decir, aleatoriamente en todo el pabellón escolar “B” (ASTM C823, 2017).
- ✓ Los ensayos de esclerometría no deben realizarse en elementos de concreto que presenten barras de refuerzo con un recubrimiento menor de 0.75” (20 mm). Por esto fue necesario determinar la ubicación del refuerzo. La ubicación se pudo establecer utilizando planos estructurales, también se puede utilizar localizadores de acero (ASTM C805, 2014).
- ✓ Se tomó diez lecturas en cada área de ensayo de esclerometría. Las distancias entre los puntos de impacto y los bordes del elemento fueron de al menos 2” (50 mm) (ASTM C805, 2014).
- ✓ Se calculó el número de ensayos, utilizando el método estadístico en función del error máximo permisibles (e) y el coeficiente de variación (COV) de los resultados anticipados de la prueba (ASTM E122, 2017).
- ✓ La variabilidad de los resultados de las pruebas no se conoce de antemano, la norma indica realizar una suposición y ajustarla a medida que los resultados de las pruebas estén disponibles (ASTM E122, 2017).

Inicialmente se ha supuesto un coeficiente de variación del 10% y un error máximo permisible del 5% en las pruebas de esclerometría.

Figura 28

Tamaño de la muestra para los ensayos en el pabellón escolar “B”



La figura 28 basada en la norma ASTM E122, indica que el tamaño necesario de la muestra es de 15 ensayos. Por lo tanto, se realizaron 15 ensayos de esclerometría en componentes estructurales tales como vigas y columnas.

La obtención y el manejo de los datos obtenidos fueron realizados con el apoyo del laboratorio "GUERSAN Ingenieros S.R.L.". El informe del ensayo de esclerometría se presentó en el **Anexo N°03**.

Figura 29

Ensayo de esclerometría en columna C-1 del pabellón escolar "B"

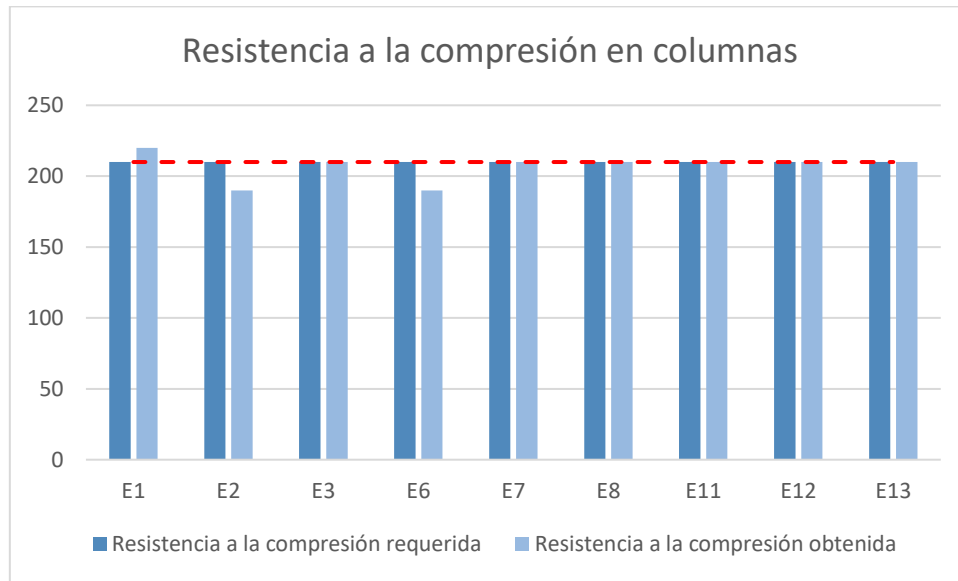


Los ensayos no destructivos de esclerometría siguieron las recomendaciones especificadas en las normas ASTM C805 y NTP 339.181.

Para cada ensayo de esclerometría se realizaron doce (12) lecturas del índice de rebote. Se obtuvo el valor promedio de los 12 índices para cada uno de los ensayos y se correlacionó mediante tablas, con la resistencia a compresión del concreto. De esta manera se estimó la resistencia a compresión del concreto en los componentes estructurales de concreto armado del pabellón escolar "B".

Figura 30

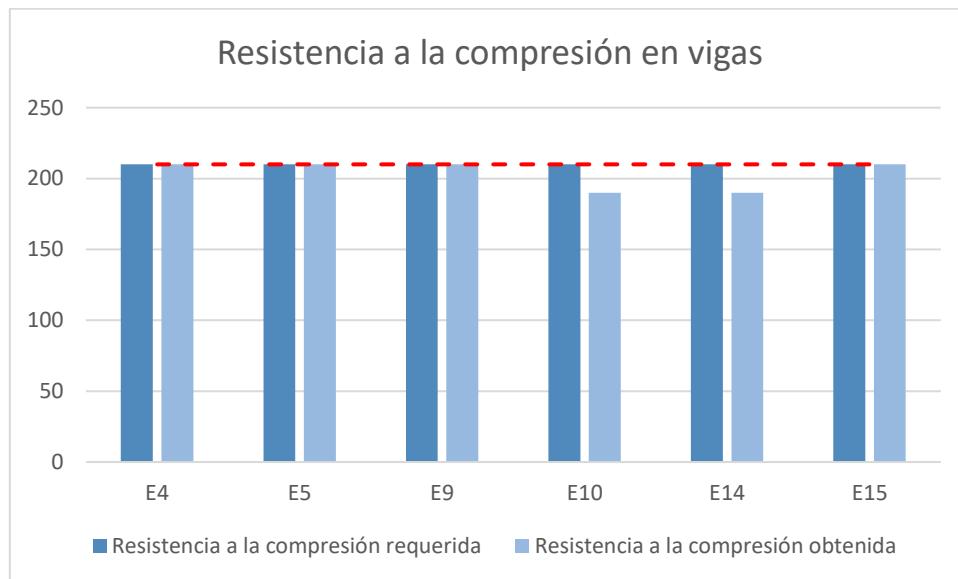
Resistencia a compresión del concreto en columnas del pabellón escolar "B"



Nota. Adaptado de *Informe de esclerometría*, por GUERSAN Ingenieros S.R.L. 2022.

Figura 31

Resistencia a compresión del concreto en vigas del pabellón escolar "B"



Nota. Adaptado de *Informe de esclerometría*, por GUERSAN Ingenieros S.R.L. 2022.

Las figuras 30 y 31 revelan que existe uniformidad en el concreto, el promedio de la resistencia a compresión obtenido es el siguiente:

$$f'c_{promedio} = 205.3 \text{ kg/cm}^2$$

3.3.3.4 FASE 4: Evaluación estructural

I. Evaluación estructural cualitativa

El pabellón escolar “B” presenta un sistema estructural de pórticos de concreto armado por lo que según ATC-21 sería una construcción tipo “C1”. La inspección visual realizada en campo constató que el edificio no presenta irregularidad en altura o en planta, que existe continuidad vertical en sus elementos resistentes a cargas laterales y que la nueva escalera está aislada.

ATC-21 considera como edificios de mediana altura a los que tienen 4 a 7 pisos, por lo que el pabellón escolar “B” encaja en esta definición. Aún no se considera que haya efectos de golpeteo, torsión y problemas de columna corta, pues todavía no se calculan los desplazamientos laterales del edificio, a pesar de ello el puntaje final para el edificio en estudio es de 1.7, por lo que sí se requiere de una evaluación detallada (Ver Anexo N.º 2)

II. Evaluación estructural detallada

La evaluación detallada consistió en determinar la capacidad de la estructura existente, a través del análisis estructural. En esta investigación, se hizo uso del análisis lineal indicado en la norma técnica E.030 (2018), pues el uso de esta norma técnica es obligatorio para el desarrollo de proyectos de reforzamiento de edificaciones existentes.

La ingeniería sismorresistente reconoce que existe una relación directa entre el daño estructural y el desplazamiento lateral de las edificaciones durante los sismos severos (Muñoz Peláez 2020).

Ante ello, el objeto del análisis estructural fue controlar los desplazamientos laterales, verificando que la estructura no sobrepase las derivas permisibles de la norma técnica E.030 vigente. Asimismo, se verificaron que los elementos estructurales cumplan los requisitos de resistencia de acuerdo con las combinaciones de carga de la norma técnica E.060 vigente. Por último, se determinaron cuantitativamente los parámetros de respuesta sísmica tales

como periodos fundamentales, cortantes basales, entre otros, que nos servirán como punto de control para comparar posteriormente con la estructura reforzada mediante distintas propuestas de reforzamiento.

Con el fin de capturar las principales características dinámicas del edificio en estudio, la norma técnica E.030 consideró los siguientes criterios.

- Las estructuras de concreto armado pueden ser analizadas considerando inercias de las secciones brutas (Art 25.2).
- Para edificios con sistemas de entrepiso que funcionan como diafragmas rígidos, se puede considerar un modelo con masas concentradas y tres grados de libertad por diafragma, consistente en dos traslaciones ortogonales en planta y una rotación alrededor del eje vertical, en cada nivel de la estructura (Art 25.3).
- La tabiquería que no esté correctamente aislada debe ser incluida en el modelo estructural (Art 25.5).
- En el caso de edificaciones de categoría A y B, se toma el 50% de la carga viva y el 25% de la carga de techo (Art 26).
- Para determinar las cargas sísmicas se permite considerar que la estructura está empotrada en la base (Art 30.2).

a. Desarrollo del modelo estructural

El modelo estructural se realiza en el software estructural Etabs v.16.2.1 y comienza definiendo la grilla. Se consideran las siguientes alturas efectivas.

Tabla 17

Alturas efectivas para cada nivel del pabellón escolar "B"

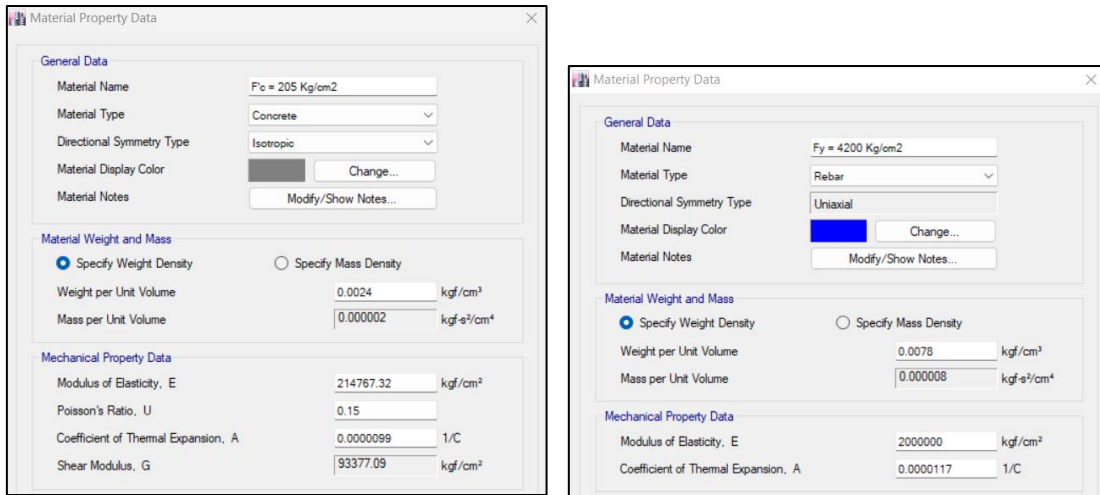
Nivel	Altura efectiva
Sótano 01	H = 3.75 m (desde la parte superior de la zapata)
Primer nivel	H = 3.05 m
Segundo nivel	H = 3.05 m
Tercer nivel	H = 3.05 m
Cuarto nivel	H = 3.05 m

Nota. Tomado de Expediente técnico "Proyecto Colegio San Fernando", 2006.

Se procede a definir los materiales según las especificaciones técnicas y los resultados de los ensayos estructurales.

Figura 32

Definición de materiales



Se definen las secciones de los componentes estructurales existentes.

Figura 33

Definición de sección de viga V 30x50

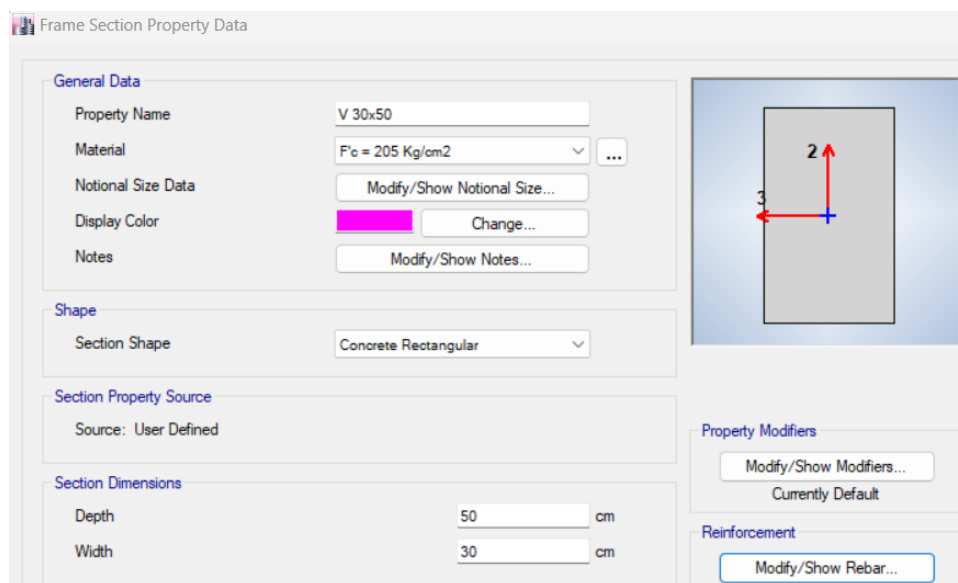
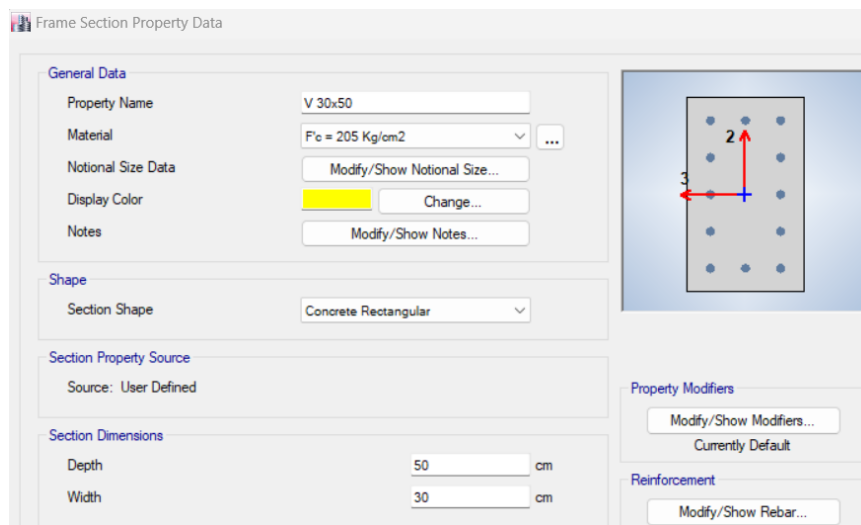


Figura 34

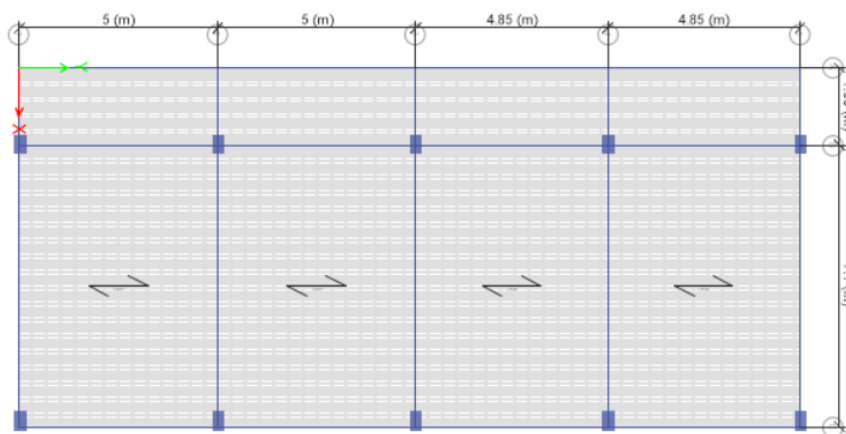
Definición de sección de columna C1 30x50



El modelo estructural emplea elementos lineales tipo “*Frame*” para representar columnas y vigas. Las losas aligeradas en una dirección se representan mediante elementos bidimensionales “*Shell thin*” del tipo “*Ribbed*”.

Figura 35

Modelo estructural en planta del pabellón escolar “B”



En esta investigación se ha optado por suponer la base del edificio empotrada, agregando restricciones en los nodos de la base. Los sistemas de piso se han considerado indeformables en su propio plano, mediante la aplicación de diafragmas rígidos al modelo. En los elementos lineales se considera el encuentro entre la viga y la columna mediante la asignación de brazos rígidos con un factor de rigidez de 0.7, asumiendo algún posible mal proceso constructivo en los nudos de pórticos.

No se consideró liberar momentos en vigas, ya que los planos de estructuras indicaron que el mayor diámetro de varillas de acero en vigas principales es de 3/4", necesitando una longitud de anclaje de 42 centímetros y estas se apoyan en columnas de 50 cm de peralte en esa dirección.

Para estimar las cargas, se tuvo en cuenta las indicaciones de la norma técnica E.020. Para el caso de cargas muertas, el software estructural realiza el cálculo del peso propio de los componentes estructurales. A esto se añade el peso de los acabados (100 Kg/m²) y el peso propio de tabiquería fija. La carga viva repartida se presenta en la siguiente tabla.

Tabla 18

Sobrecargas según el uso

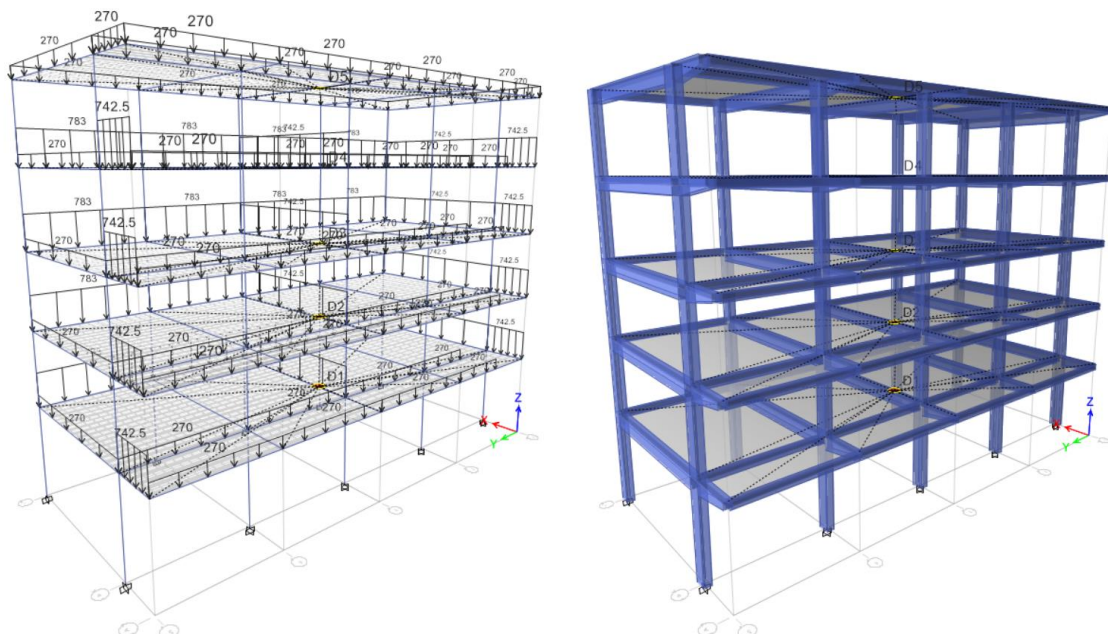
Ocupación o uso	Cargas repartidas (Kgf/m²)
Aulas	250
Corredores y escaleras	400
Techos	100

Nota. Adaptado de Norma técnica E.020 "Cargas", 2006.

El modelo estructural del pabellón escolar "B" desarrollado en el software estructural Etabs v.16.2.1 es el siguiente.

Figura 36

Vista 3D del modelo estructural del pabellón escolar "B"



b. Análisis sísmico

Los parámetros sísmicos del pabellón escolar “B” según la norma técnica E.030 se detallan en la tabla 19.

Tabla 19

Parámetros sísmicos del pabellón escolar “B” según la norma técnica E.030 (2018)

Característica	Descripción	Parámetro	Valor
Factor de zona	Distrito de Cajamarca	Zona 3 (Z3)	0.35
Factor de suelo	Suelo S2 y Zona sísmica Z3	S2	1.15
Periodo T_P	Periodo que define la plataforma del factor C	T_P	0.60
Periodo T_L	Periodo que define el inicio de la zona de desplazamiento constante del factor C	T_L	2.00
Factor de uso	Edificación Esencial A ₂	U	1.50
Factor de amplificación sísmica	Amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo	$T < T_P$	$C = 2.50$
		$T_P < T < T_L$	$C = 2.50 * (T_P/T)$
		$T > T_L$	$C = 2.50 * (T_P * T_L / T^2)$
Coficiente básico de reducción	Pórticos de concreto armado	R_0	8
Regularidad en altura	No existe irregularidad	I_A	1
Regularidad en planta	No existe irregularidad	I_P	1

El pabellón escolar “B” presenta una altura menor a 30 metros, sin embargo, cuenta con volados y grandes luces, en consecuencia, la norma técnica E.030 exige un análisis dinámico modal espectral. Se comienza utilizando el método de análisis estático o de fuerzas equivalentes para definir el valor mínimo de la fuerza cortante de diseño del método modal espectral.

Las irregularidades estructurales se determinan luego de realizar el análisis sísmico. Inicialmente, se puede suponer que el edificio no presenta irregularidades.

✓ **Análisis estático o de fuerzas equivalentes**

El cálculo de la cortante basal depende de los parámetros sísmicos de la tabla 19 y del peso sísmico.

El factor de amplificación sísmica “C” está en función del periodo fundamental de la estructura en cada dirección de análisis. Se puede estimar el periodo fundamental mediante las expresiones aproximadas indicadas en la ecuación 10.

$$T_x = T_y = \frac{h_n}{C_T} = \frac{15.95}{35} = 0.4557 \text{ s}$$

Si el periodo estimado con las expresiones aproximadas resulta muy corto a los resultados de un análisis dinámico, las fuerzas y desplazamientos resultarán injustificadamente elevados. Por ello resulta aconsejable utilizar el valor de $T_{\text{DINÁMICO}}$ obtenido con la expresión de Rayleigh o mediante un análisis modal traslacional (Muñoz Peláez 2020).

Del modelo tridimensional, desarrollado anteriormente, se obtienen los siguientes periodos fundamentales, para cada valor de excentricidad.

$$T_{x(\text{Masa } Y+)} = 1.093 \text{ s}$$

$$T_{x(\text{Masa } Y-)} = 1.112 \text{ s}$$

$$T_{y(\text{Masa } X+)} = 1.646 \text{ s}$$

$$T_{y(\text{Masa } X-)} = 1.640 \text{ s}$$

Efectivamente se verifica que el periodo del análisis dinámico es mayor que el periodo estimado con las expresiones aproximadas. La razón por la que se presentan dos periodos diferentes para cada dirección de análisis se explica más adelante en el desarrollo del análisis modal espectral.

Se obtiene el factor de amplificación sísmica “C” y el exponente “k”, para cada dirección y considerando ambos signos de excentricidad, mediante las ecuaciones 2, 3, 4, 8 y 9.

$$C_{x(Masa Y+)} = 2.5 \times \left(\frac{T_p}{T}\right) = 2.5 \times \left(\frac{0.60}{1.093}\right) = 1.3724$$

$$k_{x(Masa Y+)} = (0.75 + 0.5 T) = (0.75 + 0.5 \times 1.093) = 1.2965$$

$$C_{x(Masa Y-)} = 2.5 \times \left(\frac{T_p}{T}\right) = 2.5 \times \left(\frac{0.60}{1.112}\right) = 1.3489$$

$$k_{x(Masa Y-)} = (0.75 + 0.5 T) = (0.75 + 0.5 \times 1.112) = 1.3060$$

$$C_{y(Masa X+)} = 2.5 \times \left(\frac{T_p}{T}\right) = 2.5 \times \left(\frac{0.60}{1.646}\right) = 0.9113$$

$$k_{y(Masa X+)} = (0.75 + 0.5 T) = (0.75 + 0.5 \times 1.646) = 1.5730$$

$$C_{y(Masa X-)} = 2.5 \times \left(\frac{T_p}{T}\right) = 2.5 \times \left(\frac{0.60}{1.640}\right) = 0.9146$$

$$k_{y(Masa X-)} = (0.75 + 0.5 T) = (0.75 + 0.5 \times 1.640) = 1.5700$$

Utilizando la ecuación 5 se realiza el cálculo de la fuerza cortante basal para cada dirección y considerando cada valor de excentricidad ($\pm 0.05B$). El peso sísmico se obtuvo mediante un metrado de cargas el cual se detalla en el **Anexo N°04**.

$$P = 750.21 \text{ ton}$$

$$V_{estX(masaY+)} = \frac{0.35 \times 1.50 \times 1.3724 \times 1.15}{8} \times 750.21 \text{ ton} = 77.702 \text{ ton}$$

$$V_{estX(masaY-)} = \frac{0.35 \times 1.50 \times 1.3489 \times 1.15}{8} \times 750.21 \text{ ton} = 76.372 \text{ ton}$$

$$V_{estY(masaX+)} = \frac{0.35 \times 1.50 \times 0.9113 \times 1.15}{8} \times 750.21 \text{ ton} = 51.596 \text{ ton}$$

$$V_{estY(masaX-)} = \frac{0.35 \times 1.50 \times 0.9146 \times 1.15}{8} \times 750.21 \text{ ton} = 51.782 \text{ ton}$$

✓ Análisis dinámico modal espectral

En esta investigación, se considera la participación de 12 modos de vibración a través de vectores “*EIGEN*”. La masa sísmica se ha determinado al adicionar a la carga permanentes el 50% de la carga viva y el 25% de la carga viva de techo.

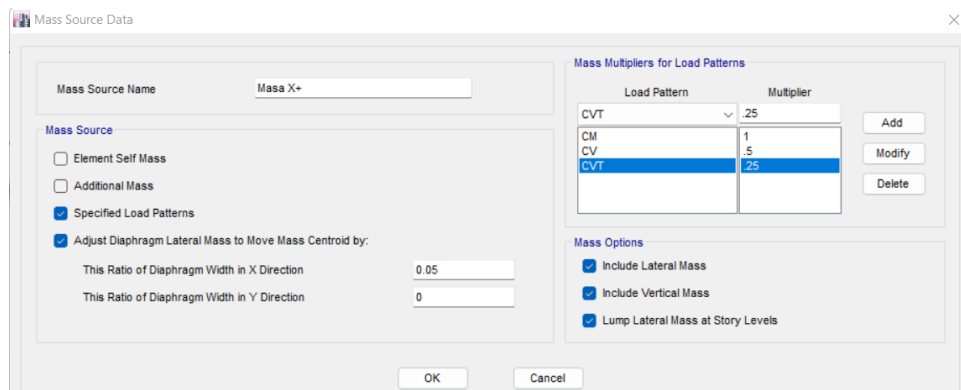
Con respecto a la excentricidad, los programas de computación permiten incorporar en un mismo modelo varios casos de ubicación del centro de masa. Para las dos direcciones ortogonales de análisis, considerando excentricidad positiva y negativa ($\pm 0.05B$) se pueden usar cuatro (04) posiciones del centro de masa (Muñoz Peláez 2020).

CSI Knowledge Base, recomienda seguir el siguiente procedimiento para realizar un análisis modal espectral legítimo que considere cuatro (04) posiciones de centro de masa (Mohamad Ali-Ahmad 2022).

En primer lugar, se definen cuatro (04) fuentes de masa, con diferentes escenarios de excentricidad accidental (Masa X+, Masa X-, Masa Y+, Masa Y-). La siguiente figura muestra el procedimiento para definir una fuente de masa con excentricidad positiva en la dirección X (Masa X+). De la misma manera se definen las demás fuentes de masa, variando la dirección y el signo de la excentricidad.

Figura 37

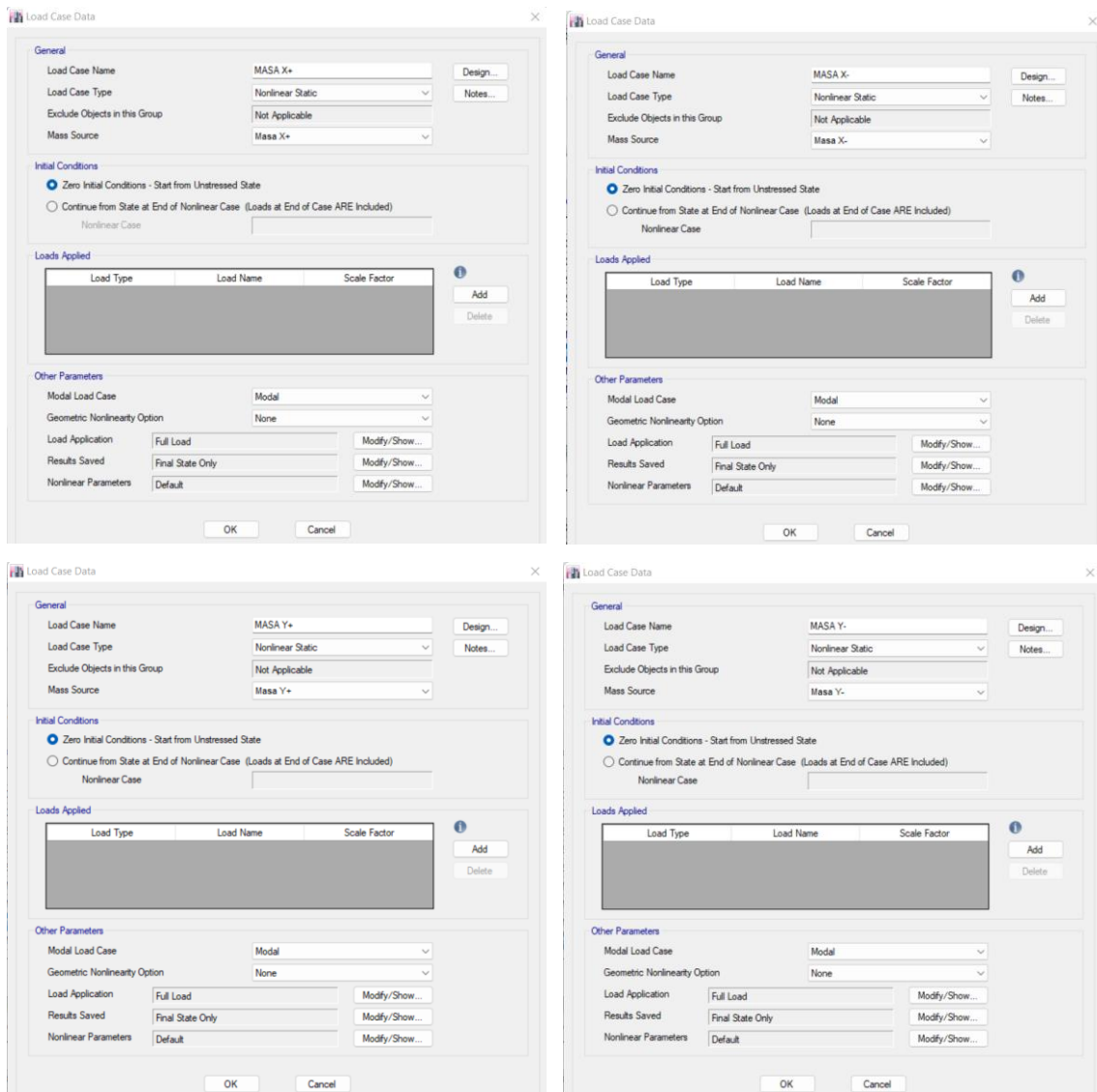
Fuente de masa considerando excentricidad positiva de 5% en dirección X



Se procede a definir 4 casos de carga estática no lineal (Masa X+, Masa X-, Masa Y+, Masa Y-), asignándole a cada uno la fuente de masa correspondiente.

Figura 38

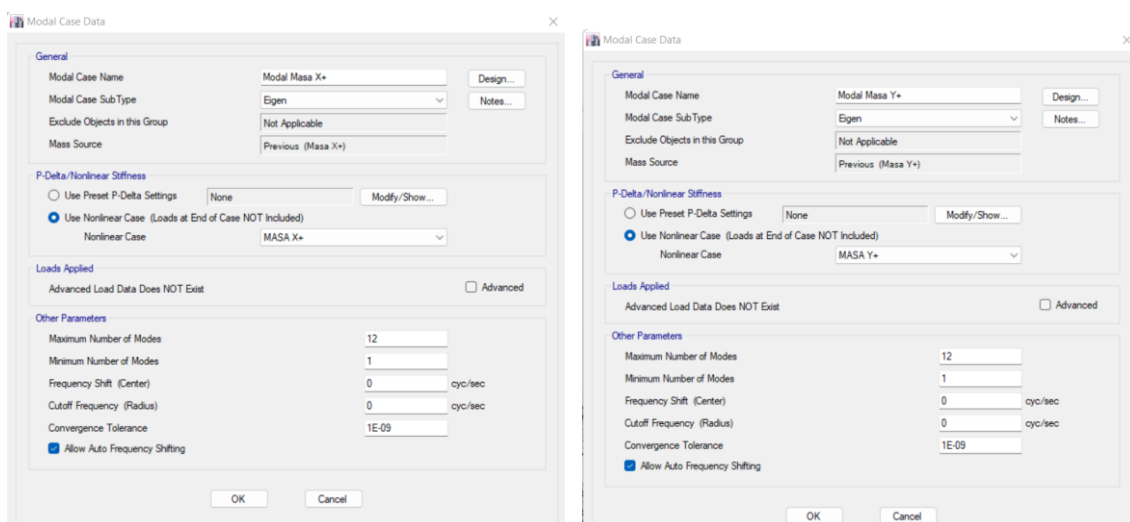
Artificio haciendo uso de la carga estática no lineal



Se definen 4 casos modales (Modal Masa X+, Modal Masa X-, Modal Masa Y+, Modal Masa Y-) asignándoles el caso de carga estática no lineal correspondiente. La figura 38 presenta la manera en que se definieron los casos modales para considerar +5% en la dirección X y +5% en la dirección Y. De igual manera se crean los otros dos casos modales, asignándoles el caso de carga no lineal según corresponda.

Figura 39

Definición de los casos modales asociados a la excentricidad de +5% en la dirección X y +5% en la dirección Y



Luego se verifica que la participación de masas para los 4 casos modales definidos sean como mínimo el 90% de la masa total del edificio. Las siguientes tablas presentan la participación de masas modales para las dos direcciones de análisis, considerando excentricidad positiva y negativa.

Tabla 20

Ratios de participación de masa modal para dirección X con excentricidad +5% (Etabs)

Case	Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
Masa Y+	1	1.641	0.0000292	0.8604	0.0000292	0.8604	0.0008	0.0008
Masa Y+	2	1.093	0.5264	0.0007	0.5264	0.8611	0.4247	0.4254
Masa Y+	3	0.988	0.3239	0.0006	0.8504	0.8617	0.4292	0.8547
Masa Y+	4	0.505	9.382E-07	0.0964	0.8504	0.958	0.0002	0.8549
Masa Y+	5	0.338	0.0618	0.0000175	0.9122	0.958	0.0497	0.9046
Masa Y+	6	0.306	0.0388	0.0000319	0.951	0.9581	0.0488	0.9535
Masa Y+	7	0.268	3.502E-06	0.0297	0.951	0.9878	0.0001	0.9536
Masa Y+	8	0.18	0.0189	0	0.9699	0.9878	0.0151	0.9687
Masa Y+	9	0.169	0.0002	0.0098	0.9701	0.9976	0.000045	0.9687
Masa Y+	10	0.164	0.0112	0.0002	0.9813	0.9977	0.015	0.9837
Masa Y+	11	0.122	4.148E-06	0.0022	0.9813	0.9999	0.000009	0.9837
Masa Y+	12	0.119	0.0071	0.0000112	0.9884	0.9999	0.0021	0.9858

La tabla 20 muestra que para la dirección X, con excentricidad +5%, se alcanza más del 90% de la suma de masas efectivas en el modo 5.

Tabla 21

Ratios de participación de masa modal para dirección X con excentricidad -5% (Etabs)

Case	Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
Masa Y-	1	1.641	0.0001	0.8604	0.0001	0.8604	0.0008	0.0008
Masa Y-	2	1.112	0.5157	0.0008	0.5158	0.8612	0.4367	0.4375
Masa Y-	3	0.971	0.3346	0.0005	0.8504	0.8617	0.4173	0.8548
Masa Y	4	0.505	1.243E-06	0.0964	0.8504	0.958	0.0002	0.855
Masa Y-	5	0.343	0.0608	0.000017	0.9112	0.958	0.0507	0.9057
Masa Y-	6	0.301	0.0398	0.000037	0.951	0.9581	0.0478	0.9535
Masa Y-	7	0.268	8.058E-06	0.0297	0.951	0.9878	0.0001	0.9537
Masa Y-	8	0.183	0.0185	0	0.9695	0.9878	0.0154	0.9691
Masa Y-	9	0.169	0.0001	0.0099	0.9696	0.9977	0.0000098	0.9691
Masa Y-	10	0.162	0.0117	0.0001	0.9813	0.9977	0.0146	0.9837
Masa Y-	11	0.122	0.000018	0.0022	0.9813	0.9999	0.0000202	0.9837
Masa Y-	12	0.121	0.0069	0.000028	0.9882	0.9999	0.0031	0.9868

Tabla 22

Ratios de participación de masa modal para dirección Y con excentricidad +5% (Etabs)

Case	Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
Masa X+	1	1.646	3.814E-06	0.857	3.814E-06	0.857	0.0119	0.0119
Masa X+	2	1.053	0.7473	0.0006	0.7473	0.8577	0.1023	0.1143
Masa X+	3	1.025	0.1031	0.0038	0.8504	0.8615	0.74	0.8543
Masa X+	4	0.506	0	0.0962	0.8504	0.9577	0.0018	0.8561
Masa X+	5	0.325	0.0874	0.0000443	0.9377	0.9578	0.0128	0.8689
Masa X+	6	0.318	0.0133	0.0003000	0.951	0.9581	0.0842	0.9531
Masa X+	7	0.268	0	0.0297	0.951	0.9877	0.0008	0.9539
Masa X+	8	0.174	0.0255	0.00003385	0.9765	0.9878	0.0046	0.9584
Masa X+	9	0.17	0.0046	0.0011	0.9811	0.9889	0.0213	0.9797
Masa X+	10	0.168	0.0002	0.0089	0.9813	0.9978	0.004	0.9837
Masa X+	11	0.122	0	0.0022	0.9813	1	0.000002	0.9837
Masa X+	12	0.118	0.0069	0	0.9882	1	0.0001	0.9839

Tabla 23

Ratios de participación de masa modal para dirección Y con excentricidad +5% (Etabs)

Case	Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
Masa X-	1	1.64	0	0.8618	0	0.8618	0.0032	0.0032
Masa X-	2	1.052	0.7652	0	0.7652	0.8618	0.0857	0.0889
Masa X-	3	1.023	0.0852	0.000001	0.8504	0.8618	0.7663	0.8552
Masa X-	4	0.505	0	0.0962	0.8504	0.9581	0.0002	0.8554
Masa X-	5	0.325	0.0911	0.0000033	0.9415	0.9581	0.0093	0.8647
Masa X-	6	0.316	0.0095	0.0000188	0.951	0.9581	0.0891	0.9538
Masa X-	7	0.268	0	0.0296	0.951	0.9877	0.0000212	0.9538
Masa X-	8	0.174	0.0275	0	0.9785	0.9877	0.0028	0.9566
Masa X-	9	0.17	0.0017	0.0041	0.9802	0.9918	0.0146	0.9711
Masa X-	10	0.169	0.0011	0.0059	0.9813	0.9977	0.0126	0.9837
Masa X-	11	0.122	0	0.0022	0.9813	0.9999	0.000035	0.9837
Masa X-	12	0.118	0.0069	9.597E-07	0.9883	0.9999	0.0001	0.9838

Una vez que se ha verificado que en el análisis modal para cada dirección de análisis se ha alcanzado más del 90% de la suma de masas efectivas, se define el espectro de diseño de pseudo aceleraciones, que depende de los parámetros sísmicos de la tabla 19, utilizando las ecuaciones (12) y (13) del marco teórico.

Figura 40

Espectro de diseño de pseudo aceleraciones para la dirección "X" y "Y" (R=8)

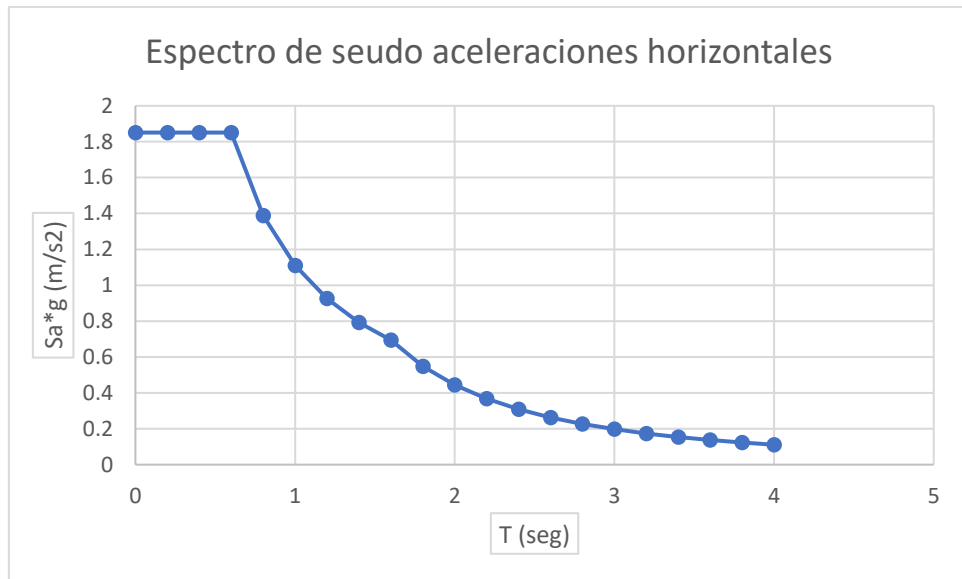
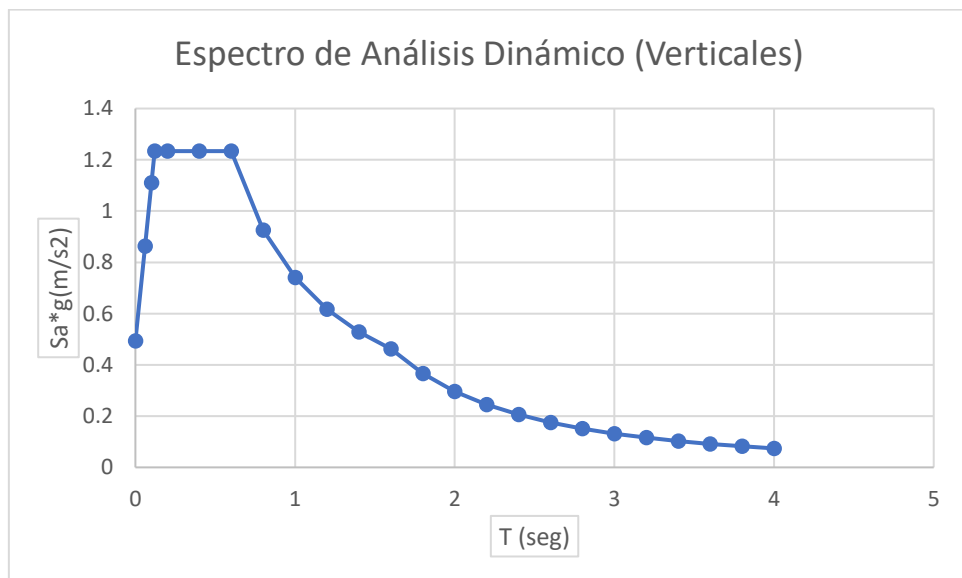


Figura 41

Espectro de diseño de pseudo aceleraciones para la dirección vertical (R=8)

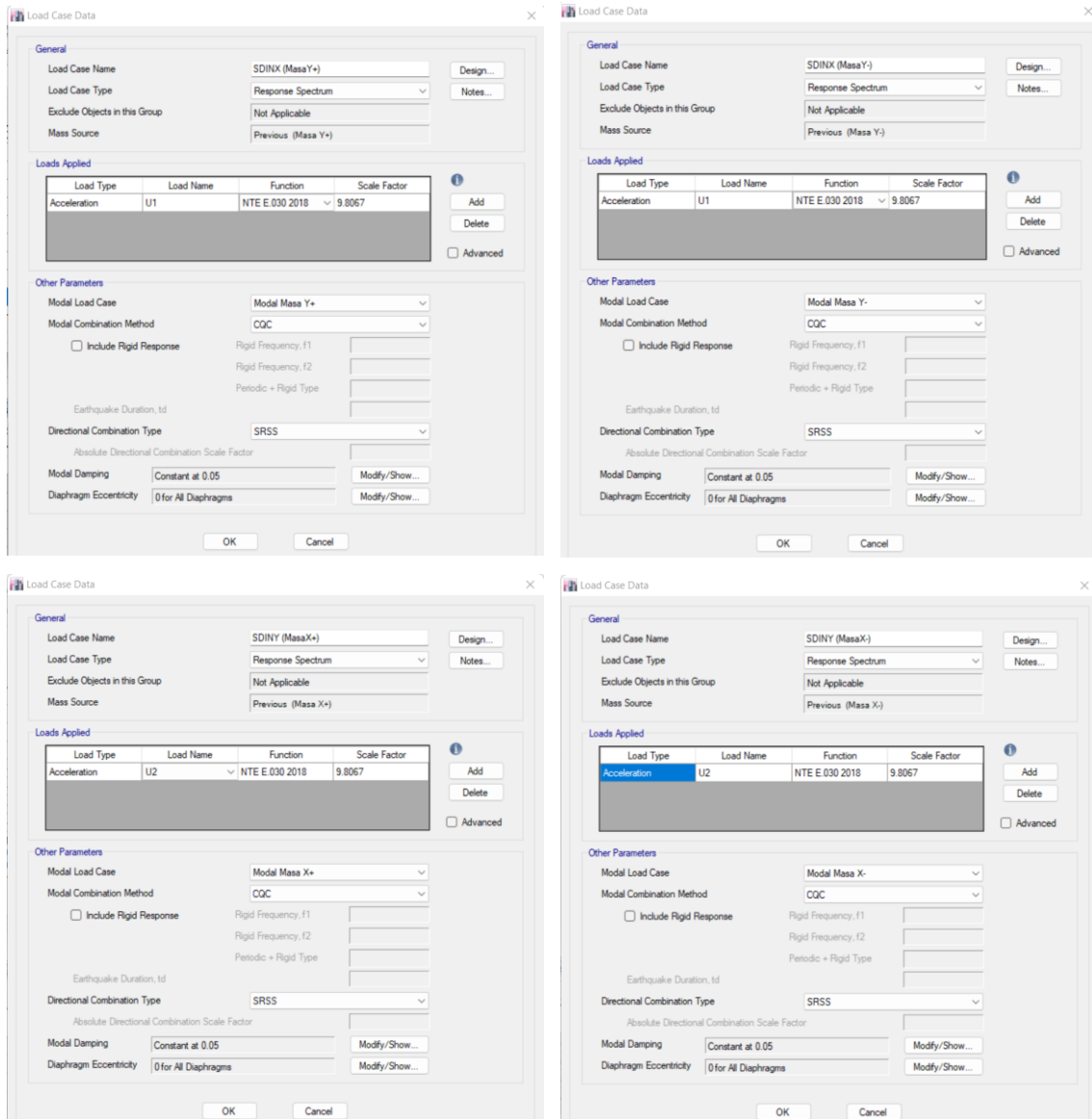


La figura 41 muestra la rampa inicial de subida desde $C=1$ hasta $C=2.15$ para periodos entre 0 y $0.2(T_P)$, indicado en la norma técnica E.030 para la aceleración vertical.

Después de definir e incorporar los espectros de diseño de seudo aceleraciones, es necesario crear los casos de carga del tipo “*Response Spectrum*” para cada excentricidad considerada: SDINX (Masa Y+), SDINX (Masa Y-), SDINY (Masa X+) y SDINY (Masa X-).

Figura 42

Definición de casos de carga espectrales asociados a las fuentes de masa



La cortante basal, obtenida del análisis modal espectral, debe ser como mínimo el 80% o 90% del valor obtenido con el método estático. Solo es necesario escalar las fuerzas internas, mas no los desplazamientos, ya que este es un requisito de resistencia lateral mínima y no de rigidez (Muñoz Peláez 2020).

Inicialmente se considera que la estructura es regular y se verificará esto más adelante.

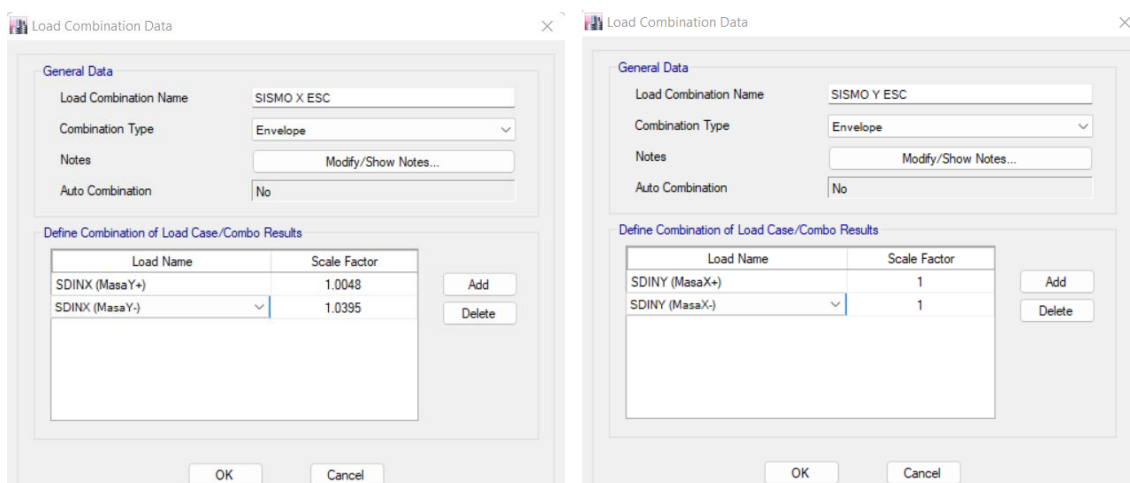
Tabla 24
Verificación de la cortante dinámica mínima

Dirección	V. Estática (ton)	V. Dinámica (ton)	V. mínima (80% V.E.)	% Alcanzado	Factor de escala
X (Masa Y+)	77.702	61.865	62.1616	99.523%	1.0048
X (Masa Y-)	76.372	58.775	61.0976	96.199%	1.0395
Y (Masa X+)	51.596	46.938	41.278	113.712%	No escalar
Y (Masa Y-)	51.782	47.327	41.4256	114.246%	No escalar

Finalmente, se define la envolvente para la fuerza sísmica de diseño escalada, para cada dirección de análisis.

Figura 43

Combinación envolvente del sismo dinámico escalado, para cada dirección de análisis



Las fuerzas cortantes de diseño, del análisis dinámico modal espectral que actúan en cada nivel se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 25

Distribución en altura, de fuerzas cortantes del análisis modal espectral

Nivel	Altura (h)	$F_{iSISMO X-X}$ (ton)	$F_{iSISMO Y-Y}$ (ton)
Azotea	15.95	16.6357	14.6606
Cuarto Nivel	12.90	33.7159	26.9640
Tercer Nivel	9.85	46.5188	34.9386
Segundo Nivel	6.80	56.1462	41.7232
Primer Nivel	3.75	62.1620	47.3270

c. Resultados de la evaluación detallada

En base a las fuerzas sísmicas de diseño, obtenidas del análisis dinámico modal espectral, se determinan las irregularidades estructurales, desplazamientos laterales, resistencia en vigas y en columnas, estabilidad de componentes no estructurales, entre otros, para el pabellón “B” y se contrastan los resultados con los lineamientos del Reglamento Nacional de Edificaciones.

✓ **Irregularidad estructural en planta**

Como irregularidades estructurales en planta, la norma técnica E.030 considera los casos de torsión, esquinas entrantes, discontinuidad de los diafragmas y ejes sismorresistentes no paralelos (Muñoz P. 2020).

Tabla 26

Verificación de la irregularidad torsional

Criterio	Dirección X		Dirección Y	
	$\Delta_{m\acute{a}x}/h_i > 0.0035$	$\Delta_{m\acute{a}x}/\Delta_{prom} > 1.3$	$\Delta_{m\acute{a}x}/h_i > 0.0035$	$\Delta_{m\acute{a}x}/\Delta_{prom} > 1.3$
Primer nivel	$\Delta_{m\acute{a}x}/h_i = 0.01854$	$\frac{0.01854}{0.01545} = 1.200$	$\Delta_{m\acute{a}x}/h_i = 0.02559$	$\frac{0.02259}{0.02208} = 1.023$
Segundo nivel	$\Delta_{m\acute{a}x}/h_i = 0.2436$	$\frac{0.02436}{0.02039} = 1.195$	$\Delta_{m\acute{a}x}/h_i = 0.03268$	$\frac{0.03268}{0.03130} = 1.044$
Tercer nivel	$\Delta_{m\acute{a}x}/h_i = 0.02131$	$\frac{0.02132}{0.01789} = 1.192$	$\Delta_{m\acute{a}x}/h_i = 0.02835$	$\frac{0.02835}{0.02705} = 1.048$
Cuarto Nivel	$\Delta_{m\acute{a}x}/h_i = 0.01593$	$\frac{0.01593}{0.01338} = 1.191$	$\Delta_{m\acute{a}x}/h_i = 0.02162$	$\frac{0.02162}{0.02061} = 1.049$
Azotea	$\Delta_{m\acute{a}x}/h_i = 0.00972$	$\frac{0.00972}{0.00820} = 1.186$	$\Delta_{m\acute{a}x}/h_i = 0.01349$	$\frac{0.01349}{0.01280} = 1.054$
Condición	APLICA	REGULAR	APLICA	REGULAR

La tabla 26 muestra que el pabellón escolar en estudio no presenta irregularidad torsional para ninguna de las direcciones de análisis.

Los planos existentes y la verificación en campo dan a conocer que el pabellón en estudio no presenta irregularidad de esquinas entrantes, ni discontinuidad del diafragma, ni irregularidad de sistemas no paralelos. Por tanto, el pabellón escolar “B” presenta regularidad estructural en planta para ambas direcciones.

$$I_P = 1$$

✓ **Irregularidad estructural en altura**

Con respecto a la irregularidad estructural en altura, la norma técnica E.030 considera el cambio de un entrepiso a otro en la rigidez, la resistencia, la masa, las dimensiones en planta y la discontinuidad de los elementos verticales (Muñoz Peláez 2020).

Tabla 27

Verificación de la irregularidad de rigidez o piso blando

Criterio	Dirección X		Dirección Y	
	$K_i > 0.7K_{i+1}$	$K_i < 0.8 \frac{\sum_{n=1}^3 (K_{i+n})}{3}$	$K_i > 0.7K_{i+1}$	$K_i < 0.8 \frac{\sum_{n=1}^3 (K_{i+n})}{3}$
Entrepiso				
Primer nivel	$K_i = 60.856$	$K_i < 48.817 \text{ ton/cm}$	$K_i = 30.028$	$K_i < 25.585 \text{ ton/cm}$
Segundo nivel	$K_i = 51.200$	$K_i < 44.316 \text{ ton/cm}$	$K_i = 25.995$	$K_i < 24.400 \text{ ton/cm}$
Tercer nivel	$K_i = 48.378$		$K_i = 25.198$	
Cuarto Nivel	$K_i = 46.872$		$K_i = 25.561$	
Azotea	$K_i = 37.699$		$K_i = 22.442$	
Condición	REGULAR	REGULAR	REGULAR	REGULAR

Con la tabla 27 se verifica que el pabellón escolar “B” no presenta irregularidad de rigidez para ninguna de las direcciones de análisis.

Para la verificación de irregularidad de resistencia se considera la capacidad resistente al corte de los elementos estructurales verticales de concreto armado de cada entrepiso, con la siguiente ecuación.

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d \quad \dots \quad (\text{Ecuación 39})$$

Tabla 28

Verificación de la irregularidad de resistencia o piso débil

Criterio	Dirección X		Dirección Y	
Nivel	Vn_i	$Vn_i \leq 0.8Vn_{i+1}$	Vn_i	$Vn_i \leq 0.8Vn_{i+1}$
1° Nivel	$Vn_i = 101.382 \text{ ton}$	$Vn_i \leq 81.106 \text{ ton}$	$Vn_i = 99.846 \text{ ton}$	$Vn_i \leq 79.877 \text{ ton}$
2° Nivel	$Vn_i = 101.382 \text{ ton}$	$Vn_i \leq 81.106 \text{ ton}$	$Vn_i = 99.846 \text{ ton}$	$Vn_i \leq 79.877 \text{ ton}$
3° nivel	$Vn_i = 101.382 \text{ ton}$	$Vn_i \leq 81.106 \text{ ton}$	$Vn_i = 99.846 \text{ ton}$	$Vn_i \leq 79.877 \text{ ton}$
4° Nivel	$Vn_i = 101.382 \text{ ton}$	$Vn_i \leq 81.106 \text{ ton}$	$Vn_i = 99.846 \text{ ton}$	$Vn_i \leq 79.877 \text{ ton}$
Azotea	$Vn_i = 101.382 \text{ ton}$		$Vn_i = 99.846 \text{ ton}$	
Condición	REGULAR		REGULAR	

La tabla 28 muestra que el pabellón “B” no presenta irregularidad de resistencia o piso débil para ninguna de las direcciones de análisis.

La irregularidad de masa o de peso tiene en cuenta el metrado de cargas realizado en Anexo N.º 4.

Tabla 29

Verificación de la irregularidad de masa o peso

Nivel	Peso sísmico (ton)	$W_i < 1.5(W_{i+1})$
1° Nivel	159.1123	$W_i < 238.668 \text{ ton}$
2° Nivel	159.1123	$W_i < 238.668 \text{ ton}$
3° Nivel	159.1123	$W_i < 238.668 \text{ ton}$
4° Nivel	159.1123	$W_i < 238.668 \text{ ton}$
Azotea	82.1002	No aplica
Condición	REGULAR	

Los planos existentes y la verificación en campo dan a conocer que el pabellón escolar en estudio no muestra reducción en altura de la dimensión en planta, ni discontinuidad en los elementos verticales resistentes. Por tanto, el pabellón escolar “B” presenta regularidad estructural en altura para ambas direcciones.

$$I_A = 1$$

✓ **Desplazamientos laterales**

Dado que el pabellón escolar “B” presenta regularidad estructural, se calculan los desplazamientos laterales multiplicando los resultados obtenidos del análisis lineal elástico por 0.75 R. Los desplazamientos amplificados se interpretan como los desplazamientos laterales que tendría el pabellón en un sismo severo, en el cual se espera comportamiento inelástico (Muñoz Peláez 2020).

Tabla 30

Desplazamientos y derivas de entrepiso según análisis sísmico modal espectral en dirección X

Nivel	Desplaza. elástico	Desplaza. inelástico	Deriva elástica	Deriva inelástica	Deriva permisible	Condición
1° Nivel	1.1590 cm	6.9540 cm	0.00309	0.01854	0.007	No cumple
2° Nivel	1.2382 cm	7.4298 cm	0.00406	0.02436	0.007	No cumple
3° Nivel	1.0835 cm	6.5010 cm	0.00355	0.02131	0.007	No cumple
4° Nivel	0.8096 cm	4.8576 cm	0.00265	0.01593	0.007	No cumple
5° Nivel	0.4946 cm	2.9676 cm	0.00162	0.00972	0.007	No cumple

Tabla 31

Desplazamientos y derivas de entrepiso según análisis sísmico modal espectral en dirección Y

Nivel	Desplaza. elástico	Desplaza. inelástico	Deriva elástica	Deriva inelástica	Deriva permisible	Condición
1° Nivel	1.5992 cm	9.5952 cm	0.00426	0.02559	0.007	No cumple
2° Nivel	1.6612 cm	9.9672 cm	0.00545	0.03268	0.007	No cumple
3° Nivel	1.4412 cm	8.6472 cm	0.00473	0.02835	0.007	No cumple
4° Nivel	1.0992 cm	6.5952 cm	0.00360	0.02162	0.007	No cumple
5° Nivel	0.6855 cm	4.1130 cm	0.00225	0.01349	0.007	No cumple

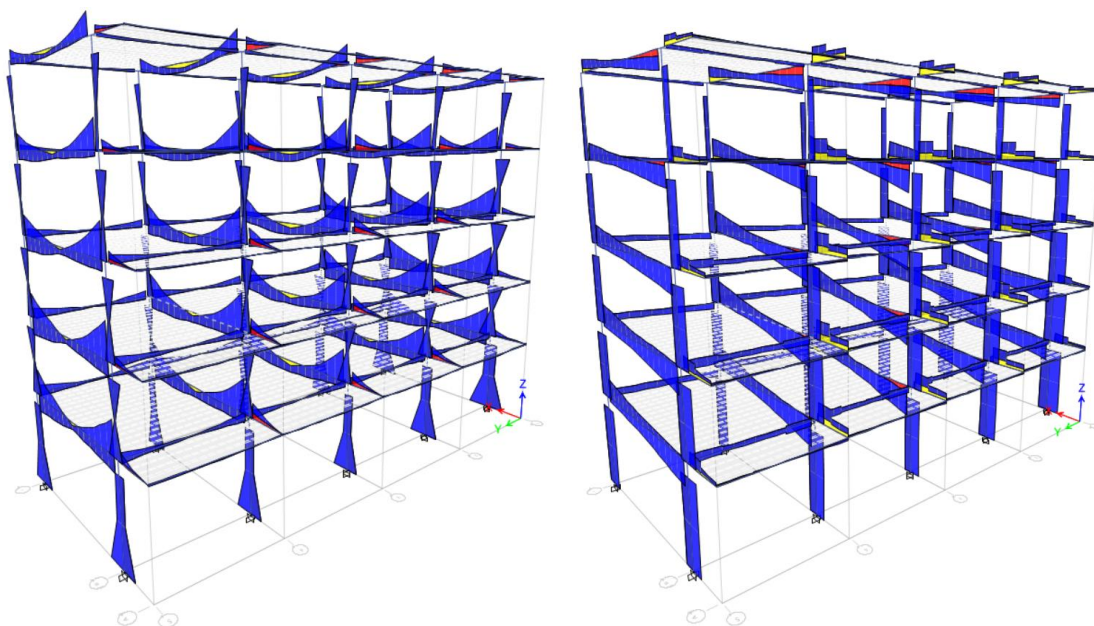
Con las tablas 30 y 31 se verifica que, las derivas inelásticas del pabellón escolar “B” sobrepasan la deriva permisible para el concreto armado en todos los entrepisos y en ambas direcciones de análisis.

✓ Verificación de resistencia en vigas

La norma técnica de concreto armado E.060 (2009) indica que las vigas deben disponer de una adecuada sección y refuerzo de acero para resistir como mínimo la envolvente de las combinaciones de carga indicadas en las ecuaciones (17), (18) y (19).

Figura 44

Diagrama momento flector M33 y fuerza cortante V22 para la envolvente de las combinaciones de carga, en componentes estructurales del pabellón "B"



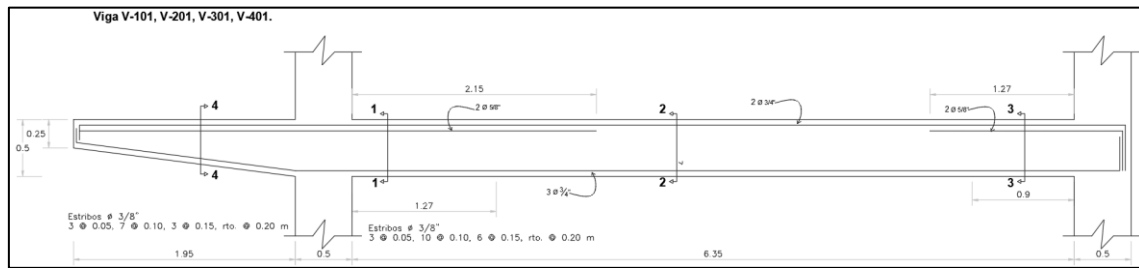
Una vez que se ha determinado el momento flector actuante, se puede calcular el área de acero que requiere una viga simplemente reforzada, controlada por falla dúctil, utilizando la ecuación (40). También es posible despejar el momento resistente, si se conoce el área de acero de refuerzo existente.

$$A_s = \frac{0.85 \times f'_c \times b \times d}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times M_u}{\phi \times 0.85 \times f'_c \times b \times d^2}} \right] \dots \text{Ecuación (40)}$$

Las tablas 32, 33 y 34 presentan la comparación entre el máximo momento actuante del análisis estructural (M_u) y el momento resistente de las vigas (ϕM_n) del pabellón "B", según su sección y refuerzo indicado en los planos de estructuras (Ver: Anexo N.º 01).

Figura 45

Vista en elevación de las vigas principales del pabellón escolar "B"



Nota. Tomado de Expediente técnico "Proyecto Colegio San Fernando", 2006.

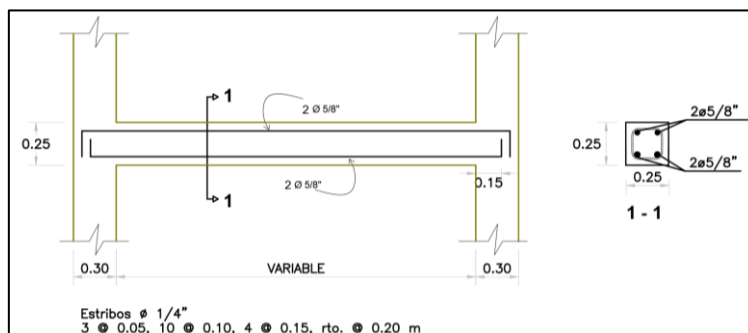
Tabla 32

Verificación de la resistencia a flexión en vigas principales

Viga	Tramo Izquierdo		Mu < Ø Mn	Tramo Central		Mu < Ø Mn	Tramo Derecho		Mu < Ø Mn
	Mu (ton)	Ø Mn (ton)		Mu (ton)	Ø Mn (ton)		Mu (ton)	Ø Mn (ton)	
1° Nivel									
V- 101	-34.942	-14.061	No	8.100	11.889	Ok	-28.542	-12.243	No
V- 102	-34.411	-23.306	No	13.296	20.690	Ok	-26.897	-20.690	No
V- 103	-34.895	-22.167	No	12.632	19.600	Ok	-27.386	-20.308	No
V- 104	-33.864	-23.306	No	10.151	20.690	Ok	-26.062	-20.690	No
V- 105	-31.851	-14.061	No	6.438	11.889	Ok	-24.700	-12.243	No
2° Nivel									
V- 101	-35.228	-14.061	No	7.735	11.889	Ok	-27.106	-12.243	No
V- 102	-34.589	-23.306	No	10.066	20.690	Ok	-26.015	-20.690	No
V- 103	-35.418	-22.167	No	12.119	19.600	Ok	-26.720	-20.308	No
V- 104	-34.132	-23.306	No	9.785	20.690	Ok	-25.169	-20.690	No
V- 105	-32.203	-14.061	No	6.178	11.889	Ok	-23.256	-12.243	No
3° Nivel									
V- 101	-31.310	-14.061	No	7.838	11.889	Ok	-22.910	-12.243	No
V- 102	-31.449	-23.306	No	10.193	20.690	Ok	-22.645	-20.690	No
V- 103	-32.708	-22.167	No	12.254	19.600	Ok	-23.779	-20.308	No
V- 104	-31.084	-23.306	No	9.910	20.690	Ok	-21.888	-20.690	No
V- 105	-28.598	-14.061	No	6.276	11.889	Ok	-19.389	-12.243	No
4° Nivel									
V- 101	-26.009	-14.061	No	7.786	11.889	Ok	-17.565	-12.243	No
V- 102	-27.148	-23.306	No	10.069	20.690	Ok	-18.625	-20.690	Ok
V- 103	-28.914	-22.167	No	12.221	19.600	Ok	-20.255	-20.308	Ok
V- 104	-26.872	-23.306	No	9.780	20.690	Ok	-18.008	-20.690	Ok
V- 105	-23.721	-14.061	No	6.138	11.889	Ok	-14.592	-12.243	No
Azotea									
V- 101	-3.132	-12.243	No	0.630	8.323	Ok	-9.269	-8.323	No
V- 102	-3.177	-17.034	No	0.622	14.683	Ok	-11.349	-11.899	Ok
V- 103	-3.073	-17.034	No	0.572	13.138	Ok	-10.716	-14.684	Ok
V- 104	1.790	-17.034	No	0.504	14.683	Ok	-11.028	-11.899	Ok
V- 105		-14.061	No		11.889	Ok	-8.777	-8.323	No

Figura 46

Vista en elevación de la viga secundaria V-A1 del pabellón escolar "B"



Nota. Tomado de Expediente técnico "Proyecto Colegio San Fernando", 2006.

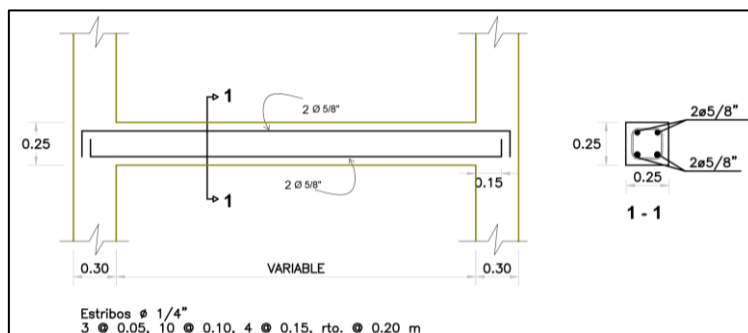
Tabla 33

Verificación de la resistencia a flexión en vigas secundarias V-A1

Viga	Tramo Izquierdo		$Mu < \phi Mn$	Tramo Central		$Mu < \phi Mn$	Tramo Derecho		$Mu < \phi Mn$
	Mu (ton)	ϕMn (ton)		Mu (ton)	ϕMn (ton)		Mu (ton)	ϕMn (ton)	
1° Nivel									
V-A1 (1-2)	-4.851	-3.103	No	0.711	3.103	Ok	-4.896	-3.103	No
V-A1 (2-3)	-4.779	-3.103	No	0.615	3.103	Ok	-4.699	-3.103	No
V-A1(3-4)	-4.764	-3.103	No	0.561	3.103	Ok	-4.790	-3.103	No
V-A1 (4-5)	-5.012	-3.103	No	0.673	3.103	Ok	-5.086	-3.103	No
2° Nivel									
V-A1 (1-2)	-4.727	-3.103	No	0.651	3.103	Ok	-4.629	-3.103	No
V-A1 (2-3)	-4.715	-3.103	No	0.619	3.103	Ok	-4.612	-3.103	No
V-A1(3-4)	-4.680	-3.103	No	0.569	3.103	Ok	-4.717	-3.103	No
V-A1 (4-5)	-4.758	-3.103	No	0.648	3.103	Ok	-4.960	-3.103	No
3° Nivel									
V-A1 (1-2)	-4.028	-3.103	No	0.639	3.103	Ok	-3.861	-3.103	No
V-A1 (2-3)	-4.029	-3.103	No	0.621	3.103	Ok	-3.911	-3.103	No
V-A1(3-4)	-3.960	-3.103	No	0.571	3.103	Ok	-4.001	-3.103	No
V-A1 (4-5)	-3.969	-3.103	No	0.657	3.103	Ok	-4.236	-3.103	No
4° Nivel									
V-A1 (1-2)	-3.132	-3.103	No	0.630	3.103	Ok	-2.902	-3.103	Ok
V-A1 (2-3)	-3.177	-3.103	No	0.622	3.103	Ok	-3.051	-3.103	Ok
V-A1(3-4)	-3.073	-3.103	Ok	0.572	3.103	Ok	-3.136	-3.103	No
V-A1 (4-5)	-2.984	-3.103	Ok	0.652	3.103	Ok	-3.320	-3.103	No
Azotea									
V-A1 (1-2)	-1.828	-3.103	Ok	0.461	3.103	Ok	-1.713	-3.103	Ok
V-A1 (2-3)	-1.952	-3.103	Ok	0.460	3.103	Ok	-1.863	-3.103	Ok
V-A1(3-4)	-1.868	-3.103	Ok	0.425	3.103	Ok	-1.909	-3.103	Ok
V-A1 (4-5)	-1.790	-3.103	Ok	0.504	3.103	Ok	-2.005	-3.103	Ok

Figura 47

Vista en corte y elevación de la viga secundaria V-A2 del pabellón escolar "B"



Nota. Tomado de Expediente técnico "Proyecto Colegio San Fernando", 2006.

Tabla 34

Verificación de la resistencia a flexión en vigas secundarias V-A2

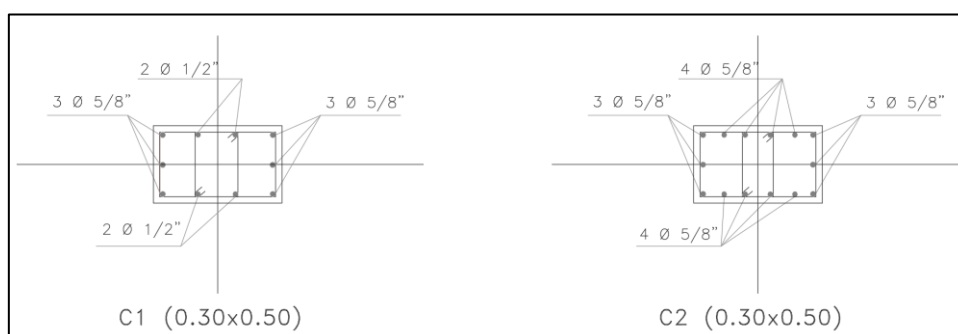
Viga	Tramo Izquierdo		$M_u < \phi M_n$	Tramo Central		$M_u < \phi M_n$	Tramo Derecho		$M_u < \phi M_n$
	Mu (ton)	ϕM_n (ton)		Mu (ton)	ϕM_n (ton)		Mu (ton)	ϕM_n (ton)	
1° Nivel									
V-A2 (1-2)	-6.668	-3.103	No	1.296	3.103	Ok	-6.648	-3.103	No
V-A2 (2-3)	-6.501	-3.103	No	1.251	3.103	Ok	-6.448	-3.103	No
V-A2(3-4)	-6.453	-3.103	No	1.169	3.103	Ok	-6.489	-3.103	No
V-A2 (4-5)	-6.612	-3.103	No	1.218	3.103	Ok	-6.689	-3.103	No
2° Nivel									
V-A2 (1-2)	-6.346	-3.103	No	1.275	3.103	Ok	-6.225	-3.103	No
V-A2 (2-3)	-6.236	-3.103	No	1.252	3.103	Ok	-6.162	-3.103	No
V-A2(3-4)	-6.151	-3.103	No	1.172	3.103	Ok	-6.230	-3.103	No
V-A2 (4-5)	-6.179	-3.103	No	1.197	3.103	Ok	-6.371	-3.103	No
3° Nivel									
V-A2 (1-2)	-5.662	-3.103	No	1.280	3.103	Ok	-5.469	-3.103	No
V-A2 (2-3)	-5.514	-3.103	No	1.252	3.103	Ok	-5.420	-3.103	No
V-A2(3-4)	-5.386	-3.103	No	1.172	3.103	Ok	-5.484	-3.103	No
V-A2 (4-5)	-5.394	-3.103	No	1.202	3.103	Ok	-5.627	-3.103	No
4° Nivel									
V-A2 (1-2)	-4.569	-3.103	No	1.281	3.103	Ok	-4.410	-3.103	No
V-A2 (2-3)	-4.530	-3.103	No	1.252	3.103	Ok	-4.416	-3.103	No
V-A2(3-4)	-4.359	-3.103	No	1.172	3.103	Ok	-4.465	-3.103	No
V-A2 (4-5)	-4.311	-3.103	No	1.203	3.103	Ok	-4.540	-3.103	No
Azotea									
V-A2 (1-2)	-2.437	-3.103	Ok	0.584	3.103	Ok	-2.226	-3.103	Ok
V-A2 (2-3)	-2.341	-3.103	Ok	0.568	3.103	Ok	-2.233	-3.103	Ok
V-A2(3-4)	-2.220	-3.103	Ok	0.532	3.103	Ok	-2.308	-3.103	Ok
V-A2 (4-5)	-2.178	-3.103	Ok	0.549	3.103	Ok	-2.435	-3.103	Ok

✓ **Verificación de resistencia en columnas**

Se realiza el diagrama de interacción para las columnas del pabellón escolar “B”. Los planos de estructuras (**Ver Anexo N°01**) indican que el pabellón presenta dos tipos de columnas.

Figura 48

Columnas C-1 y C-2 del pabellón escolar “B”



Nota. Tomado de Expediente técnico “Colegio San Fernando”, 2006

Las tablas 35 y 36 presentan los valores de carga axial y momento flector, que actúan en el primer nivel y las combinaciones indicadas en ecuaciones 17, 18 y 19 para las columnas C-1 y C-2 más cargadas (representativas) del pabellón escolar en estudio.

La columna C-1 más cargada según el análisis dinámico modal espectral, se encuentra en la intersección de los ejes B-B y 1-1 y presenta los siguientes valores de carga axial y momento flector.

Tabla 35

Carga axial y momento flector en columna C-1 más cargada del primer nivel

1° Nivel	Dirección X		Dirección Y	
Combinación	Axial (ton)	Momento (ton-m)	Axial (ton)	Momento (ton-m)
CM	63.3008	-1.9414	63.3008	-1.9414
CV	19.2193	-0.8153	19.2193	-0.8153
S	20.6306	22.9749	16.6976	11.3063
1.4 CM + 1.7 CV	121.2939	-4.1040	121.2939	-4.1040
1.25 (CM + CV) + S	123.7807	19.5290	119.8477	7.8604
1.25 (CM + CV) - S	82.5195	-26.4208	86.4525	-14.7456
0.9 CM + S	77.6013	21.2276	73.6583	9.5590
0.9 CM - S	36.3401	-24.7722	40.2831	-13.0536

La columna C-2 más cargada según el análisis dinámico modal espectral, se encuentra en la intersección de los ejes B-B y 3-3 y presenta los siguientes valores de carga axial y momento flector.

Tabla 36

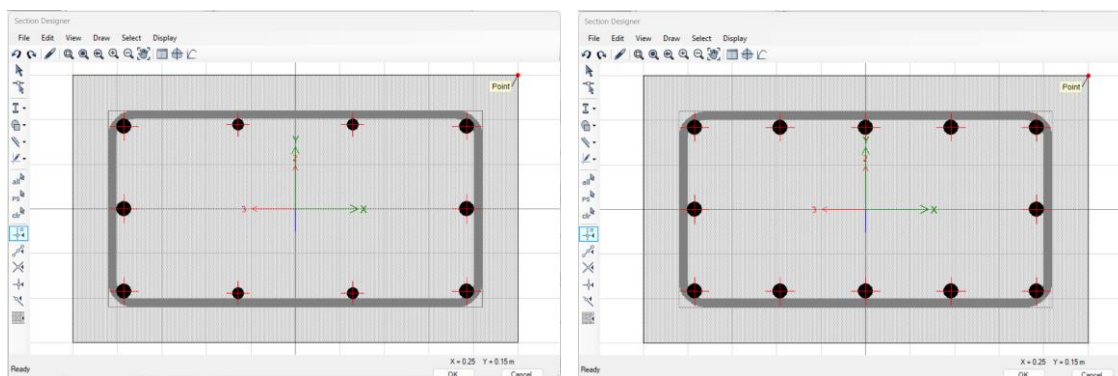
Carga axial y momento flector actuante en la columna C-2 más cargada del primer nivel

1° Nivel	Dirección X		Dirección Y	
	Axial (ton)	Momento (ton-m)	Axial (ton)	Momento (ton-m)
Combinación				
CM	94.2855	-2.1004	94.2855	-2.1004
CV	37.0394	-0.9501	37.0394	-0.9501
S	15.7677	15.4968	0.6487	0.1575
1.4 CM + 1.7 CV	194.9667	-4.5557	194.9667	-4.5557
1.25 (CM + CV) + S	179.9238	11.6837	164.8048	-3.6556
1.25 (CM + CV) - S	148.3884	-19.3099	163.5074	-3.9706
0.9 CM + S	100.6247	13.6064	85.5057	-1.7329
0.9 CM - S	69.0893	-17.3872	84.2083	-2.0479

Se verifica que P_U y M_U , de cada combinación de carga, ocurriendo simultáneamente, caigan dentro del diagrama de interacción. Para la elaboración del diagrama de interacción se ha utilizado la herramienta “Section Designer” del software estructural Etabs.

Figura 49

Definición de columnas C-1 y C-2 en la herramienta “Section Designer”



Se obtienen los siguientes de diagramas de interacción para cada columna y para cada dirección de análisis.

Figura 50

Diagramas de interacción para la columna C-1

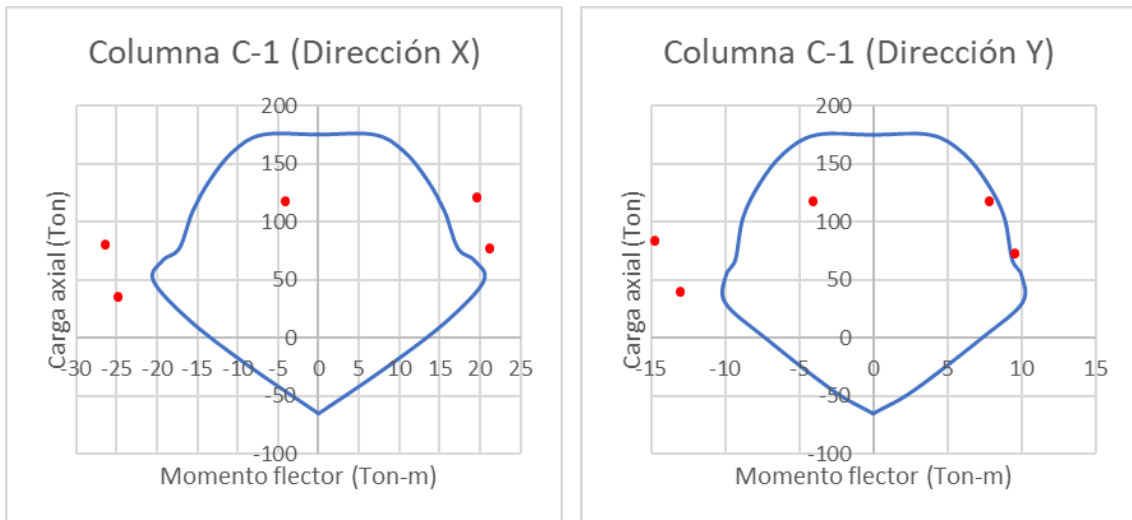
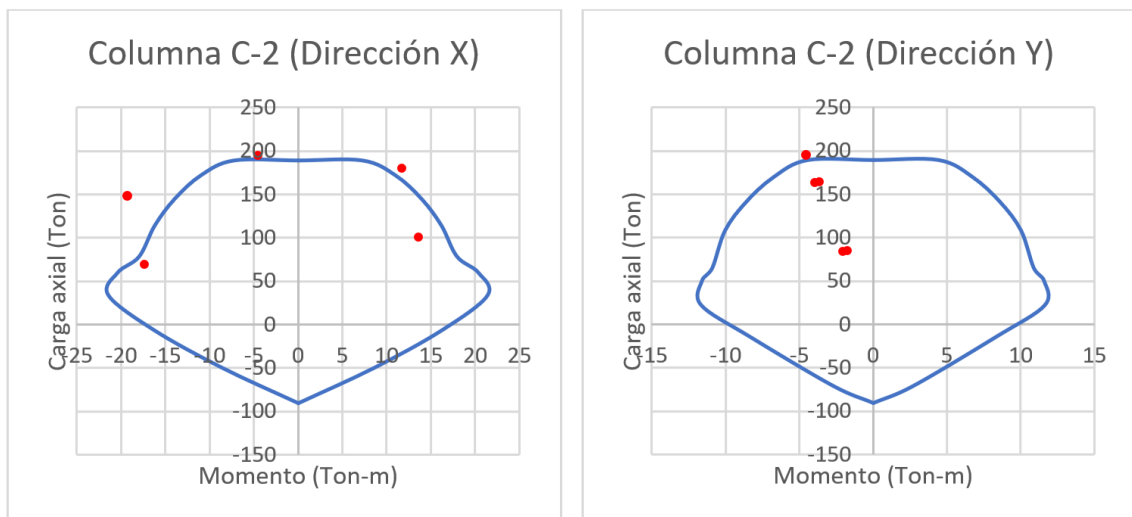


Figura 51

Diagramas de interacción para la columna C-2



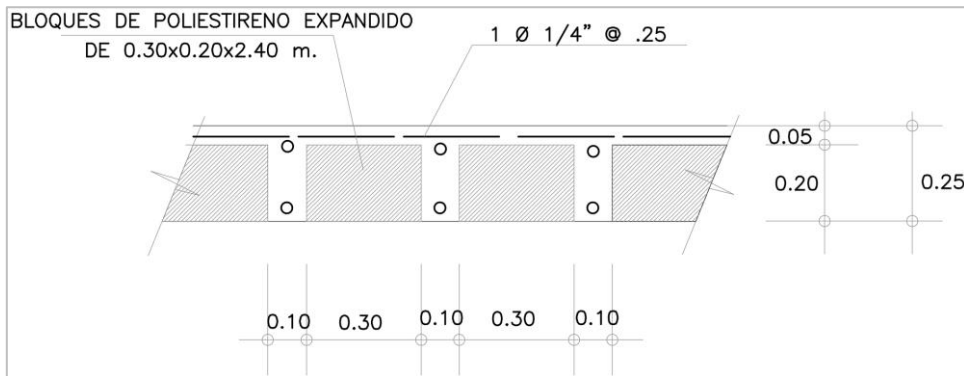
Las figuras 50 y 51 indican que las columnas C-1 y C-2 no aseguran un diseño que resista las combinaciones mayoradas de gravedad y sismo.

✓ **Verificación de las losas aligeradas**

Se verifica que las losas aligeradas resistan los esfuerzos internos de corte y momento flector producidos por la carga última de acuerdo con la ecuación (17). Los planos muestran el siguiente detalle del aligerado.

Figura 52

Detalle general del aligerado del pabellón escolar "B"



Nota. Tomado de Expediente técnico "Colegio San Fernando", 2006

Como alternativa a los métodos de análisis estructural, se permite utilizar el método de los coeficientes, para el análisis por cargas de gravedad de vigas continuas, siempre y cuando se cumplan las siguientes condiciones (Norma técnica E.060, 2009).

- ✓ Haya dos tramos o más.
- ✓ Las luces de los tramos sean aproximadamente iguales.
- ✓ Las cargas sean uniformemente distribuidas y no existan cargas concentradas.
- ✓ La carga viva en servicio no sea mayor a tres veces la carga muerta en servicio.
- ✓ Los elementos sean prismáticos de sección constante.

La losa aligerada a verificar será la del corredor por ser la que presenta la mayor carga viva repartida según la norma técnica E.020 (2006). Además, cumple las condiciones para ser analizada con el método de los coeficientes.

A continuación, se presentan las cargas consideradas:

Peso propio: 350 kg/m²

Acabados: 100 kg/m²

Carga viva: 400 kg/m²

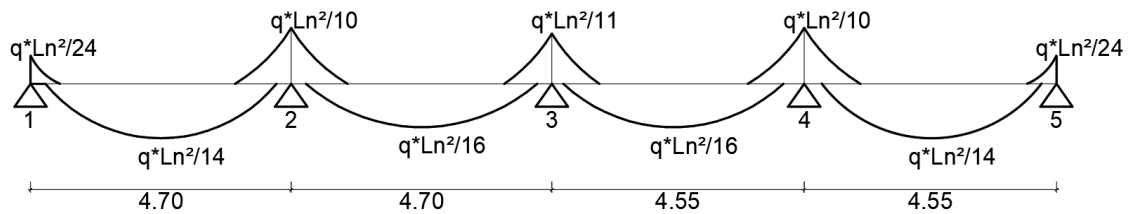
Según la ecuación (17), y considerando un ancho tributario igual a la distancia entre ejes de las viguetas de 0.40 m, se obtiene el valor de la carga última uniformemente repartida.

$$q_u = 535.2 \text{ kg/m}^2$$

Los coeficientes de momentos flectores para losas, de acuerdo con la norma técnica E.060 (2009) se presentan en la figura 53 y se realiza la verificación por flexión en la tabla 37.

Figura 53

Coefficientes de momento flector en losas



Nota. Basado en Norma técnica E.060 "Concreto armado" (p.61), 2009.

Se verifica el acero por flexión longitudinal requerido, según la ecuación (40). El acero existente se muestra en los planos de estructuras (Ver Anexo N°1).

Tabla 37

Verificación por flexión en losas aligeradas

Tramo	1	1-2	2	2-3	3	3-4	4	4-5	5
Momento positivo (kg-m)		844.5		738.9		629.5		791.4	
Momento negativo (kg-m)	492.6		1182.3		1074.8		1108		461.7
Acero requerido (cm²)	0.602	1.058	1.52	0.918	1.37	0.858	1.416	0.987	0.563
Acero existente (cm²)	0.71	1.29	1.98	1.29	1.98	1.29	1.98	1.29	0.71
Cumple	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Se verifica que el aligerado resiste los momentos flectores actuantes.

Se verifica la resistencia a corte del concreto del aligerado. La norma técnica E.060 indica que la resistencia a corte, del concreto se calcula con la ecuación (41), reemplazando los datos tenemos lo siguiente.

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \times bw \times d \quad \dots \text{ Ecuación (41)}$$

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{205.3} \times 10 \times 22 = 1670.7 \text{ kg}$$

Siendo los coeficientes de cortante, los indicados a continuación se verifica que la resistencia sea mayor al esfuerzo de corte requerido.

Cara exterior de 1° apoyo interior: $1.15(1/2) \times q \times ln = 1446.4 \text{ kg} > 1670.7 \text{ kg}$

Caras de todos los demás apoyos: $(1/2) \times q \times ln = 1257.72 \text{ kg} > 1670.7 \text{ kg}$

∴ Se verifica que el aligerado resiste los esfuerzos de corte actuantes.

✓ Verificación de los muros de albañilería aislados

Se verifica que el esfuerzo por tracción del momento flector “Ms” calculado según las ecuaciones (21) y (22), no sea mayor que 1.5 kg/cm² (Norma técnica E.070, 2006).

Se realizan la verificación en los tabiques más representativos del pabellón escolar “B”.

Tabla 38

Verificación del esfuerzo normal producido por el momento flector “Ms” para los tabiques del pabellón escolar “B”

Tabique	e (m)	w kg/m²	b (m)	a (m)	m (Adim)	Ms kg-m/m	f s kg/cm²	< 1.5 kg/cm²
Eje A (2-3)	0.15	340.2	4.6	0.85	0.125	30.724	1.091	Cumple
Eje B (4-5)	0.15	226.8	3.65	1	0.125	28.350	1.007	Cumple
Eje C (2-3)	0.15	226.8	2.9	1.95	0.080	69.165	2.456	No cumple
Eje 1 (B-C)	0.15	226.8	2.775	2.65	0.0514	122.797	4.360	No cumple
Eje 3 (B-C)	0.15	226.8	2.775	2.65	0.0514	81.865	2.906	No cumple
Eje 5 (B-C)	0.15	340.2	2.775	1	0.1143	38.885	1.381	Cumple

✓ **Contraste de los resultados con los lineamientos del RNE**

Con respecto a las irregularidades, la norma técnica E.030 (2018) establece que las edificaciones esenciales no deben tener irregularidades estructurales. Mediante la información obtenida de los planos y la inspección en campo, y por medio de las tablas 26 a 29 se ha verificado que el pabellón escolar "B" de la institución educativa San Fernando no presenta irregularidades estructurales en planta ni en altura.

En cuanto a los desplazamientos laterales, se observó a través de las tablas 30 y 31 que el pabellón escolar no cumple con los requisitos de rigidez para ambas direcciones de análisis, pues las derivas inelásticas superan el valor permisible de concreto armado. Dichos valores podrían conllevar a que en casos de sismos severos se produzcan daños excesivos en elementos no estructurales y el posible colapso de la estructura. La manera directa de reducir el daño en sismos severos será proponer técnicas de reforzamiento que limiten los desplazamientos laterales del pabellón escolar "B".

Con respecto a la resistencia en vigas, por medio de las tablas 32 a 34, se comprobó que las fuerzas internas obtenidas del análisis elástico, con sollicitaciones sísmicas reducidas, superan la resistencia de diseño de casi todas las vigas existentes del pabellón escolar "B".

De igual forma, las figuras 50 y 51 revelaron que las columnas C-1 y C-2 más cargadas del primer nivel, no aseguran un diseño que resista las combinaciones carga, exigidas por la vigente norma técnica E.060 de concreto armado.

Con respecto a las losas aligeradas, por medio de la tabla 37 se ha comprobado que el acero longitudinal de las viguetas es el adecuado para resistir los momentos flectores positivos y negativos, debidos a la combinación de carga por gravedad (1.4 CM + 1.7 CV). También se

verificó que el peralte de la losa de 25 cm del aligerado, en el pabellón escolar “B” de la I.E. San Fernando es el apropiado para resistir los esfuerzos de corte, calculados en base al método de los coeficientes de la norma E.060 (2009).

En relación con los muros de albañilería aislados, la tabla 38 reveló que los parapetos y los muros alféizar resisten adecuadamente los esfuerzos de tracción producidos por el momento flector de la carga sísmica. No obstante, los tabiques de mayor altura, tales como muros de división de ambientes, no son capaces de resistir las fuerzas perpendiculares provenientes del sismo debido a su gran peso. Las posibles soluciones son reemplazarlos por tabiques compuestos de unidades de albañilería hueca y que el tipo de asentado sea de cabeza, o añadir nuevos elementos de confinamiento en dichos tabiques.

Con todo lo mencionado, se verificó que el pabellón escolar “B” de la I.E. San Fernando, requiere propuestas de reforzamiento estructural que mejoren su rigidez lateral en forma global y aumenten la resistencia en vigas y columnas, o en todo caso incluir elementos estructurales que aumenten la rigidez lateral de la estructura y absorban un gran porcentaje de la fuerza sísmica, y por ende disminuyan esfuerzos internos en los elementos existentes.

En consecuencia, se plantean dos (02) propuestas de reforzamiento estructural mediante concreto armado, a fin de corregir estas deficiencias y a la vez comparar su respuesta estructural frente a la acción del sismo severo de diseño que indica la norma técnica E.030.

3.3.3.5 FASE 5: Propuestas de reforzamiento estructural

Antes que nada, cabe indicar que una comparación implica que dos o más cosas compartan alguna de sus características, volviéndose entonces similares o parecidas entre sí (Bembibre 2010).

En virtud de lo mencionado, se decide conservar cierta igualdad de alguna característica en las propuestas de reforzamiento. En esta investigación, se ha determinado aumentar el mismo volumen de concreto en ambas propuestas de reforzamiento estructural y determinar cuál es la propuesta que genera una respuesta sísmica más favorable en el pabellón escolar "B".

La primera propuesta de reforzamiento estructural es mediante **el encamisado de concreto armado a vigas y columnas**. Teniendo en cuenta el espesor mínimo de encamisado de 10 cm para columnas y 8 cm para vigas, el reforzamiento consiste en:

- ✓ Encamisar todas las columnas existentes, incrementando su sección de 0.30 m x 0.50 m a una sección de 0.65 m x 0.70 m.
- ✓ Encamisar las vigas principales existentes, incrementando su sección de 0.30 m x 0.50 m a una sección de 0.46 m x 0.60 m.
- ✓ Encamisar las vigas secundarias existentes, incrementando su sección de 0.25 m x 0.25 m a una sección de 0.41 m x 0.60 m.
- ✓ Incluir columnas de 0.65 m x 0.70 m en los ejes 1-1, 3-3 y 5-5, donde no se interferirá con el funcionamiento del pabellón escolar "B", pues allí existen tabiques de división de ambientes.

La segunda propuesta de reforzamiento es mediante **la inclusión de muros de corte de concreto armado**. Teniendo en cuenta aumentar el mismo volumen de concreto en ambas propuestas, el reforzamiento consiste en:

- ✓ Incluir al edificio existente seis (06) muros de corte de 30 cm de espesor y 3 m de longitud, ubicados simétricamente en el perímetro, sin interferir con la ubicación de los ingresos a aulas.
- ✓ Incluir al edificio existente un (01) muro de corte de 30 cm de espesor y 2.33 m de longitud, ubicado en el eje 3-3, donde no se interferirá con el funcionamiento del pabellón escolar, pues allí existen tabiques de división de ambientes.

Se procede a mostrar los modelos estructurales y las tablas 38, 39 y 40 muestran que se ha aumentado el mismo volumen de concreto en ambas propuestas. El modelo estructural de cada propuesta se ha realizado tal como se ha indicado en el capítulo 3.3.3.4 de esta investigación.

Figura 54

Modelo tridimensional de la propuesta de reforzamiento mediante encamisado de concreto armado a vigas y columnas

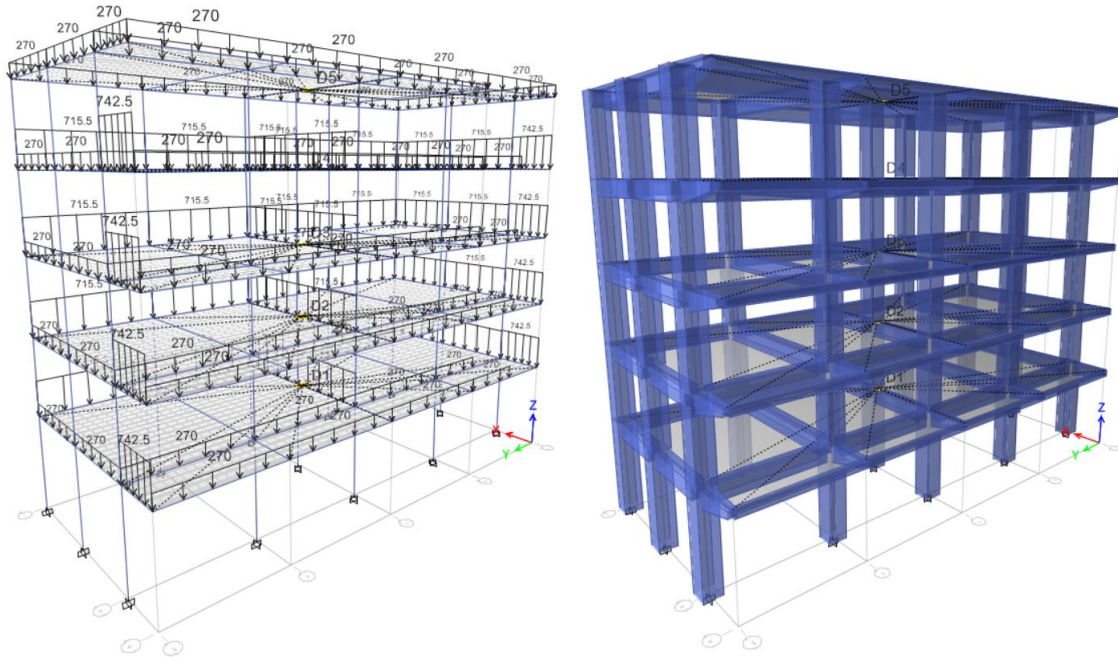


Figura 55

Modelo tridimensional de la propuesta de reforzamiento mediante la inclusión de muros de corte de concreto armado

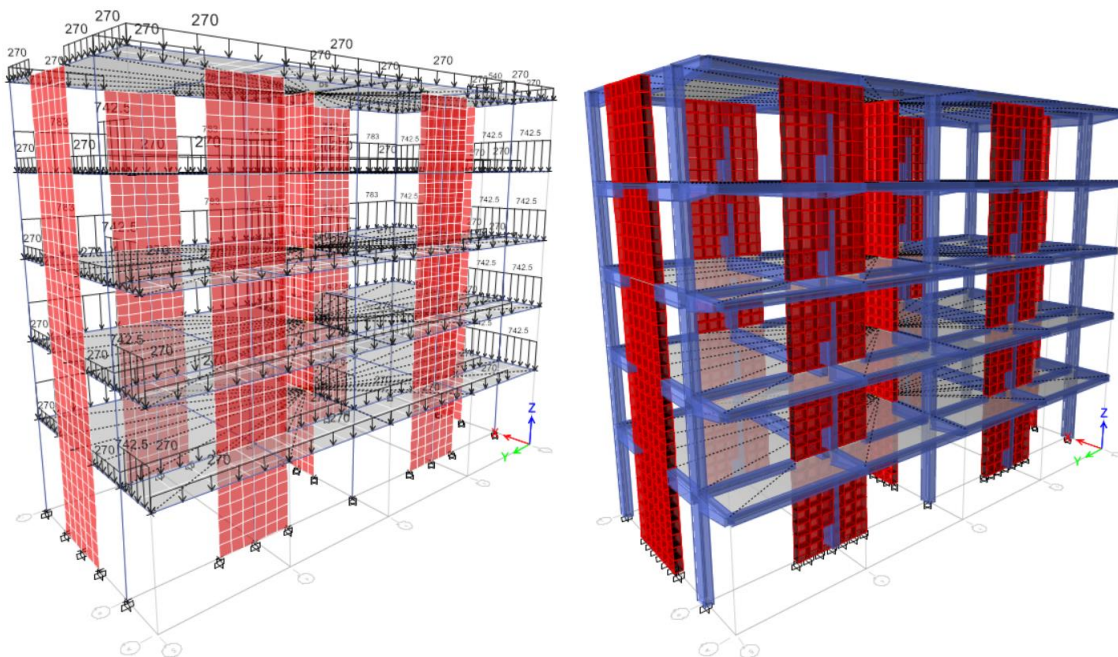


Tabla 39

Volumen de concreto en los elementos estructurales existentes en la superestructura del pabellón escolar "B"

Edificación existente											
Vigas Principales				Vigas Secundarias				Columnas			
b (m)	h (m)	L (m)	N.º de veces	b (m)	h (m)	L (m)	N.º de veces	b (m)	h (m)	L (m)	N.º de veces
0.30	0.50	6.35	25	0.25	0.25	4.70	20	0.30	0.50	3.75	10
				0.25	0.25	4.55	20	0.30	0.50	3.05	40
Volumen total de concreto: 59.30 m ³											

Tabla 40

Volumen de concreto añadido en la propuesta de reforzamiento estructural mediante encamisado de concreto armado a vigas y columnas

Encamisado de concreto armado a vigas y columnas											
Vigas Principales				Vigas Secundarias				Columnas			
b (m)	h (m)	L (m)	N.º de veces	b (m)	h (m)	L (m)	N.º de veces	b (m)	h (m)	L (m)	N.º de veces
0.46	0.60	6.15	25	0.41	0.60	4.30	20	0.70	0.65	3.75	10
				0.41	0.60	4.15	20	0.70	0.65	3.05	40
Volumen total de concreto: 156.58 m ³											
Volumen añadido de concreto: 97.28 m ³											

Tabla 41

Volumen de concreto añadido en la propuesta de adición de muros de corte de concreto armado al edificio

Adición de muros de corte de concreto armado				
Muros de corte				
Ejes	N.º de veces	Altura	Longitud	Espesor
1-1, 5-5, B-B, C-C	6	3.75	3.00	0.30
3-3	1	3.75	2.33	0.30
1-1, 5-5, B-B, C-C	24	3.05	3.00	0.30
3-3	4	3.05	2.33	0.30
Volumen añadido de concreto: 97.28 m ³				

I. **Propuesta 01: Reforzamiento mediante encamisado de concreto armado a vigas y columnas**

El pabellón escolar “B” reforzado mediante encamisado de concreto armado a vigas y columnas presentará la siguiente vista arquitectónica.

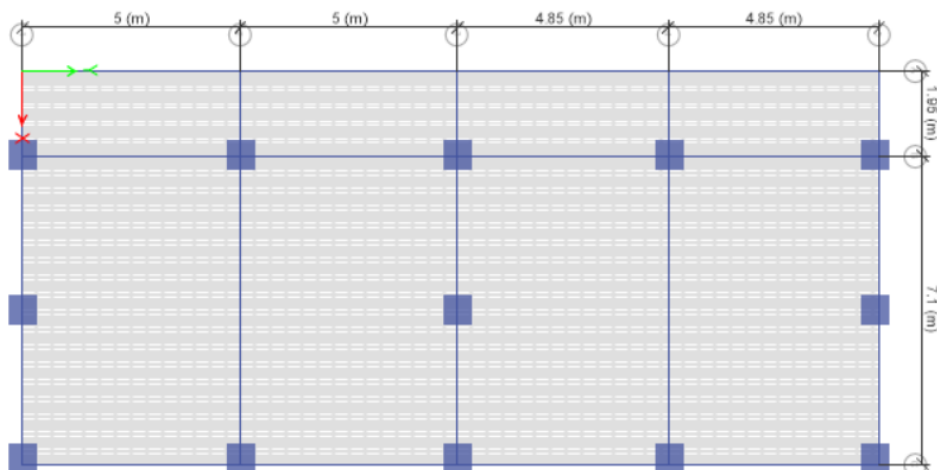
Figura 56

Vista 3D de la propuesta de reforzamiento mediante encamisado de concreto armado a vigas y columnas del pabellón escolar “B”



Figura 57

Modelo estructural en planta de la propuesta de reforzamiento mediante encamisado de concreto armado a vigas y columnas del pabellón escolar “B”



Se determina la respuesta sísmica del pabellón en estudio, con la propuesta de reforzamiento mediante encamisado de concreto armado a vigas y columnas, en base a la norma técnica E.030 (2018). Se mantienen los valores de los parámetros sísmicos indicados en la tabla 19.

Se siguen los pasos indicados en el capítulo 3.3.3.4 para realizar el análisis estructural, pero se muestran los resultados de manera más breve.

a. Análisis estático o de fuerzas equivalentes

Se estima el periodo fundamental para cada dirección de análisis, mediante las expresiones aproximadas indicadas en la ecuación 10.

$$T_x = T_y = \frac{h_n}{C_T} = \frac{15.95}{35} = 0.4557 \text{ s}$$

Del modelo estructural, se obtienen los siguientes periodos fundamentales

$$T_{x(Masa Y+)} = 0.408 \text{ s}$$

$$T_{x(Masa Y-)} = 0.409 \text{ s}$$

$$T_{y(Masa X+)} = 0.434 \text{ s}$$

$$T_{y(Masa X-)} = 0.438 \text{ s}$$

Se resalta que las expresiones aproximadas para edificios de pórticos de concreto armado, estiman de manera adecuada el periodo fundamental en edificios regulares que tienen adecuada rigidez lateral.

El factor de amplificación sísmica “C” y el exponente “k” se obtienen según las ecuaciones 2, 3, 4, 8 y 9.

$$C_{x(Masa Y+)} = C_{x(Masa Y-)} = 2.5$$

$$k_{x(Masa Y+)} = k_{x(Masa Y-)} = 1$$

$$C_{y(Masa X+)} = C_{y(Masa X-)} = 2.5$$

$$k_{y(Masa X+)} = k_{y(Masa X-)} = 1$$

El peso sísmico se obtuvo del cálculo interno realizado por el software Etabs. El valor de la fuerza cortante basal se calcula utilizando la ecuación 5.

$$P = 967.91 \text{ ton}$$

$$V_{estX} = V_{estY} = \frac{ZUCS}{R} \times P = \frac{0.35 \times 1.50 \times 2.5 \times 1.15}{8} \times 967.914 \text{ ton}$$

$$V_{estX} = V_{estY} = 182.618 \text{ ton}$$

b. Análisis dinámico modal espectral

Se verifica la participación de masas para los 4 casos modales.

Tabla 42

Ratios de participación de masa modal para dirección X con excentricidad +5% (Etabs)

Case	Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
Masa Y+	1	0.436	0.0055	0.837	0.0055	0.837	0.0189	0.0189
Masa Y+	2	0.408	0.8179	0.0089	0.8234	0.8459	0.0477	0.0667
Masa Y+	3	0.336	0.023	0.0132	0.8464	0.8591	0.7926	0.8592
Masa Y+	4	0.134	0.0012	0.0948	0.8477	0.9539	0.0027	0.862
Masa Y+	5	0.127	0.103	0.0017	0.9507	0.9556	0.0055	0.8674
Masa Y+	6	0.106	0.003	0.0019	0.9536	0.9576	0.0909	0.9583
Masa Y+	7	0.071	0.0012	0.0266	0.9548	0.9842	0.0011	0.9595
Masa Y+	8	0.069	0.019	0.0017	0.9739	0.9859	0.0006	0.9601
Masa Y+	9	0.066	0.0035	0.0001	0.9774	0.986	0.0008	0.9608
Masa Y+	10	0.065	0.001	0.000006	0.9784	0.986	0.0001	0.961
Masa Y+	11	0.06	0.00003	0.0005	0.9785	0.9865	0.01	0.971
Masa Y+	12	0.06	0	0.00001	0.9785	0.9865	0.0012	0.9722

La tabla 42 muestra que para la dirección X, con excentricidad +5%, se alcanza más del 90% de la suma de masas efectivas en el modo 6.

Tabla 43

Ratios de participación de masa modal para dirección X con excentricidad -5% (Etabs)

Case	Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
Masa Y-	1	0.436	0.0082	0.8334	0.0082	0.8334	0.0203	0.0203
Masa Y-	2	0.409	0.808	0.013	0.8162	0.8464	0.0569	0.0772
Masa Y-	3	0.335	0.0302	0.0127	0.8464	0.8591	0.7821	0.8593
Masa Y	4	0.134	0.0018	0.0941	0.8482	0.9533	0.003	0.8623
Masa Y-	5	0.127	0.1016	0.0025	0.9499	0.9557	0.0062	0.8685
Masa Y-	6	0.106	0.0038	0.0019	0.9536	0.9576	0.0899	0.9584
Masa Y-	7	0.071	0.0019	0.0256	0.9555	0.9832	0.0013	0.9597
Masa Y-	8	0.07	0.0182	0.0027	0.9737	0.9859	0.0007	0.9604
Masa Y-	9	0.066	0.0044	0.0001	0.978	0.986	0.0003	0.9606
Masa Y-	10	0.065	0.0001	0.0001	0.9781	0.986	0.0008	0.9614
Masa Y-	11	0.06	0.0001	0.0001	0.9783	0.9862	0.0027	0.9641
Masa Y-	12	0.06	0.0001	0.000005	0.9783	0.9862	0.0001	0.9642

Tabla 44

Ratios de participación de masa modal para dirección Y con excentricidad +5% (Etabs)

Case	Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
Masa X+	1	0.434	0.0000144	0.8547	0.0000144	0.8547	0.0011	0.0011
Masa X+	2	0.406	0.8462	0.00002	0.8462	0.8548	0.0002	0.0013
Masa X+	3	0.339	0.0002	0.0043	0.8464	0.8591	0.8579	0.8592
Masa X+	4	0.133	0.0000037	0.0978	0.8464	0.9569	0.0002	0.8594
Masa X+	5	0.126	0.1072	0.0000048	0.9537	0.9569	0.000016	0.8594
Masa X+	6	0.107	0.000019	0.0007	0.9537	0.9576	0.0989	0.9583
Masa X+	7	0.071	0.000005	0.0289	0.9537	0.9865	0.0001	0.9584
Masa X+	8	0.069	0.0194	0.00000713	0.973	0.9865	0.000008	0.9584
Masa X+	9	0.066	0.0051	0	0.9781	0.9865	0.0001	0.9585
Masa X+	10	0.065	0.0006	0.0000082	0.9787	0.9865	0.0006	0.9591
Masa X+	11	0.06	0.0001	0.0002	0.9788	0.09867	0.0146	0.9737
Masa X+	12	0.06	0.0000078	0.0000145	0.9788	0.9867	0.0011	0.9747

Tabla 45

Ratios de participación de masa modal para dirección Y con excentricidad -5% (Etabs)

Case	Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
Masa X-	1	0.438	0.0001	0.831	0.0001	0.831	0.0428	0.0428
Masa X-	2	0.406	0.8462	0.0001	0.8463	0.8311	0.0001	0.0429
Masa X-	3	0.335	0.0002	0.0281	0.8464	0.8591	0.8164	0.8592
Masa X-	4	0.135	0.000014	0.0944	0.8464	0.9536	0.0057	0.8649
Masa X-	5	0.126	0.1072	0.000018	0.9537	0.9536	0.0000007	0.8649
Masa X-	6	0.106	0.000015	0.004	0.9537	0.9576	0.0934	0.9583
Masa X-	7	0.072	0.000013	0.0275	0.9537	0.9851	0.0019	0.9602
Masa X-	8	0.069	0.0194	0.0000238	0.973	0.9851	0.0000002	0.9602
Masa X-	9	0.066	0.0051	0.0000006	0.9781	0.9852	0.000046	0.9603
Masa X-	10	0.065	0.0006	0.0001	0.9787	0.9852	0.0004	0.9607
Masa X-	11	0.06	0.000038	0.0002	0.9788	0.9855	0.0027	0.9634
Masa X-	12	0.06	0.0001	0.0001	0.9788	0.9856	0.0008	0.9641

Se ha verificado que en todos los casos modales se ha alcanzado más del 90% de la suma de masas efectivas. Los espectros de diseño no varían de los mostrados en las figuras 40 y 41.

Se escala la cortante basal obtenida del análisis dinámico modal espectral, con el 80% o 90% del valor obtenido con el método estático.

Tabla 46

Verificación de la cortante basal mínima para la propuesta de reforzamiento mediante encamisado de concreto armado

Dirección	V. Estática (ton)	V. Dinámica (ton)	V. mínima (80% V.E.)	% Alcanzado	Factor de escala
X (Masa Y+)	182.618	156.584	146.0950	107.180%	No escalar
X (Masa Y-)	182.618	155.376	146.0950	106.353%	No escalar
Y (Masa X+)	182.618	161.764	146.0950	110.752%	No escalar
Y (Masa Y-)	182.618	157.882	146.0950	108.068%	No escalar

Nota. Se ha considerado inicialmente suponer que la estructura no presenta irregularidad estructural y esto se verificará más adelante. Para tal caso el valor de la cortante basal dinámica debe ser como mínimo el 80% de la cortante basal estática.

Las fuerzas cortantes de diseño, del análisis dinámico modal espectral que actúan en cada nivel se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 47

Distribución en altura, de fuerzas cortantes del análisis sísmico modal espectral para la propuesta de reforzamiento mediante encamisado de concreto armado

Nivel	Altura (h)	$F_{iSISMO X-X}$ (ton)	$F_{iSISMO Y-Y}$ (ton)
Azotea	15.95	39.2771	39.8400
Cuarto Nivel	12.90	83.5387	85.2244
Tercer Nivel	9.85	118.3087	121.5741
Segundo Nivel	6.80	143.0198	147.5366
Primer Nivel	3.75	156.5839	161.7636

Nota. Los valores de esta tabla son los resultados obtenidos en el análisis estructural efectuado en el software Etabs.

c. Respuesta sísmica de la propuesta de encamisado de concreto armado a vigas y columnas

En base a las fuerzas sísmicas de diseño, obtenidas del análisis dinámico modal espectral, se determinan las irregularidades estructurales, desplazamientos laterales y derivas de entrepiso para la propuesta de reforzamiento mediante encamisado de concreto armado a vigas y columnas del pabellón escolar “B”.

✓ **Irregularidad estructural en planta**

Se considera casos de torsión, esquinas entrantes, discontinuidad de los diafragmas y ejes sismorresistentes no paralelos (Muñoz P. 2020).

Tabla 48
Verificación de la irregularidad torsional (Norma técnica E.030)

Criterio	Dirección X		Dirección Y	
Nivel	$\Delta_{m\acute{a}x}/hi > 0.0035$	$\Delta_{m\acute{a}x}/\Delta_{prom} > 1.3$	$\Delta_{m\acute{a}x}/hi > 0.0035$	$\Delta_{m\acute{a}x}/\Delta_{prom} > 1.3$
Primer nivel	$\Delta_{m\acute{a}x}/hi = 0.00474$	$\frac{0.00474}{0.00385} = 1.230$	$\Delta_{m\acute{a}x}/hi = 0.00081$	$\frac{0.00081}{0.00074} = 1.088$
Segundo nivel	$\Delta_{m\acute{a}x}/hi = 0.00602$	$\frac{0.00602}{0.00495} = 1.217$	$\Delta_{m\acute{a}x}/hi = 0.00645$	$\frac{0.00645}{0.00585} = 1.103$
Tercer nivel	$\Delta_{m\acute{a}x}/hi = 0.00534$	$\frac{0.00534}{0.00441} = 1.211$	$\Delta_{m\acute{a}x}/hi = 0.00556$	$\frac{0.00556}{0.00504} = 1.103$
Cuarto Nivel	$\Delta_{m\acute{a}x}/hi = 0.00409$	$\frac{0.00409}{0.00340} = 1.202$	$\Delta_{m\acute{a}x}/hi = 0.00406$	$\frac{0.00406}{0.00367} = 1.106$
Azotea	$\Delta_{m\acute{a}x}/hi = 0.00266$	$\frac{0.00266}{0.00224} = 1.186$	$\Delta_{m\acute{a}x}/hi = 0.00242$	$\frac{0.00242}{0.00218} = 1.108$
Condición	APLICA	REGULAR	APLICA	REGULAR

La tabla 48 muestra que la propuesta de reforzamiento mediante encamisado de concreto armado a vigas y columnas no presenta irregularidad torsional para ninguna de las direcciones de análisis.

La propuesta de reforzamiento de encamisado de concreto armado no presenta irregularidad de esquinas entrantes, ni discontinuidad del

diafragma, ni irregularidad de sistemas no paralelos. Por tanto, presenta regularidad estructural en planta para ambas direcciones.

✓ **Irregularidad estructural en altura**

Se considera el cambio de un entrepiso a otro en la rigidez, la resistencia, la masa, las dimensiones en planta y la discontinuidad de los elementos verticales (Muñoz Peláez 2020).

Tabla 49

Verificación de la irregularidad de rigidez o piso blando

Criterio	Dirección X		Dirección Y	
	$K_i > 0.7K_{i+1}$	$K_i < 0.8 \frac{\sum_{n=1}^3 (K_{i+n})}{3}$	$K_i > 0.7K_{i+1}$	$K_i < 0.8 \frac{\sum_{n=1}^3 (K_{i+n})}{3}$
Entrepiso				
Primer nivel	$K_i = 644.996$	$K_i < 522.47 \text{ ton/cm}$	$K_i = 562.658$	$K_i < 471.11 \text{ ton/cm}$
Segundo nivel	$K_i = 564.644$	$K_i < 447.96 \text{ ton/cm}$	$K_i = 491.131$	$K_i < 425.76 \text{ ton/cm}$
Tercer nivel	$K_i = 523.750$		$K_i = 469.845$	
Cuarto Nivel	$K_i = 479.001$		$K_i = 452.342$	
Azotea	$K_i = 341.118$		$K_i = 355.104$	
Condición	REGULAR	REGULAR	REGULAR	REGULAR

Con la tabla 49 se verifica que la propuesta de reforzamiento mediante encamisado de concreto armado no presenta irregularidad de rigidez para ninguna de las direcciones de análisis.

La verificación de irregularidad de resistencia considera la capacidad al corte de los elementos estructurales verticales de cada entrepiso.

Tabla 50

Verificación de la irregularidad de resistencia o piso débil

Criterio	Dirección X		Dirección Y	
	Vn_i	$Vn_i \leq 0.8Vn_{i+1}$	Vn_i	$Vn_i \leq 0.8Vn_{i+1}$
Nivel				
1° Nivel	$Vn_i = 415.358 \text{ ton}$	$Vn_i \leq 332.29 \text{ ton}$	$Vn_i = 426.341 \text{ ton}$	$Vn_i \leq 341.07 \text{ ton}$
2° Nivel	$Vn_i = 415.358 \text{ ton}$	$Vn_i \leq 332.29 \text{ ton}$	$Vn_i = 426.341 \text{ ton}$	$Vn_i \leq 341.07 \text{ ton}$
3° nivel	$Vn_i = 415.358 \text{ ton}$	$Vn_i \leq 332.29 \text{ ton}$	$Vn_i = 426.341 \text{ ton}$	$Vn_i \leq 341.07 \text{ ton}$
4° Nivel	$Vn_i = 415.358 \text{ ton}$	$Vn_i \leq 332.29 \text{ ton}$	$Vn_i = 426.341 \text{ ton}$	$Vn_i \leq 341.07 \text{ ton}$
Azotea	$Vn_i = 415.358 \text{ ton}$		$Vn_i = 426.341 \text{ ton}$	
Condición	REGULAR		REGULAR	

La tabla 50 muestra que el pabellón “B” no presenta irregularidad de resistencia o piso débil para ninguna de las direcciones de análisis.

La irregularidad de masa o de peso tiene en cuenta el metrado de cargas interno, realizado por el software Etabs.

Tabla 51

Verificación de la irregularidad de masa o peso

Nivel	Peso sísmico (ton)	$W_i < 1.5(W_{i+1})$
1° Nivel	209.0738	$W_i < 313.6107$ ton
2° Nivel	209.0738	$W_i < 313.6107$ ton
3° Nivel	209.0738	$W_i < 313.6107$ ton
4° Nivel	209.0738	No aplica
Azotea	131.6191	
Condición		REGULAR

La propuesta de reforzamiento mediante encamisado de concreto armado, no muestra reducción en altura de la dimensión en planta, ni discontinuidad en los elementos verticales resistentes. Por tanto, presenta regularidad estructural en altura para ambas direcciones.

✓ **Desplazamientos laterales**

Dado que la propuesta reforzamiento mediante encamisado de concreto armado al pabellón escolar “B” presenta regularidad estructural, se calculan los desplazamientos laterales multiplicando los resultados obtenidos del análisis lineal elástico por 0.75 R. Los desplazamientos amplificados se interpretan como los desplazamientos laterales que tendría el pabellón en un sismo severo, en el cual se espera comportamiento inelástico (Muñoz Peláez 2020).

Tabla 52

Desplazamientos y derivas de entrepiso según análisis sísmico modal espectral en dirección X

Nivel	Desplaza. elástico	Desplaza. inelástico	Deriva elástica	Deriva inelástica	Deriva permisible	Condición
1° Nivel	0.2963 cm	1.7778 cm	0.00079	0.00474	0.007	Cumple
2° Nivel	0.3059 cm	1.8354 cm	0.00100	0.00602	0.007	Cumple
3° Nivel	0.2713 cm	1.6278 cm	0.00089	0.00534	0.007	Cumple
4° Nivel	0.2079 cm	1.2474 cm	0.00068	0.00409	0.007	Cumple
5° Nivel	0.1352 cm	0.8112 cm	0.00044	0.00266	0.007	Cumple

Tabla 53

Desplazamientos y derivas de entrepiso según análisis sísmico modal espectral en dirección Y

Nivel	Desplaza. elástico	Desplaza. inelástico	Deriva elástica	Deriva inelástica	Deriva permisible	Condición
1° Nivel	0.3052 cm	1.8312 cm	0.00081	0.00488	0.007	Cumple
2° Nivel	0.3281 cm	1.9686 cm	0.00108	0.00645	0.007	Cumple
3° Nivel	0.2826 cm	1.6956 cm	0.00093	0.00556	0.007	Cumple
4° Nivel	0.2062 cm	1.2372 cm	0.00068	0.00406	0.007	Cumple
5° Nivel	0.1231 cm	0.7386 cm	0.00040	0.00242	0.007	Cumple

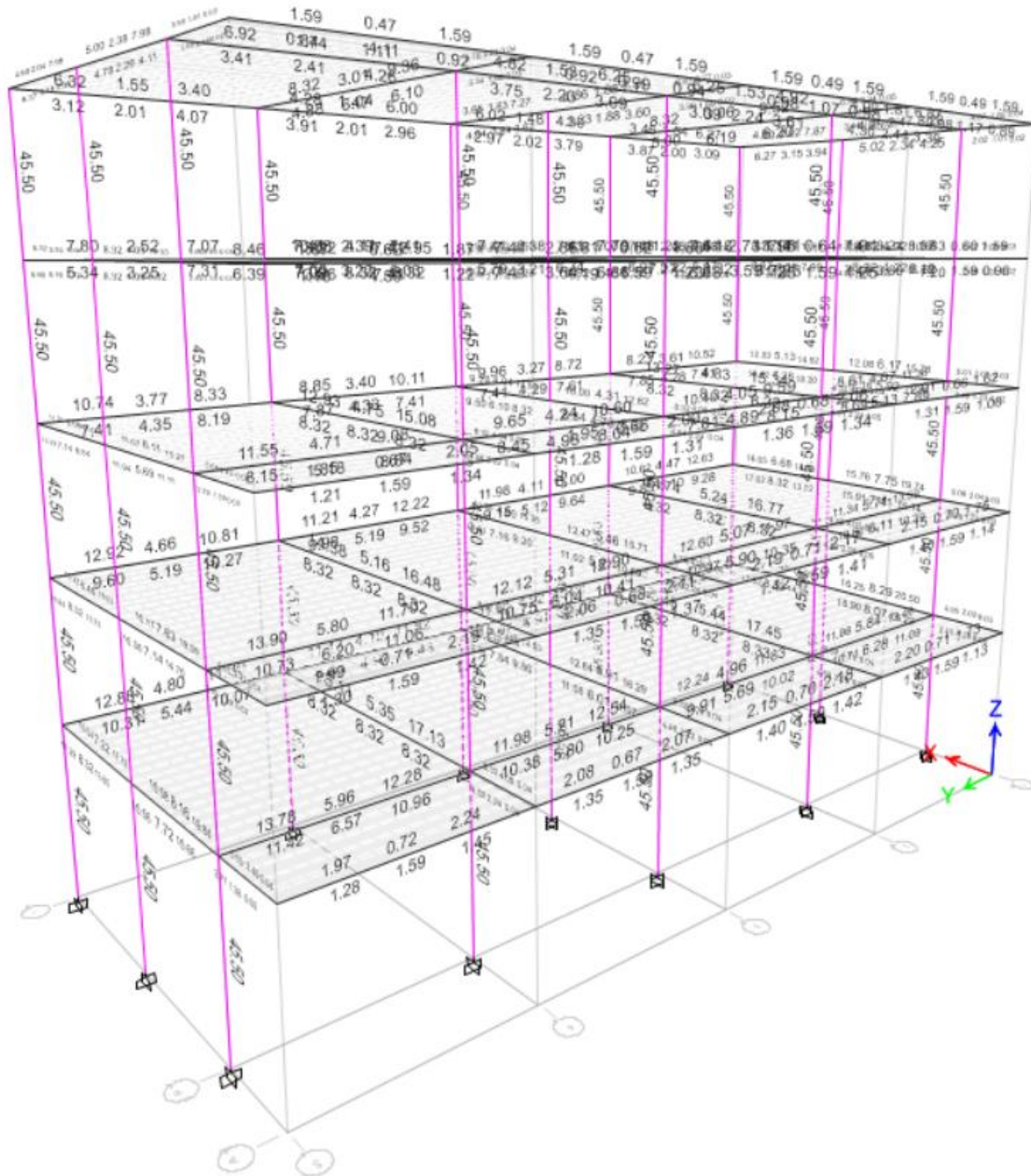
Con las tablas 52 y 53 se verifica que, las derivas inelásticas, de la propuesta de reforzamiento mediante encamisado de concreto armado a vigas y columnas del pabellón escolar “B”, cumplen con la deriva permisible para edificios de concreto armado en todos los entrepisos y en ambas direcciones de análisis.

✓ **Verificación de resistencia en componentes estructurales**

Se verifica si la propuesta de reforzamiento mediante encamisado de concreto armado a vigas y columnas logra que los componentes estructurales tengan una adecuada sección que resista las combinaciones de carga de las ecuaciones (17), (18) y (19); realizando un diseño previo con la herramienta “Section Designer” del software estructural Etabs.

Figura 58

Verificación por resistencia en componentes estructurales de la propuesta de reforzamiento mediante encamisado de concreto armado a vigas y columnas del pabellón escolar "B" de la I.E. San Fernando.



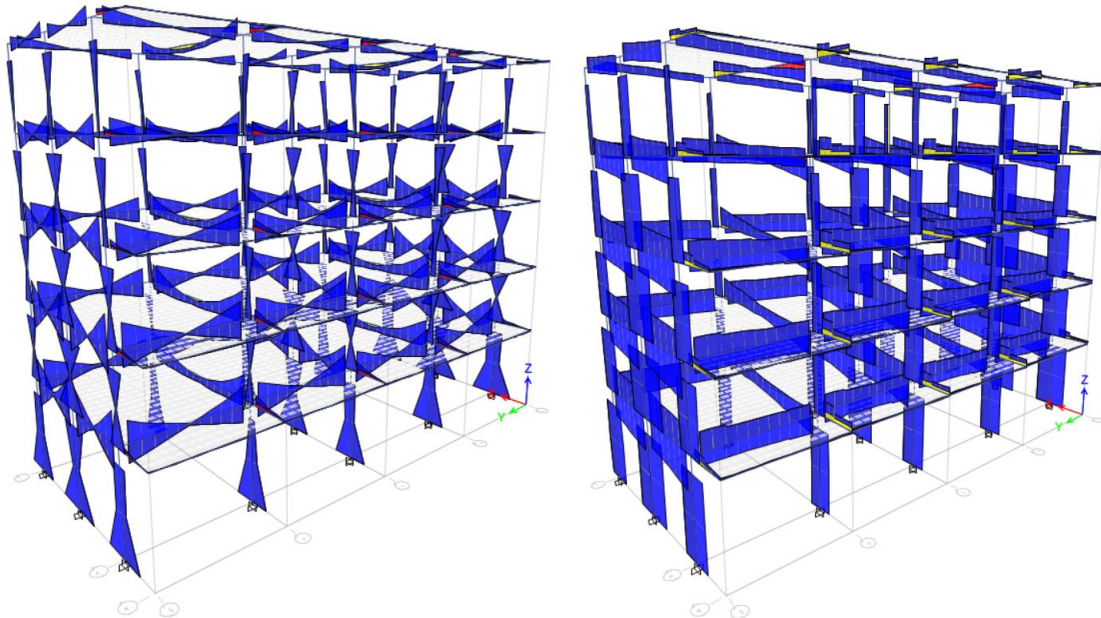
Nota. La imagen mostrada revela que las vigas (representadas por líneas de color negro) y las columnas (representadas por líneas de color violeta) de la propuesta de reforzamiento mediante encamisado de concreto armado a vigas y columnas presentan una adecuada sección, si así no lo fuera las líneas se mostrarían de color rojo.

d. Diseño del encamisado de concreto armado a vigas

Las vigas encamisadas deben disponer de una adecuada sección y refuerzo de acero para resistir como mínimo los esfuerzos internos que ocasiona la envolvente de las combinaciones de carga de las ecuaciones (17), (18) y (19).

Figura 59

Diagrama de momento flector M_{33} y fuerza cortante V_{22} , en componentes estructurales de pabellón "B" reforzado mediante la propuesta de encamisado de concreto armado a vigas y columnas.

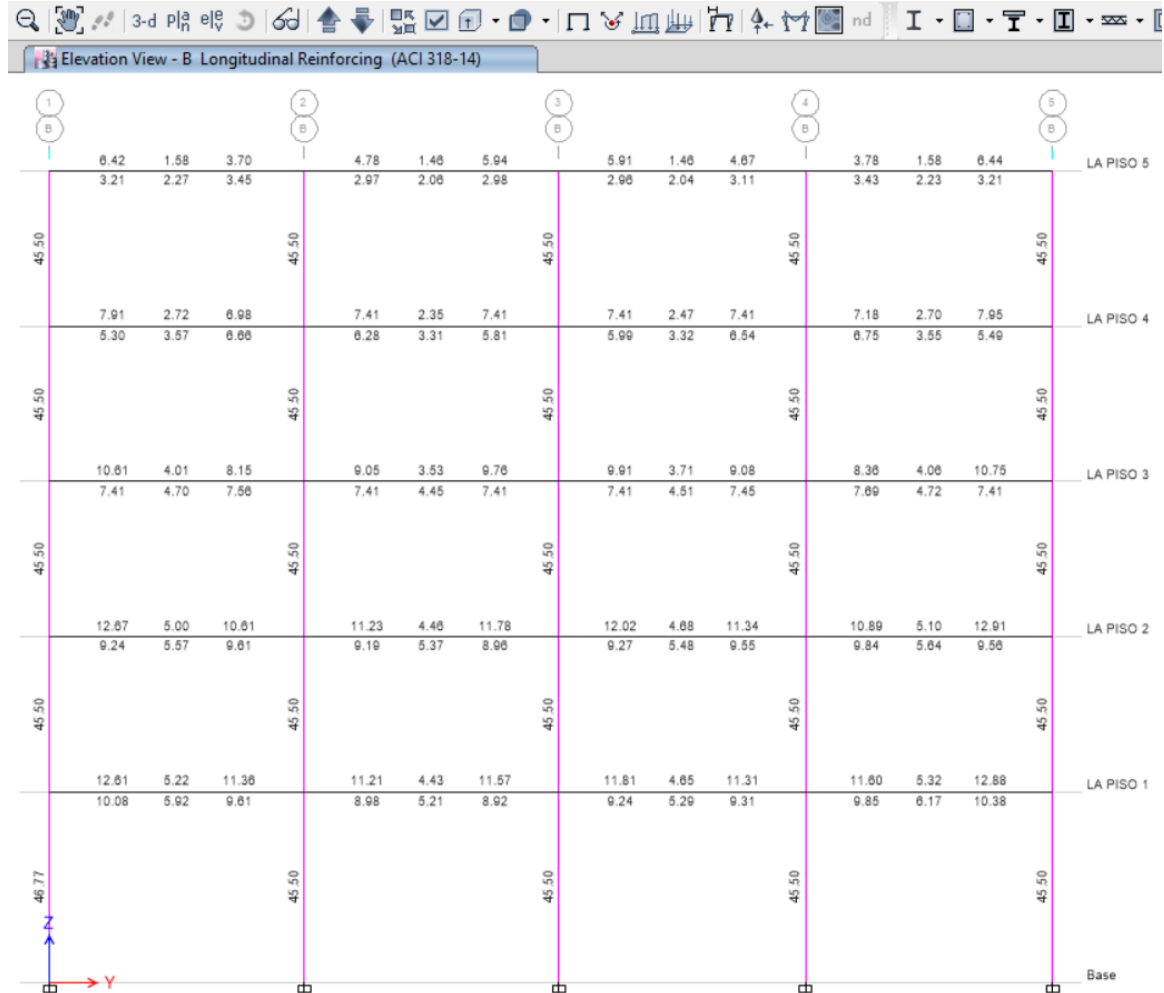


El diseño por flexión de las vigas se apoya en la herramienta “*Concrete frame design*” del software Etabs. Se ha considerado diseñar con la envolvente de las combinaciones de carga según las ecuaciones (17), (18) y (19).

Como ejemplo, se procede a mostrar el diseño estructural del encamisado de concreto armado a las vigas secundarias del eje B-B, en base a la norma técnica E.060 (2009), siendo el diseño estructural de manera similar para las demás vigas. La figura 60 muestra el área de acero requerido a flexión, determinado por el software Etabs.

Figura 60

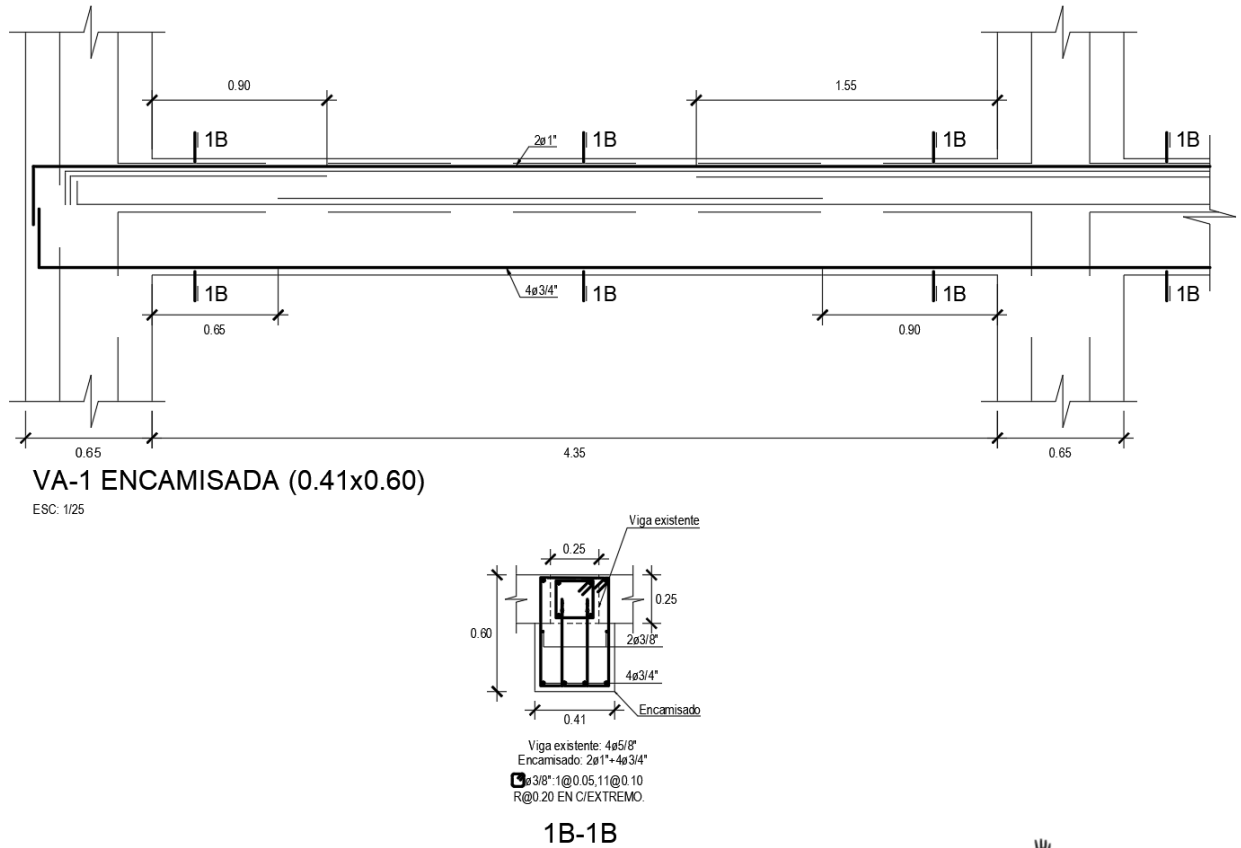
Vista en elevación del área de acero longitudinal requerido por las vigas encamisadas de concreto armado del eje B-B (Etabs)



Para cumplir con las áreas de acero mostradas en la figura 60, se propone adicionar 2 varillas de 1" en la parte superior y 4 varillas de 3/4" en la parte inferior de las vigas encamisadas del eje B-B, tal como se indican a continuación, en la figura 61 y más adelante en los planos de reforzamiento estructural (**Anexo N°05**).

Figura 61

Vista en elevación y cortes de viga con encamisado de concreto armado del eje B-B



Nota. Tomado de Planos de reforzamiento estructural (Anexo 05).

Para el diseño de refuerzo transversal por confinamiento y resistencia al cortante de los cuatro (04) tramos de la viga secundaria encamisada del eje B-B del primer nivel, se tiene en cuenta las disposiciones sísmicas del capítulo 21.5 de la norma técnica E.060 (2009) y se presenta en la siguiente tabla.

Tabla 54

Fuerza cortante de diseño en viga encamisada VA-1 del primer nivel

Viga VA-1	As_i^- (cm^2)	As_d^- (cm^2)	Mn_i ($tn - m$)	Mn_d ($tn - m$)	$\frac{w_u * l_n}{2}$	V_u (ton)	s (cm)
Tramo 1-2	16.49	16.49	30.71	30.71	4.00 ton	21.65	38.04
Tramo 2-3	16.49	16.49	30.71	30.71	3.96 ton	21.61	38.25
Tramo 3-4	16.49	16.49	30.71	30.71	3.85 ton	21.50	38.85
Tramo 4-5	16.49	16.49	30.71	30.71	4.31 ton	21.96	36.47

La norma técnica E.060 (2009) indica que, la separación del refuerzo transversal en la zona de confinamiento no debe exceder de lo siguiente.

$$s \geq \begin{cases} d/4 = 54/4 = 13.5 \text{ cm} \\ 8 \times \phi_l = 8 \times 2.54 = 20.32 \text{ cm} \\ 24 \times \phi_l = 24 \times 0.95 = 22.8 \text{ cm} \\ 300 \text{ mm} = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Por tanto, el refuerzo transversal será:

$1\phi 3/8'' : 1@0.05 \text{ m}, 11@0.10 \text{ m}, \text{rto. } @ 0.20 \text{ m en c/extremo}$

Se diseña el refuerzo de cortante por fricción para la superficie de contacto entre los concretos vaciados en diferentes tiempos en la sección más cargada, según las ecuaciones 26 y 27 y la tabla 12, considerando que la superficie de contacto es intencionalmente rugosa.

$$Vu_f = As \times fy = 16.49 \text{ cm}^2 \times 4200 \text{ kg/cm}^2 = 69258 \text{ kg}$$

$$Vn = \frac{69258 \text{ kg}}{0.85} = 81480 \text{ kg} = Avf \times 4200 \text{ kg/cm}^2 \times 1$$

$$Avf = 19.4 \text{ cm}^2$$

$$Vn \begin{cases} < 0.2f'c \times Ac = 0.2(210) \times (25)(435) = 456750 \text{ kg} \\ < 55 Ac = 5.5 \times (25)(435) = 598125 \text{ kg} \end{cases}$$

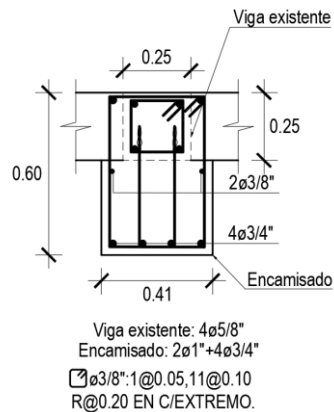
El refuerzo de cortante por fricción debe distribuirse apropiadamente a lo largo del plano de cortante.

$$s = \frac{2 \times 0.71 \text{ cm}^2 \times 435 \text{ cm}}{19.4 \text{ cm}^2} = 31.84 \text{ cm}$$

Conservadoramente se distribuye refuerzo por corte a fricción: @ 25 cm.

Figura 62

Vista en corte de viga secundaria encamisada con concreto armado, del eje B-B



1B-1B

Nota. Tomado de Planos de reforzamiento estructural (Anexo 05).

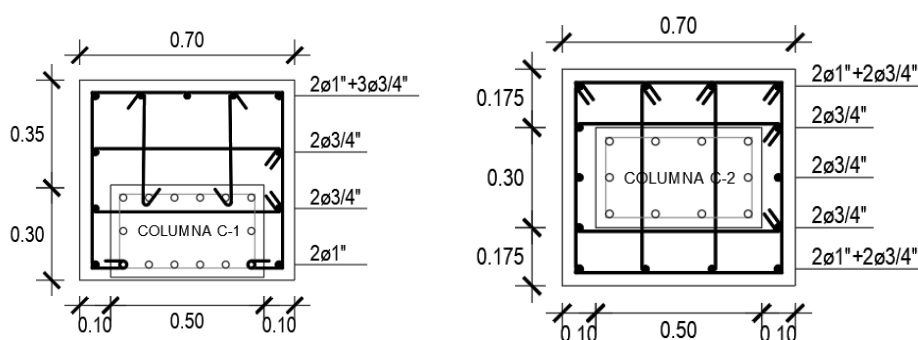
e. Diseño del encamisado de concreto armado a columnas

Se verifica que las columnas encamisadas logren una adecuada resistencia ante los valores de carga axial y momento flector, de las combinaciones de carga indicados en las ecuaciones (17), (18) y (19).

Para cumplir las derivas permisibles ha sido necesario encamisar todas las columnas del pabellón escolar "B" a un espesor de 0.70 m x 0.65 m.

Figura 63

Sección de encamisado de concreto armado a columnas C-1 y C-2 existentes



Como se indicó anteriormente, la columna C-1 más cargada según el análisis dinámico modal espectral se encuentra en la intersección de los ejes B-B y 1-1. Con la propuesta de reforzamiento mediante encamisado de concreto armado a vigas y columnas, presenta los siguientes valores de carga axial y momento flector.

Tabla 55

Carga axial y momento flector actuante en la columna encamisada C-1 más cargada del primer nivel

1° Nivel	Dirección X		Dirección Y	
Combinación	Axial (ton)	Momento (ton-m)	Axial (ton)	Momento (ton-m)
CM	68.7535	1.6134	68.7535	1.6134
CV	16.4546	0.8386	16.4546	0.8386
S	66.1665	34.5475	26.1485	28.8006
1.4 CM + 1.7 CV	124.2277	3.6844	124.2277	3.6844
1.25 (CM + CV) + S	172.6766	37.6125	132.6586	31.8656
1.25 (CM + CV) - S	40.3436	-31.4825	80.0267	-25.7356
0.9 CM + S	128.0447	35.9996	88.0267	30.2527
0.9 CM - S	-4.2884	-33.0954	35.7297	-27.3485

Anteriormente también se indicó que la columna C-2 más cargada, según el análisis dinámico modal espectral se encuentra en la intersección de los ejes B-B y 3-3. Con la propuesta de reforzamiento mediante encamisado de concreto armado, presenta los siguientes valores de carga axial y momento flector.

Tabla 56

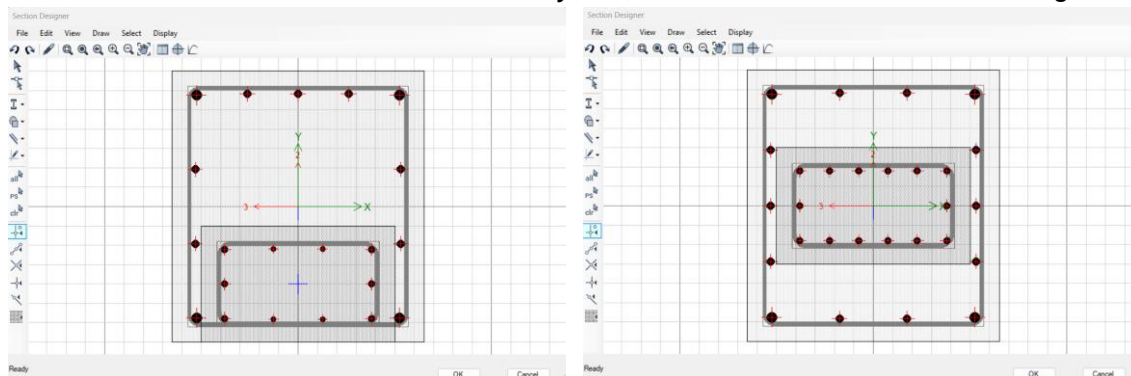
Carga axial y momento flector actuante en la columna encamisada C-2 más cargada del primer nivel

1° Nivel	Dirección X		Dirección Y	
	Combinación	Axial (ton)	Momento (ton-m)	Axial (ton)
CM	96.8831	-1.48811	96.8831	-1.4811
CV	29.1397	-0.7477	29.1397	-0.7477
S	52.9485	27.5692	1.9624	34.3324
1.4 CM + 1.7 CV	185.1738	-3.3446	185.1738	-3.3446
1.25 (CM + CV) + S	210.4770	24.7832	159.4909	31.5464
1.25 (CM + CV) - S	104.5800	-30.3552	155.5661	-37.1184
0.9 CM + S	140.1433	26.2362	89.1572	-32.9994
0.9 CM - S	34.2463	-28.9022	85.2324	-35.6654

Se verifica que P_U y M_U , de cada combinación de carga, ocurriendo simultáneamente, caigan dentro del diagrama de interacción. Para la elaboración del diagrama de interacción se ha utilizado la herramienta “*Section Designer*” del software estructural Etabs. Se consideró incorporar al cálculo el coeficiente de deslizamiento $\eta = 0.90$ para uso conjunto con conectores de corte y rugosidad de la superficie, tal como se indica en el capítulo 2.2.5.2 del marco teórico.

Figura 64

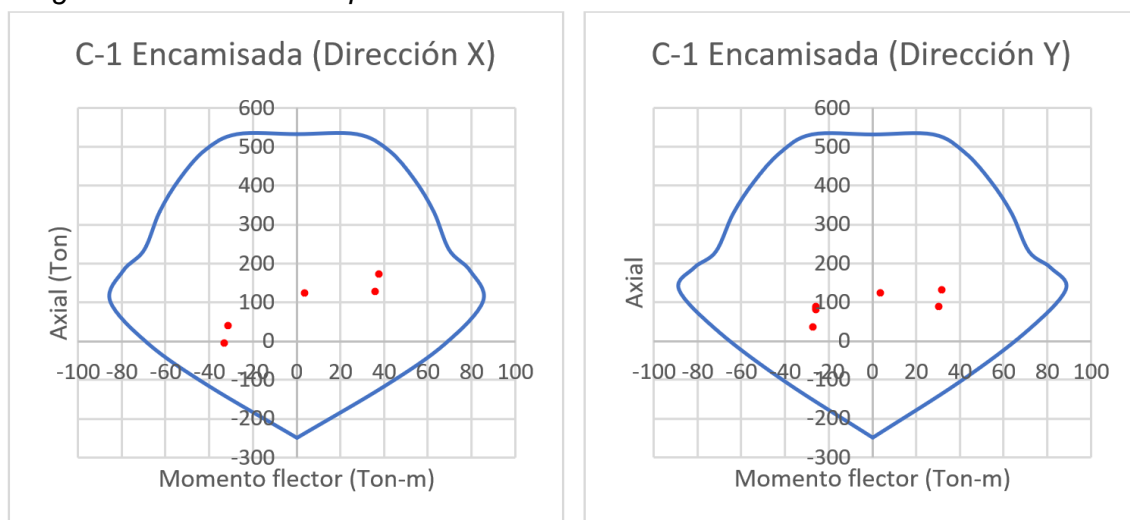
Definición de columnas encamisadas C-1 y C-2, en la herramienta “Section Designer”



Se obtienen los siguientes de diagramas de interacción para cada columna y para cada dirección de análisis.

Figura 65

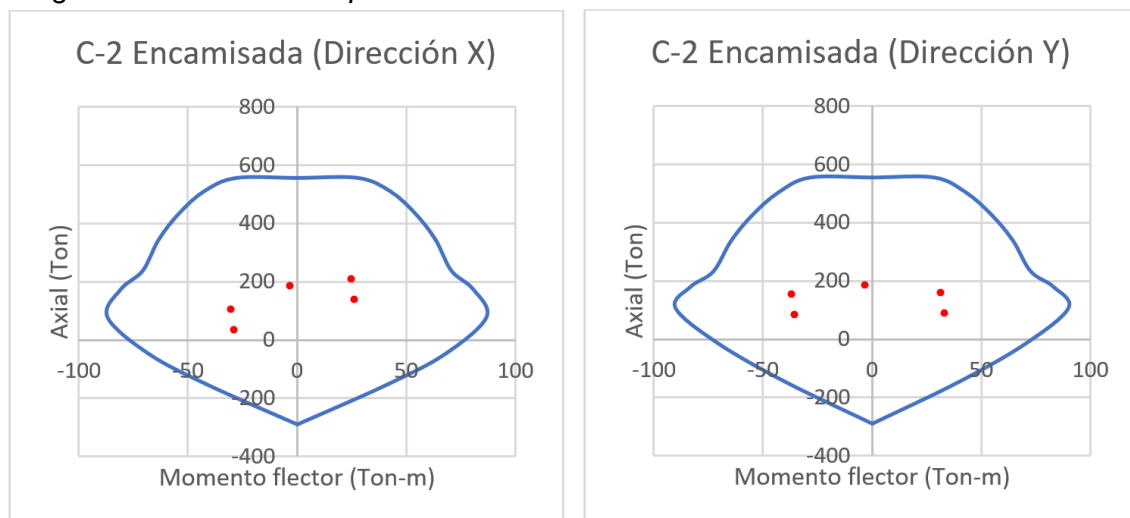
Diagramas de interacción para la columna encamisada C-1



Nota. Los puntos rojos representan las combinaciones de carga de la norma técnica E.060 (2009), las cuales se encuentran dentro del diagrama de interacción, asegurando un adecuado diseño por flexo-compresión en las columnas.

Figura 66

Diagramas de interacción para la columna encamisada C-2



Las figuras 65 y 66 indican que el encamisado de concreto armado asegura un adecuado diseño que resiste las combinaciones mayoradas de gravedad y sismo. Cabe mencionar que la columna encamisada presenta un refuerzo que acero que cumple la cuantía mínima (1% del área bruta).

Se realiza la verificación por confinamiento y por resistencia al corte, según las disposiciones sísmicas de la norma técnica E.060. El área de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares, A_{sh} , no debe ser menor que lo requerido por la ecuación 38.

Para estribo y grapas de $\varnothing 3/8''$ en dirección de la longitud menor, tenemos:

$$A_{sh} = 0.3 \frac{10 * 61.05 * 210}{4200} \left(\frac{70 * 65}{62 * 55} - 1 \right) = 3.0615 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{10 * 60.73 * 210}{4200} = 2.7473 \text{ cm}^2$$

Para estribo y grapas de $\varnothing 3/8''$ en dirección de la longitud mayor, tenemos:

$$A_{sh} = 0.3 \frac{10 * 56.05 * 210}{4200} \left(\frac{70 * 65}{62 * 55} - 1 \right) = 2.8107 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{10 * 56.05 * 210}{4200} = 2.5223 \text{ cm}^2$$

La separación del refuerzo transversal en no debe exceder lo indicado en la ecuación 37:

$$s \leq \begin{cases} (\text{dimensión menor})/3 = 65/3 = 21.67 \text{ cm} \\ 6 * (\varnothing_l) = 6 * 1.905 = 11.43 \text{ cm} \\ 100 \text{ mm} = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

La fuerza de cortante, que corresponde a la carga axial amplificada, se determina usando la resistencia probable máxima en flexión en cada extremo del elemento (Norma técnica E.060, 2019).

El momento nominal se obtiene del valor obtenido tras intersecar una línea horizontal que pase por P_u y el diagrama de interacción de la columna. La separación "s" en centímetros, será según las ecuaciones 33 y 34.

Tabla 57

Separación de estribos según disposiciones sísmicas en columnas encamisadas C-1 y C-2 más cargadas del primer nivel

Combinación		C – 1 Encamisada				C – 2 Encamisada			
		P _U	M _N	V _U	s cm	P _U	M _N	V _U	s cm
1.4CM+1.7CV	Top	119.4	84.00	55.95	20.49	180.4	79.60	52.79	22.98
	Bottom	124.3	83.86			185.2	78.77		
1.25(CM+CV)+S	Top	168.4	80.47	53.55	22.33	206.2	75.59	50.15	25.59
	Bottom	172.7	80.19			210.5	74.86		
1.25(CM+CV)-S	Top	76.06	81.46	54.52	21.55	151.3	82.10	54.66	21.44
	Bottom	80.36	82.11			155.6	81.89		
0.9CM+S	Top	124.9	83.77	55.81	20.59	137.0	82.99	55.31	20.95
	Bottom	128.0	83.67			140.1	82.94		
0.9CM-S	Top	32.64	80.00	53.45	22.41	82.14	86.64	57.64	19.36
	Bottom	35.73	80.36			85.23	86.27		

De acuerdo con las disposiciones sísmicas para columnas con sistema resistente a fuerzas laterales de pórticos, de la norma técnica E.060, se utilizarán estribos: **1 ϕ 1/2" + 2 ϕ 3/8": 1@5cm, 7@10cm, rto. @15 cm**, en ambos extremos en las columnas encamisadas C-1 y C-2.

Los diseños estructurales realizados se plasman en los planos de reforzamiento estructural ER-01 y ER-02 del **Anexo N°05**.

f. Proceso constructivo

Para el caso del encamisado de concreto armado en vigas se procede de la siguiente manera.

- ✓ Se comienza realizando un adecuado apuntalamiento de la zona adyacente a la viga a ser intervenida.
- ✓ Se prepara toda la superficie de concreto de la viga por encamisar hasta obtener una amplitud de al menos 6 mm (1/4") entre valle y cresta. La cara escarificada debe estar libre de cualquier sustancia que impida la adhesión del concreto nuevo.

- ✓ Se realizan las perforaciones necesarias para instalar los anclajes en la viga, con el propósito de que exista mejor adherencia entre el concreto antiguo y el nuevo. Los anclajes se instalan en las perforaciones mediante un adhesivo estructural Sika AnchorFix® 3001 o similar.
- ✓ Se coloca el refuerzo de acero longitudinal y transversal que se detalla en los planos de reforzamiento estructural.
- ✓ Se debe aplicar un adhesivo a base de resinas epóxicas, que sirva como puente de adherencia entre el concreto antiguo y el nuevo. El adhesivo puede ser Sikadur® 32 Gel o similar.
- ✓ Se diseña el encofrado del encamisado de la viga, realizando las perforaciones necesarias en la losa existente que permita realizar el vaciado y el vibrado del concreto nuevo.

Para el caso del encamisado de concreto armado en columnas se procede de acuerdo con lo siguiente.

- ✓ Se realiza un adecuado apuntalamiento de los elementos estructurales que se apoyen en la columna a intervenir.
- ✓ Se excava hasta llegar al nivel de las zapatas, donde se ancla el acero longitudinal que requiere el encamisado de las columnas.
- ✓ Se prepara la superficie de concreto de la columna a encamisar hasta obtener una amplitud de al menos 6 mm (1/4") entre valle y cresta.
- ✓ Se realizan las perforaciones necesarias para instalar los estribos o ganchos, con el propósito de que exista mejor adherencia entre el concreto nuevo y el concreto antiguo.
- ✓ Se instala el refuerzo transversal requerido. El refuerzo longitudinal del encamisado debe atravesar el diagrama de concreto existente.
- ✓ Se debe aplicar un adhesivo a base de resinas epóxicas, que sirva como puente de adherencia entre el concreto antiguo y el nuevo. El adhesivo puede ser Sikadur® 32 Gel o similar.
- ✓ Se realiza el encofrado, realizando las perforaciones necesarias en la losa, que permita el vaciado desde una altura adecuada y el vibrado del concreto nuevo, para lograr mayor compactación del concreto.

II. Propuesta 02: Reforzamiento mediante inclusión de muros de corte de concreto armado

El pabellón escolar “B” reforzado mediante la adición de muros de corte de concreto armado presentará la siguiente vista arquitectónica.

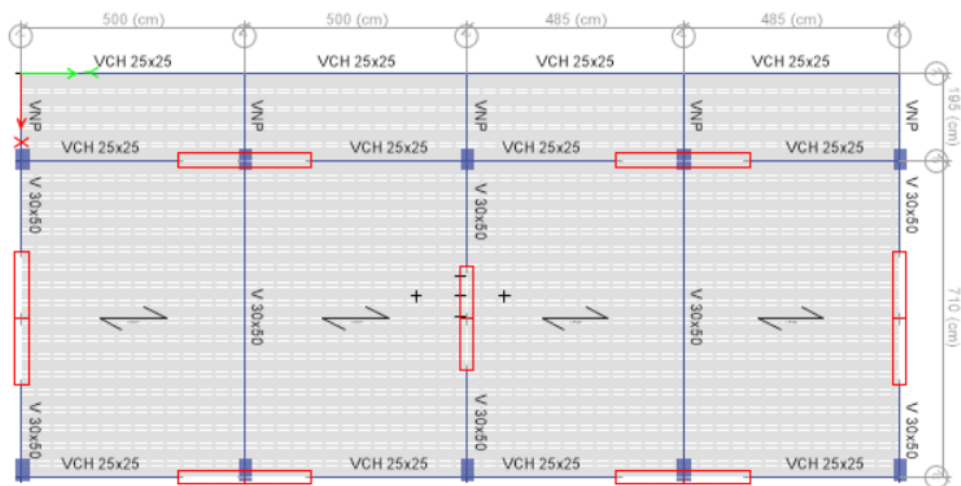
Figura 67

Vista 3D de la propuesta de reforzamiento mediante adición de muros de corte de concreto armado al pabellón escolar “B”



Figura 68

Modelo estructural en planta de la propuesta de reforzamiento mediante adición de muros de corte de concreto armado al pabellón escolar “B”



Se determina la respuesta sísmica del pabellón escolar, con la propuesta de reforzamiento mediante adición de muros de corte de concreto armado, en base a la norma técnica E.030 (2018). De los parámetros sísmicos de la tabla 19, solo varía el valor del coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas “R”.

Se siguen los pasos indicados en el capítulo 3.3.3.4 para realizar el análisis estructural. Se muestran los resultados de manera más breve.

a. Análisis estático o de fuerzas equivalentes

Se estima el periodo fundamental para cada dirección de análisis, mediante las expresiones aproximadas indicadas en la ecuación 10.

$$T_x = T_y = \frac{h_n}{C_T} = \frac{15.95}{60} = 0.2658 \text{ s}$$

Del modelo estructural, se obtienen los siguientes periodos fundamentales

$$T_{x(Masa Y+)} = 0.370 \text{ s}$$

$$T_{x(Masa Y-)} = 0.371 \text{ s}$$

$$T_{y(Masa X+)} = 0.405 \text{ s}$$

$$T_{y(Masa X-)} = 0.406 \text{ s}$$

Se verifica que el periodo estimado con las expresiones aproximadas es mucho menor que los periodos del análisis dinámico, como se citó anteriormente es recomendable usar el periodo obtenido del análisis modal.

El factor de amplificación sísmica “C” y el exponente “k” se obtienen según las ecuaciones 2, 3, 4, 8 y 9.

$$C_{x(Masa Y+)} = C_{x(Masa Y-)} = 2.5$$

$$k_{x(Masa Y+)} = k_{x(Masa Y-)} = 1$$

$$C_{y(Masa X+)} = C_{y(Masa X-)} = 2.5$$

$$k_{y(Masa X+)} = k_{y(Masa X-)} = 1$$

El peso sísmico se obtuvo del cálculo interno realizado por el software Etabs. El valor de la fuerza cortante basal se calcula utilizando la ecuación 5. Inicialmente se ha considerado que el sistema estructural es de **Muros Estructurales** ($R = 6$), no obstante, más adelante se verificará tal suposición.

$$P = 905.26 \text{ ton}$$

$$V_{estX} = V_{estY} = \frac{ZUCS}{R} \times P = \frac{0.35 \times 1.50 \times 2.5 \times 1.15}{6} \times 905.26 \text{ ton}$$

$$V_{estX} = V_{estY} = 227.729 \text{ ton}$$

b. Análisis dinámico modal espectral

Se verifica la participación de masas para los 4 casos modales.

Tabla 58

Ratios de participación de masa modal para dirección X con excentricidad +5% (Etabs)

Case	Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
Masa Y+	1	0.405	0.0003	0.6985	0.0003	0.6985	0.0065	0.0065
Masa Y+	2	0.370	0.7288	0.0004	0.7291	0.699	0.0075	0.014
Masa Y+	3	0.282	0.0023	0.0049	0.7314	0.7038	0.7062	0.7202
Masa Y+	4	0.099	0.13	0.000045	0.8614	0.7039	0.0012	0.7214
Masa Y+	5	0.089	0.0191	0.0007	0.8805	0.7046	0.001	0.7223
Masa Y+	6	0.087	0.0004	0.1771	0.8809	0.8817	0.0092	0.7315
Masa Y+	7	0.082	0.0006	0.0091	0.8815	0.8908	0.0333	0.7648
Masa Y+	8	0.078	0.0238	0.0002	0.9053	0.891	0.0016	0.7664
Masa Y+	9	0.069	0.0028	0.0026	0.9081	0.8936	0.0653	0.8318
Masa Y+	10	0.066	0.0012	0.0028	0.9093	0.8964	0.0388	0.8706
Masa Y+	11	0.057	0.0003	0.0029	0.9096	0.8993	0.0015	0.8721
Masa Y+	12	0.042	0.052	0.0000033	0.9617	0.8993	0.0102	0.8823
Masa Y+	13	0.037	0.00002	0.0583	0.9617	0.9575	0.0098	0.8921
Masa Y+	14	0.023	0.0237	0.0001	0.9854	0.9577	0.0054	0.8975
Masa Y+	15	0.021	0.0001	0.0269	0.9855	0.9845	0.0041	0.9016

La tabla 58 muestra que para la dirección X, con excentricidad +5%, se alcanza más del 90% de la suma de masas efectivas en el modo 15

Tabla 59

Ratios de participación de masa modal para dirección X con excentricidad -5% (Etabs)

Case	Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
Masa Y-	1	0.405	0.0006	0.6981	0.0006	0.6981	0.0067	0.0067
Masa Y-	2	0.371	0.7261	0.0009	0.7268	0.699	0.0113	0.018
Masa Y-	3	0.282	0.0046	0.0048	0.7314	0.7038	0.7022	0.7202
Masa Y	4	0.099	0.1303	0.0001	0.8617	0.7039	0.0012	0.7214
Masa Y-	5	0.089	0.019	0.0021	0.8807	0.706	0.0012	0.7226
Masa Y-	6	0.087	0.0006	0.1749	0.8812	0.8809	0.0092	0.7318
Masa Y-	7	0.082	0.0000016	0.01	0.8812	0.8909	0.0336	0.7654
Masa Y-	8	0.078	0.0234	0.0001	0.9046	0.891	0.0015	0.767
Masa Y-	9	0.069	0.0037	0.0027	0.9083	0.8937	0.0733	0.8402
Masa Y-	10	0.066	0.0009	0.0027	0.9093	0.8964	0.003	0.8702
Masa Y-	11	0.058	0.0004	0.0028	0.9097	0.8992	0.0021	0.8724
Masa Y-	12	0.042	0.0519	0.0000005	0.9616	0.8992	0.019	0.8914
Masa Y-	13	0.037	0	0.0538	0.9616	0.9575	0.008	0.8994
Masa Y-	14	0.023	0.0238	0.0001	0.9854	0.9575	0.0025	0.8969
Masa Y-	15	0.021	0.0000496	0.027	0.9855	0.9845	0.0042	0.9011

Tabla 60

Ratios de participación de masa modal para dirección Y con excentricidad +5% (Etabs)

Case	Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
Masa X+	1	0.405	0.0000075	0.7011	0.000075	0.7011	0.0018	0.0018
Masa X+	2	0.37	0.7313	0.00001118	0.7313	0.7011	0.0001	0.0019
Masa X+	3	0.282	0.0001	0.0027	0.7314	0.7038	0.718	0.7199
Masa X+	4	0.099	0.1298	0	0.8612	0.7038	0	0.7199
Masa X+	5	0.089	0.0196	0.0001	0.8808	0.7039	0	0.7199
Masa X+	6	0.087	0.0000113	0.183	0.8808	0.8868	0.0049	0.7248
Masa X+	7	0.082	0.0001	0.0057	0.8809	0.8926	0.0407	0.7655
Masa X+	8	0.079	0.0215	0.0002	0.9024	0.8927	0.0047	0.7702
Masa X+	9	0.072	0.0064	0.0005	0.9088	0.8932	0.0206	0.7908
Masa X+	10	0.065	0.0002	0.0049	0.909	0.8981	0.0588	0.8496
Masa X+	11	0.05	0.0032	0.0015	0.9122	0.8996	0.039	0.8886
Masa X+	12	0.042	0.0497	0.0007	0.9619	0.9004	0.0005	0.8891
Masa X+	13	0.037	0.0006	0.0672	0.9625	0.9575	0.0042	0.8933
Masa X+	14	0.023	0.0205	0.004	0.983	0.9615	0.0058	0.8991
Masa X+	15	0.021	0.0026	0.0229	0.9856	0.9844	0.0045	0.9036

Tabla 61

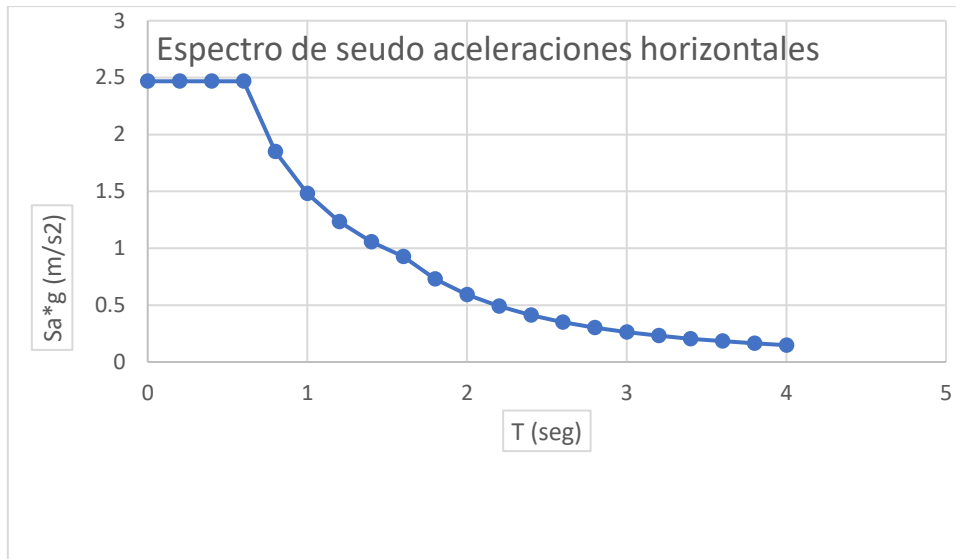
Ratios de participación de masa modal para dirección Y con excentricidad -5% (Etabs)

Case	Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
Masa X-	1	0.406	0.000018	0.6962	0.000018	0.6962	0.0133	0.0133
Masa X-	2	0.37	0.7313	0.0000271	0.7313	0.6963	0.0001	0.0134
Masa X-	3	0.282	0.0001	0.0076	0.7314	0.7038	0.7068	0.7202
Masa X-	4	0.099	0.1298	0.0000007	0.8612	0.7038	0.0000005	0.7202
Masa X-	5	0.089	0.0194	0.0002	0.8806	0.704	0.0000021	0.7202
Masa X-	6	0.088	0.0000194	0.1727	0.8806	0.8767	0.0155	0.7357
Masa X-	7	0.082	0.0000479	0.0123	0.8807	0.8891	0.0327	0.7684
Masa X-	8	0.079	0.0204	0.0004	0.9011	0.8894	0.0035	0.7719
Masa X-	9	0.073	0.0078	0.0006	0.9089	0.89	0.0124	0.7843
Masa X-	10	0.065	0.0001	0.0081	0.909	0.898	0.0889	0.8732
Masa X-	11	0.048	0.0057	0.0019	0.9147	0.8999	0.0006	0.8738
Masa X-	12	0.041	0.0469	0.0019	0.9616	0.9018	0.0094	0.8832
Masa X-	13	0.037	0.0014	0.0542	0.9629	0.956	0.0104	0.8936
Masa X-	14	0.023	0.0168	0.009	0.9798	0.965	0.0052	0.8988
Masa X-	15	0.021	0.006	0.0192	0.9857	0.9842	0.0049	0.9037

Se ha verificado que en todos los casos modales se ha alcanzado más del 90% de la suma de masas efectivas. Los espectros de diseño considerando un factor de reducción de fuerzas sísmicas $R = 6$, se presentan a continuación.

Figura 69

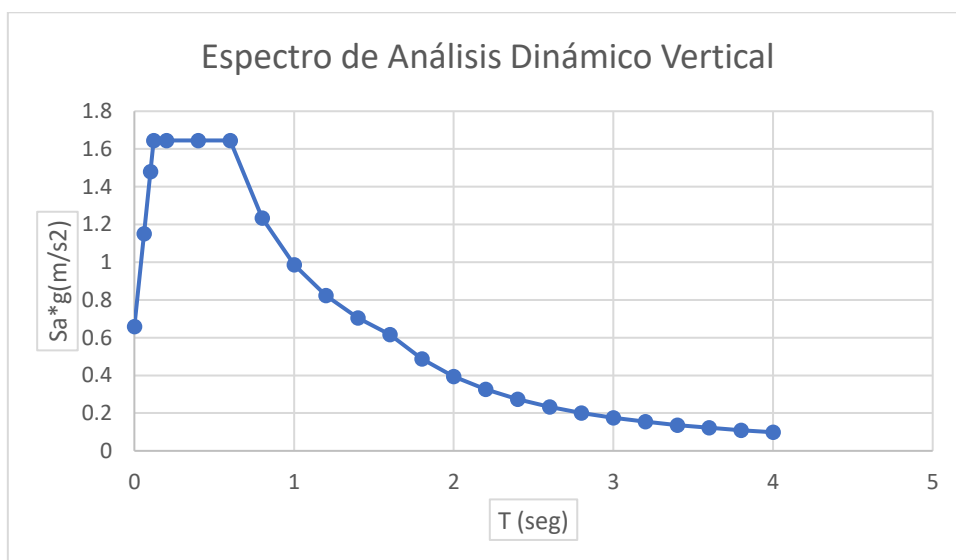
Espectro de diseño de pseudo aceleraciones para la dirección "X" y "Y" ($R=6$)



Nota. Basado en Norma técnica E.030 "Diseño Sismorresistente", 2018.

Figura 70

Espectro de diseño de pseudo aceleraciones para la dirección vertical ($R=6$)



Nota. Basado en Norma técnica E.030 "Diseño Sismorresistente", 2018.

Se escala la cortante basal obtenida del análisis dinámico modal espectral, con el 80% o 90% del valor obtenido con el método estático.

Tabla 62

Verificación de la cortante basal mínima para la propuesta de reforzamiento mediante adición de muros de corte de concreto armado

Dirección	V. Estática (ton)	V. Dinámica (ton)	V. mínima (80% V.E.)	% Alcanzado	Factor de escala
X (Masa Y+)	227.729	168.3201	182.183	92.3907%	1.08236
X (Masa Y-)	227.729	167.8398	182.183	92.1270%	1.08546
Y (Masa X+)	227.729	164.361	182.183	90.2175%	1.10843
Y (Masa Y-)	227.729	163.064	182.183	89.5056%	1.11725

Nota. Se ha considerado inicialmente suponer que la estructura no presenta irregularidad estructural y verificar esto más adelante. Para tal caso el valor de la cortante basal dinámica debe ser como mínimo el 80% de la cortante basal.

Las fuerzas cortantes de diseño, del análisis dinámico modal espectral escalado, que actúan en cada nivel se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 63

Distribución en altura, de fuerzas cortantes del análisis sísmico modal espectral para la propuesta de reforzamiento mediante adición de muros de corte de concreto armado

Nivel	Altura (h)	$F_{iSISMO X-X}$ (ton)	$F_{iSISMO Y-Y}$ (ton)
Azotea	15.95	57.6094	61.637
Cuarto Nivel	12.90	110.2027	113.4047
Tercer Nivel	9.85	147.7894	148.9175
Segundo Nivel	6.80	171.2129	171.3419
Primer Nivel	3.75	182.183	182.183

c. Respuesta sísmica de la propuesta de inclusión de muros de corte

En base a las fuerzas sísmicas de diseño, obtenidas del análisis dinámico modal espectral, se determinan las irregularidades estructurales, desplazamientos laterales y derivas de entrepiso para la propuesta de reforzamiento mediante adición de muros de corte de concreto armado al pabellón escolar "B".

Antes que nada, se verifica **el sistema estructural**, para la propuesta de reforzamiento mediante adición de muros de corte de concreto armado.

Según la tabla 63, la cortante basal para las direcciones de análisis “X” e “Y” es $V_u = 182.183 \text{ ton}$, por lo tanto:

Tabla 64

Fuerza cortante que toman los muros de corte en la base del edificio, para la dirección de análisis X

Muro estructural	$V_{SISMO-X}$ (Ton)	Porcentaje
Muro X – 1	68.0333	37.3434%
Muro X – 2	35.0204	19.2226%
Muro X – 3	66.648	36.583%
Total	169.702	93.149%

Tabla 65

Fuerza cortante que toman los muros de corte en la base del edificio, para la dirección de análisis Y

Muro estructural	$V_{SISMO-X}$ (Ton)	Porcentaje
Muro Y – 1	46.3553	25.4444%
Muro Y – 2	39.6469	21.7621%
Muro Y – 3	46.4481	25.4953%
Muro Y – 4	39.7166	21.8004%
Total	172.167	94.5022%

Se verifica que los muros de corte toman por lo menos el 70% de la fuerza cortante en la base, por lo tanto, el sistema estructural de la propuesta de reforzamiento mediante adición de muros de corte de concreto armado para el pabellón escolar “B” es de **Muros Estructurales**, para ambas direcciones de análisis.

✓ **Irregularidad estructural en planta**

Se considera casos de torsión, esquinas entrantes, discontinuidad de los diafragmas y ejes sismorresistentes no paralelos (Muñoz P. 2020).

Tabla 66
Verificación de la irregularidad torsional

Criterio	Dirección X		Dirección Y	
	$\Delta_{m\acute{a}x}/h_i > 0.0035$	$\Delta_{m\acute{a}x}/\Delta_{prom} > 1.3$	$\Delta_{m\acute{a}x}/h_i > 0.0035$	$\Delta_{m\acute{a}x}/\Delta_{prom} > 1.3$
Primer nivel	$\Delta_{m\acute{a}x}/h_i = 0.00209$	$\frac{0.00209}{0.00191} = 1.096$	$\Delta_{m\acute{a}x}/h_i = 0.00196$	$\frac{0.00196}{0.00184} = 1.063$
Segundo nivel	$\Delta_{m\acute{a}x}/h_i = 0.00395$	$\frac{0.00395}{0.00359} = 1.099$	$\Delta_{m\acute{a}x}/h_i = 0.00428$	$\frac{0.00428}{0.00400} = 1.069$
Tercer nivel	$\Delta_{m\acute{a}x}/h_i = 0.00453$	$\frac{0.00453}{0.00411} = 1.102$	$\Delta_{m\acute{a}x}/h_i = 0.00530$	$\frac{0.00530}{0.00498} = 1.064$
Cuarto Nivel	$\Delta_{m\acute{a}x}/h_i = 0.00447$	$\frac{0.00447}{0.00405} = 1.105$	$\Delta_{m\acute{a}x}/h_i = 0.00562$	$\frac{0.00562}{0.00531} = 1.059$
Azotea	$\Delta_{m\acute{a}x}/h_i = 0.00408$	$\frac{0.00408}{0.00368} = 1.108$	$\Delta_{m\acute{a}x}/h_i = 0.00550$	$\frac{0.00550}{0.00522} = 1.054$
Condición	APLICA	REGULAR	APLICA	REGULAR

La tabla 66 muestra que la propuesta de reforzamiento mediante adición de muros de corte de concreto armado no presenta irregularidad torsional para ninguna de las direcciones de análisis.

La propuesta de reforzamiento de adición de muros de corte de concreto armado no presenta irregularidad de esquinas entrantes, ni discontinuidad del diafragma, ni irregularidad de sistemas no paralelos. Por tanto, presenta regularidad estructural en planta.

✓ **Irregularidad estructural en altura**

Se considera el cambio de un entrepiso a otro en la rigidez, la resistencia, la masa, las dimensiones en planta y la discontinuidad de los elementos verticales (Muñoz Peláez 2020).

Tabla 67
Verificación de la irregularidad de rigidez o piso blando

Criterio	Dirección X		Dirección Y	
	$K_i > 0.7K_{i+1}$	$K_i < 0.8 \frac{\sum_{n=1}^3 (K_{i+n})}{3}$	$K_i > 0.7K_{i+1}$	$K_i < 0.8 \frac{\sum_{n=1}^3 (K_{i+n})}{3}$
Primer nivel	$K_i = 1053.601$	$K_i < 502.15 \text{ ton/cm}$	$K_i = 1060.880$	$K_i < 414.24 \text{ ton/cm}$
Segundo nivel	$K_i = 647.763$	$K_i < 357.11 \text{ ton/cm}$	$K_i = 565.517$	$K_i < 277.65 \text{ ton/cm}$
Tercer nivel	$K_i = 488.565$		$K_i = 394.970$	
Cuarto Nivel	$K_i = 370.121$		$K_i = 282.219$	
Azotea	$K_i = 212.654$		$K_i = 155.767$	
Condición	REGULAR	REGULAR	REGULAR	REGULAR

Con la tabla 67 se verifica que la propuesta de reforzamiento mediante encamisado de concreto armado no presenta irregularidad de rigidez para ninguna de las direcciones de análisis.

La verificación de irregularidad de resistencia considera la capacidad al corte de los elementos estructurales verticales de cada entrepiso.

Tabla 68

Verificación de la irregularidad de resistencia o piso débil

Criterio	Dirección X		Dirección Y	
	Vn_i	$Vn_i \leq 0.8Vn_{i+1}$	Vn_i	$Vn_i \leq 0.8Vn_{i+1}$
1° Nivel	$Vn_i = 417.508 \text{ ton}$	$Vn_i \leq 334.01 \text{ ton}$	$Vn_i = 409.213 \text{ ton}$	$Vn_i \leq 327.37 \text{ ton}$
2° Nivel	$Vn_i = 417.508 \text{ ton}$	$Vn_i \leq 334.01 \text{ ton}$	$Vn_i = 409.213 \text{ ton}$	$Vn_i \leq 327.37 \text{ ton}$
3° nivel	$Vn_i = 417.508 \text{ ton}$	$Vn_i \leq 334.01 \text{ ton}$	$Vn_i = 409.213 \text{ ton}$	$Vn_i \leq 327.37 \text{ ton}$
4° Nivel	$Vn_i = 417.508 \text{ ton}$	$Vn_i \leq 334.01 \text{ ton}$	$Vn_i = 409.213 \text{ ton}$	$Vn_i \leq 327.37 \text{ ton}$
Azotea	$Vn_i = 417.508 \text{ ton}$		$Vn_i = 409.213 \text{ ton}$	
Condición	REGULAR		REGULAR	

La tabla 68 muestra que el pabellón “B” no presenta irregularidad de resistencia o piso débil para ninguna de las direcciones de análisis.

La irregularidad de masa o de peso tiene en cuenta el metrado de cargas interno, realizado por el software Etabs.

Tabla 69

Verificación de la irregularidad de masa o peso

Nivel	Peso sísmico (ton)	$W_i < 1.5(W_{i+1})$
1° Nivel	187.4613	$W_i < 281.1920 \text{ ton}$
2° Nivel	187.4613	$W_i < 281.1920 \text{ ton}$
3° Nivel	187.4613	$W_i < 281.1920 \text{ ton}$
4° Nivel	187.4613	No aplica
Azotea	155.4162	
Condición	REGULAR	

La propuesta de reforzamiento mediante adición de muros de corte de concreto armado, no muestra reducción en altura de la dimensión en planta, ni discontinuidad en los elementos verticales resistentes. Por tanto, presenta regularidad estructural en altura.

✓ Desplazamientos laterales

Dado que la propuesta reforzamiento mediante encamisado de concreto armado al pabellón escolar “B” presenta regularidad estructural, se calculan los desplazamientos laterales multiplicando los resultados obtenidos del análisis lineal elástico por 0.75 R. Los desplazamientos amplificados se interpretan como los desplazamientos laterales que tendría el pabellón en un sismo severo, en el cual se espera comportamiento inelástico (Muñoz Peláez 2020).

Tabla 70

Desplazamiento y derivas de entrepiso según análisis sísmico modal espectral en dirección X

Nivel	Desplaza. elástico	Desplaza. inelástico	Deriva elástica	Deriva inelástica	Deriva permisible	Condición
1° Nivel	0.1744 cm	1.7847 cm	0.000465	0.00209	0.007	Cumple
2° Nivel	0.2675 cm	1.2037 cm	0.000877	0.00395	0.007	Cumple
3° Nivel	0.3071 cm	1.3821 cm	0.001007	0.00453	0.007	Cumple
4° Nivel	0.3032 cm	1.3643 cm	0.000994	0.00447	0.007	Cumple
5° Nivel	0.2766 cm	0.2449 cm	0.000907	0.00408	0.007	Cumple

Tabla 71

Desplazamiento y derivas de entrepiso según análisis sísmico modal espectral en dirección Y

Nivel	Desplaza. elástico	Desplaza. inelástico	Deriva elástica	Deriva inelástica	Deriva permisible	Condición
1° Nivel	0.1635 cm	0.7358 cm	0.000436	0.00196	0.007	Cumple
2° Nivel	0.2901 cm	1.3052 cm	0.000951	0.00428	0.007	Cumple
3° Nivel	0.3590 cm	1.6154 cm	0.001177	0.00530	0.007	Cumple
4° Nivel	0.3806 cm	1.7129 cm	0.001248	0.00562	0.007	Cumple
5° Nivel	0.3727 cm	1.6772 cm	0.001222	0.00550	0.007	Cumple

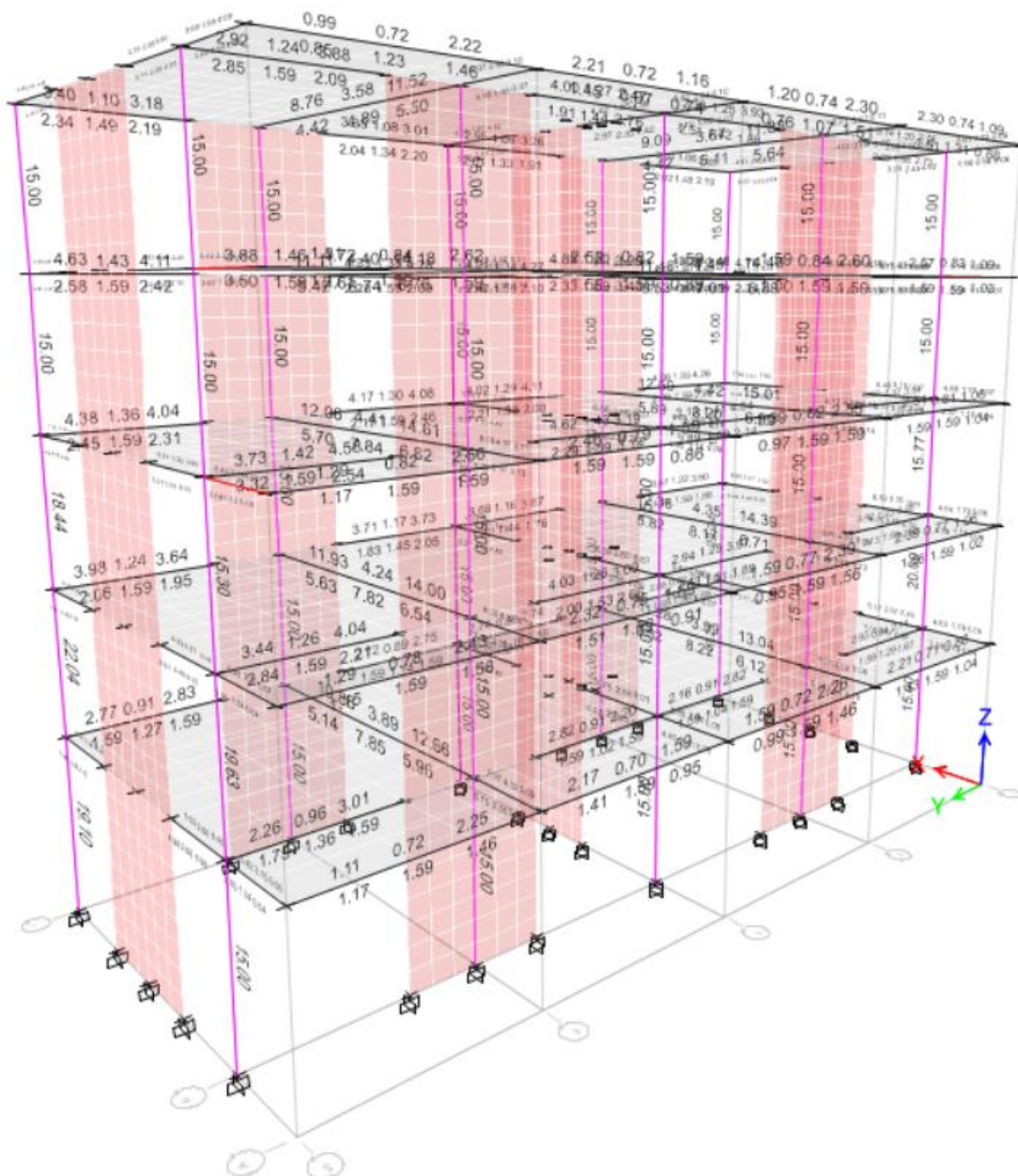
Con las tablas 70 y 71 se verifica que, la propuesta de reforzamiento mediante adición de muros de corte al pabellón escolar “B” logra que las derivas inelásticas cumplan la deriva permisible para edificios de concreto armado en todos los entrepisos y en ambas direcciones de análisis.

✓ Verificación de resistencia en componentes estructurales

Se verifica si la propuesta de reforzamiento mediante inclusión de muros logra que los componentes estructurales existentes tengan una adecuada sección que resista las combinaciones de carga de las ecuaciones (17), (18) y (19); realizando un diseño previo con la herramienta “Section Designer” del software Etabs.

Figura 71

Verificación por resistencia en componentes estructurales de la propuesta de reforzamiento mediante inclusión de muros de corte de concreto armado para el pabellón escolar “B” de la I.E. San Fernando.

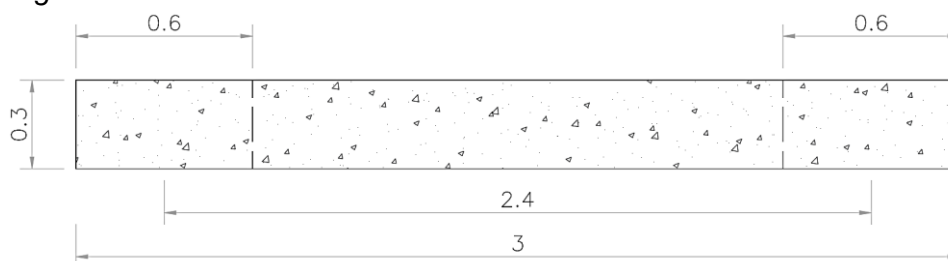


d. Diseño de los muros de corte de concreto armado

Se muestra el diseño estructural del muro de corte más cargado según las tablas 64 y 65. Se diseña el muro X – 1 pues es quien resiste mayor fuerza cortante, indicando que el diseño estructural para los demás muros de corte se realizó de la misma manera.

Figura 72

Sección geométrica del muro de corte de concreto armado X-1



El muro X – 1 se encuentra en el eje 1-1 y presenta los siguientes valores de carga axial y momento flector en el primer nivel.

Tabla 72

Carga axial, momento flector y cortante en el primer nivel del muro de corte X – 1

1° Nivel	Dirección X		
Combinación	Axial (Ton)	Momento (Ton-m)	Cortante (Ton)
CM	71.9984	-22.0444	1.4432
CV	15.5223	-10.5615	0.7237
S	0.7781	412.5176	68.0333
1.4 CM + 1.7 CV	127.1857	-48.8167	3.2508
1.25 (CM + CV) + S	110.1790	371.7602	70.7419
1.25 (CM + CV) – S	108.6228	-453.6776	-65.3247
0.9 CM + S	65.5767	392.6776	69.3322
0.9 CM - S	64.0205	-432.2576	-66.7344

De acuerdo con la figura 72, el muro de corte X – 1 presenta las siguientes características geométricas.

$$A_g = 300 \times 30 = 9000cm^2$$

$$I = \frac{30 \times 300^3}{12} = 67\,500\,000 \text{ cm}^4$$

Se verifica necesidad de elementos de borde con la ecuación 28.

$$\sigma_c = \frac{Pu}{Ag} + \frac{Mu \times Lw/2}{Lg} = \frac{127.1857 \times 10^3}{9000} + \frac{453.6776 \times 10^5 \times 300/2}{67\,500\,000}$$

$$\sigma_c = 114.949 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = 114.949 \text{ Kg/cm}^2 > 0.2 f'c = 0.2 \times 210 = 42 \text{ Kg/cm}^2$$

...entonces, se necesita elementos de borde o confinamiento.

Se verifica si requiere refuerzo en dos capas con la ecuación 29 y 30

$$Vu > 0.53\sqrt{f'c} Acv, \text{ o si } bw \geq 25 \text{ cm}$$

$$70.7419 \text{ Ton} > 0.53\sqrt{210}(10)(0.3 \times 3) = 69.1239 \text{ t}$$

$$bw = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$$

...entonces, requiere refuerzo en dos capas.

Se determina el refuerzo mínimo longitudinal y transversal requerido, así como el espaciamiento máximo de refuerzo según las ecuaciones 31 y 32.

$$\rho_t \text{ mín} = \rho_l \text{ mín} = 0.0025$$

$$\rho_l = 0.0025 \times 3000 = 7.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Usando } \emptyset 1/2'' \Rightarrow As = 2 \times 1.29 = 2.58 \text{ cm}^2$$

$$\text{"s" requerido} = \frac{2.58 \text{ cm}^2}{7.5 \text{ cm}^2/\text{m}} = 0.34 \text{ m} < 0.45 \text{ (Conforme)}$$

Se determina requerimiento de refuerzo por esfuerzo cortante con las ecuaciones 33 y 34.

$$\alpha_c = 0.80 \text{ para } \frac{hw}{Lw} \leq 1.5 \text{ y } \alpha_c = 0.53 \text{ para } \frac{hw}{Lw} \geq 2.0$$

$$\text{Se tiene } \frac{hw}{Lw} = \frac{15.95m}{3.00m} = 5.32 \geq 2.9 \therefore \alpha_c = 0.53$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c} A_{cv} = 0.53\sqrt{210}(10)(0.30 \times 3.00) = 69.12 \text{ Ton}$$

$$V_s = V_n - V_c = \frac{70.7419}{0.6} - 69.12 = 48.78 \text{ Ton}$$

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{2.58 \times 4.2 \times 240}{48.78} = 53.31 \text{ cm}$$

... cumpliendo con la cuantía mínima se decide utilizar para el refuerzo vertical y horizontal $\phi 1/2''$ en dos capas @ 0.30 m.

Se ha verificado que los elementos de borde necesitan un refuerzo de acero longitudinal de: 12 $\phi 3/4''$.

Figura 73

Definición del muro X-1 en la herramienta "Section Designer"

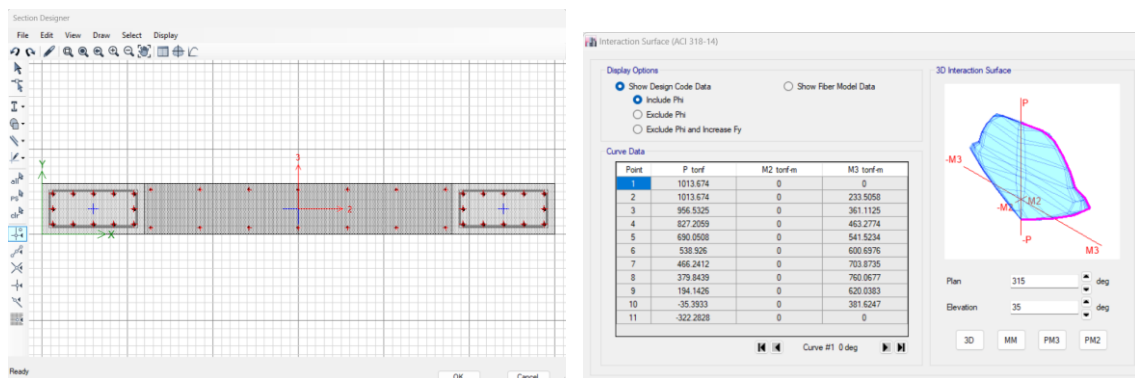
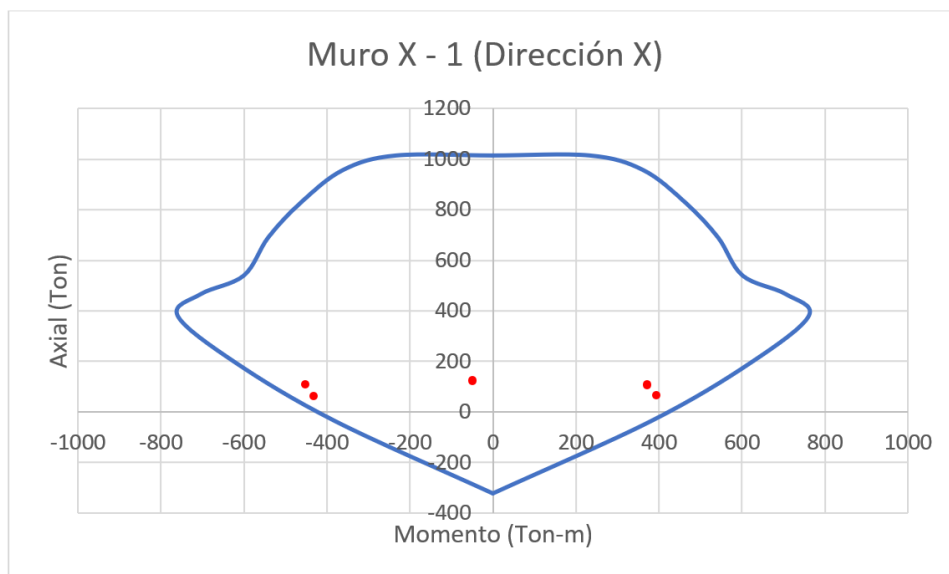


Figura 74

Diagrama de interacción del muro X-1 para la dirección de análisis X



Se determina los requerimientos de refuerzo transversal por confinamiento, para elementos de borde mediante las ecuaciones 37 y 38.

$$s \leq \frac{t_{menor}}{3} = \frac{30}{3} = 10 \text{ cm}$$

Área de refuerzo transversal en la dirección de la longitud menor, considerando $\emptyset 3/8'' @ 0.10 \text{ m}$.

$$h_c = 60 - (2 \times 4 + 0.95) = 51.05 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{aligned} A_{sh} &= 0.3 \frac{s b c f' c}{f_y h} \left[\left(\frac{A_g}{A_c h} \right) - 1 \right] = 0.3 \frac{10 \times 51.05 \times 210}{4200} \left[\left(\frac{30 \times 60}{22 \times 52} \right) - 1 \right] = 4.39 \text{ cm}^2 \\ A_{sh} &= 0.09 \frac{s b c f' c}{f_y h} = 0.09 \frac{7.5 \times 51.05 \times 210}{4200} = 2.30 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right.$$

$$\text{Usando 1 est. } \emptyset 1/2'' + 3 \emptyset 3/8'' \Rightarrow 2 * 1.29 + 3 * 0.71 = 4.71 \text{ cm}^2 > 4.39 \text{ cm}^2$$

Área de refuerzo transversal en la dirección de la longitud mayor, considerando $\emptyset 3/8'' @ 0.10 \text{ m}$.

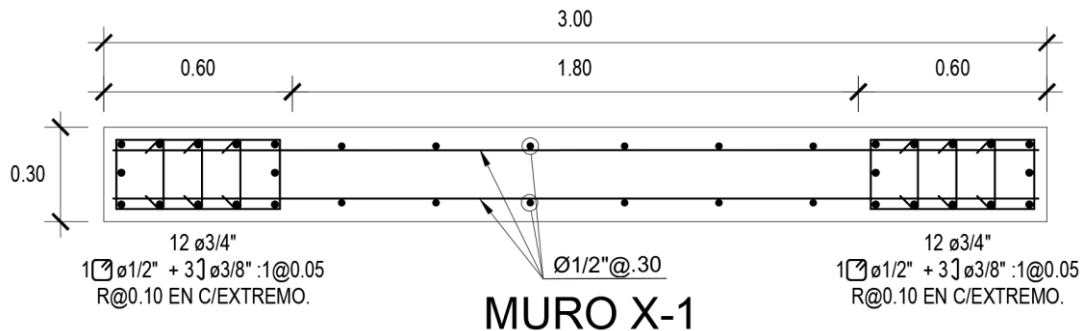
$$h_c = 30 - (2 \times 4 + 0.95) = 21.05 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{aligned} A_{sh} &= 0.3 \frac{s b c f' c}{f_y h} \left[\left(\frac{A_g}{A_c h} \right) - 1 \right] = 0.3 \frac{10 \times 21.05 \times 210}{4200} \left[\left(\frac{30 \times 60}{22 \times 52} \right) - 1 \right] = 1.81 \text{ cm}^2 \\ A_{sh} &= 0.09 \frac{s b c f' c}{f_y h} = 0.09 \frac{7.5 \times 21.05 \times 210}{4200} = 0.95 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right.$$

$$\text{Usando 1 est. } \emptyset 1/2'' \Rightarrow 2 * 1.29 = 2.58 \text{ cm}^2 > 1.81 \text{ cm}^2$$

Figura 75

Detalle del refuerzo de acero para muro de corte X-1



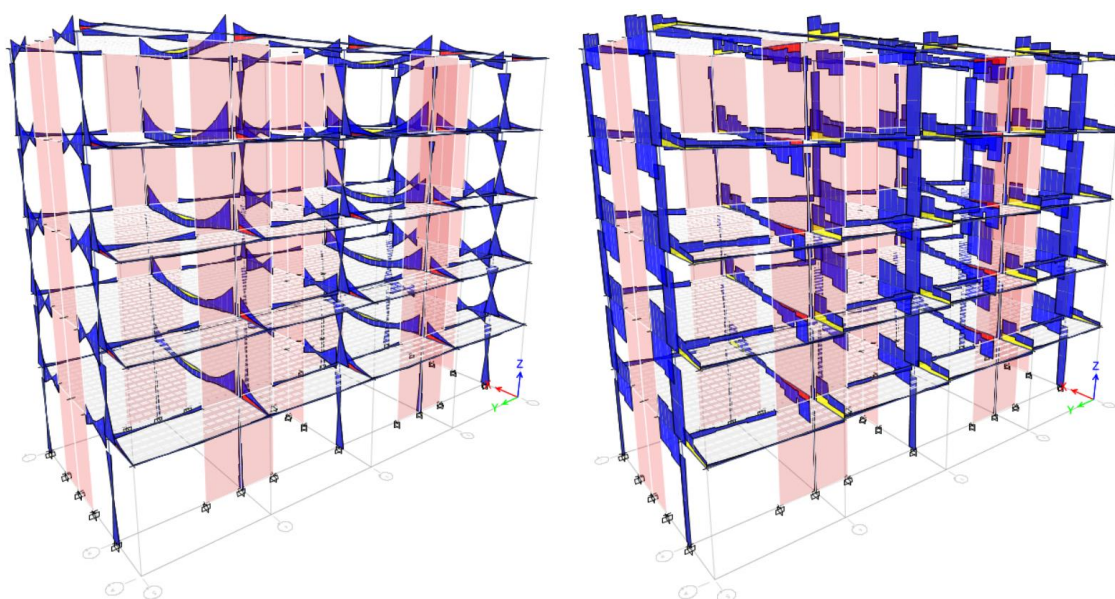
Nota. Tomado de Planos de reforzamiento estructural (Anexo 05).

e. Verificación de la resistencia en vigas

Se verifica que las vigas dispongan de una adecuada sección y refuerzo transversal de acero para resistir los esfuerzos internos que ocasiona la envolvente de las combinaciones de carga de las ecuaciones (17), (18) y (19).

Figura 76

Diagrama de momento flector M_{33} y fuerza cortante V_{22} , en componentes estructurales de pabellón "B" reforzado mediante inclusión de muros de corte concreto armado



La verificación de vigas existentes se apoya en la herramienta "Concrete frame design" del software Etabs. Se ha considerado verificar con la envolvente de las combinaciones de carga según las ecuaciones (17), (18) y (19).

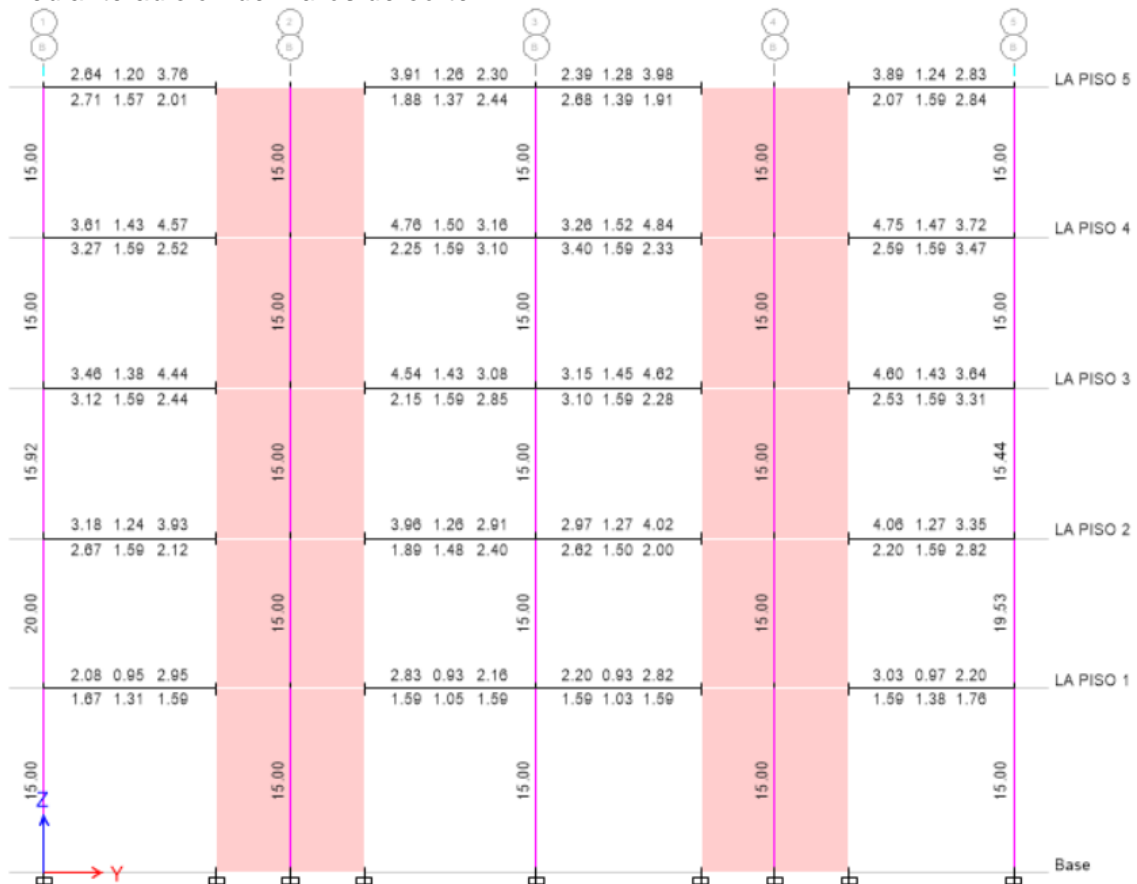
Como ejemplo, se procede a verificar el área de acero longitudinal requerido para las vigas secundarias del eje B-B, en base a norma técnica E.060, aclarando que se ha verificado de manera similar el acero de las demás vigas.

Para el caso en el que las vigas existentes presenten deficiencia de acero longitudinal, se procede de acuerdo con la figura 15 de esta investigación.

Si las vigas presentan deficiencia de refuerzo por corte y confinamiento, se procede a reforzar mediante el proceso constructivo mostrado en la figura 14.

Figura 77

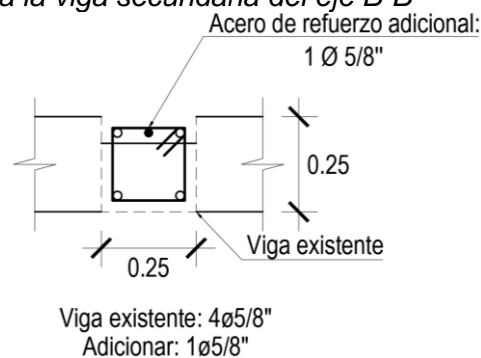
Áreas de acero calculado para las vigas existentes con la propuesta de reforzamiento mediante adición de muros de corte



Los planos existentes (Anexos N°1) indican que el refuerzo longitudinal de las vigas secundarias es de 2 Ø 5/8" arriba y 2 Ø 5/8" abajo. Esto equivale a un área de acero superior e inferior de 3.98 cm². La figura 71 muestra que las vigas presentan una adecuada sección estructural, y no requieren un aumento de sección de concreto, sin embargo, la figura 77 muestra que algunas vigas presentan deficiencia de acero longitudinal, para lo cual se plantea lo siguiente.

Figura 78

Propuesta de reforzamiento para la viga secundaria del eje B-B



Nota. Tomado de Planos de reforzamiento estructural (Anexo 05).

f. Verificación de la resistencia en columnas

En la evaluación estructural detallada (Capítulo 3.3.3.4), se mencionó que la columna C-1 más cargada, se encuentra en la intersección de los ejes B-B y 1-1. Con el reforzamiento mediante adición de muros de corte de concreto armado, presenta los siguientes valores de carga axial y momento flector.

Tabla 73

Carga axial y momento flector en la columna C-1 más cargada del primer nivel

1° Nivel	Dirección X		Dirección Y	
Combinación	Axial (ton)	Momento (ton-m)	Axial (ton)	Momento (ton-m)
CM	33.7995	0.9688	33.7995	0.9688
CV	10.1655	0.3618	10.1655	0.3618
S	53.1939	4.8319	5.2726	1.4098
1.4 CM + 1.7 CV	64.6007	1.9714	64.6007	1.9714
1.25 (CM + CV) + S	108.1502	6.5024	60.2289	3.0731
1.25 (CM + CV) - S	1.7624	-3.1759	49.6837	0.2535
0.9 CM + S	83.6135	5.7110	35.6922	2.2817
0.9 CM - S	-22.7744	-3.9672	25.1470	-0.5379

Asimismo, se determinó anteriormente que la columna C-2 más cargada se encuentra en la intersección de los ejes B-B y 3-3. Tras la adición de muros de corte, presenta los siguientes valores de carga axial y momento flector.

Tabla 74

Carga axial y momento flector en la columna C-2 más cargada del primer nivel

1° Nivel	Dirección X		Dirección Y	
Combinación	Axial (ton)	Momento (ton-m)	Axial (ton)	Momento (ton-m)
CM	49.7487	-1.6711	49.7487	-1.6711
CV	19.3011	-0.7875	19.3011	-0.7875
S	36.1085	4.0699	0.8919	0.0705
1.4 CM + 1.7 CV	102.4601	-3.6783	102.4601	-3.6783
1.25 (CM + CV) + S	122.4208	0.9967	87.2042	-3.0028
1.25 (CM + CV) - S	50.2038	-7.1432	85.4204	-3.1438
0.9 CM + S	80.8823	2.5659	45.6657	-1.4335
0.9 CM - S	8.6653	-5.5739	43.8819	-1.5745

Los diagramas de interacción para las columnas C-1 y C-2 existentes se desarrollaron anteriormente, con la herramienta “*Section Designer*” del software Etabs, tal como se mostró en la figura 49. Se presentan los diagramas de interacción de cada columna para ambas direcciones de análisis a continuación.

Figura 79

Diagrama de interacción para la columna C-1 con la propuesta de reforzamiento mediante adición de muros de corte

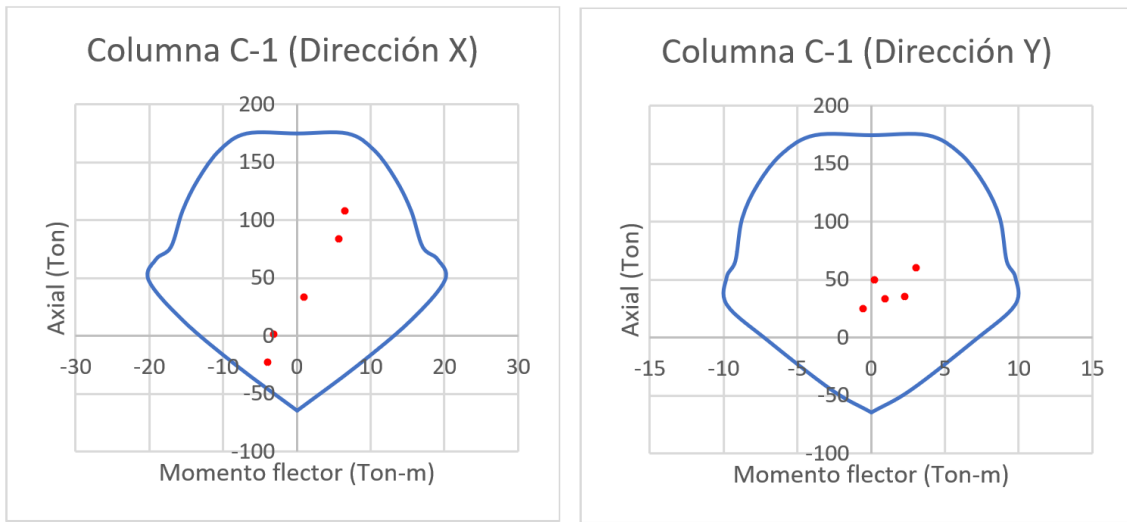
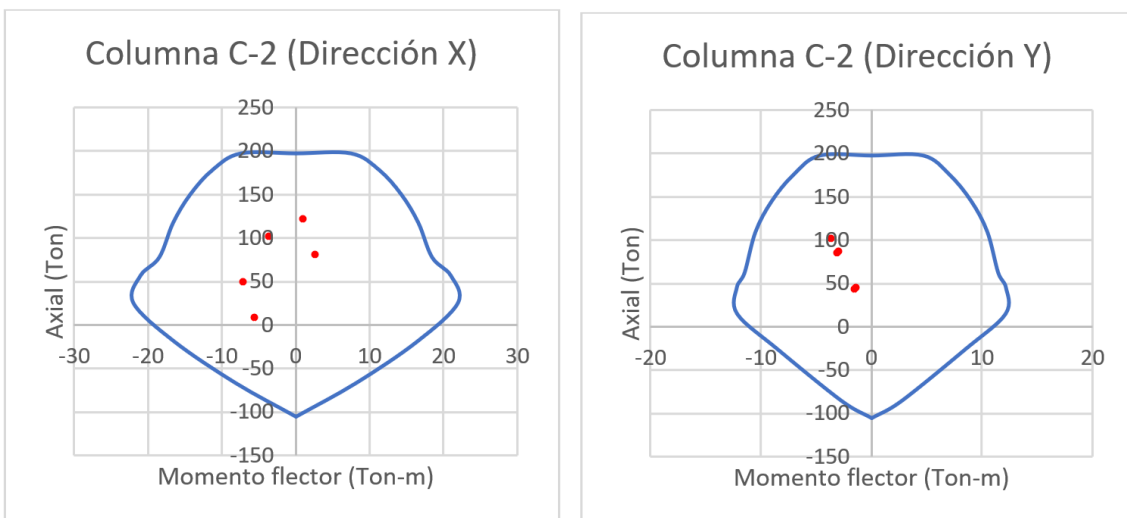


Figura 80

Diagrama de interacción para la columna C-2 con la propuesta de reforzamiento mediante adición de muros de corte



La figura 71 indica que las columnas existentes presentan una adecuada sección estructural, es decir, no requieren un aumento de sección para cumplir por resistencia.

Las figuras 79 y 80 revelan que, al incluir muros de corte a la estructura, las columnas existentes C-1 y C-2 aseguran un adecuado diseño ante las combinaciones mayoradas de la norma técnica E.060.

Por lo tanto, se verifica que la propuesta de reforzamiento, mediante la adición de muros de corte de concreto armado, es eficaz para aumentar la capacidad de las columnas existentes, ya que los muros de corte disminuyeron los momentos flectores que actuaban sobre las columnas. El diseño estructural realizado se plasma en los planos de reforzamiento estructural ER-03 y ER-04 del **Anexo N°05**.

g. Proceso constructivo

Para realizar el reforzamiento mediante inclusión de muros de corte de concreto armado, se procede de la siguiente manera.

- ✓ Se realiza el anclaje del acero vertical del nuevo muro, a la cimentación existente, revisando previamente si la cimentación y la resistencia del suelo son adecuados para resistir las nuevas solicitaciones o si es necesario intervenir la cimentación.
- ✓ Se instala el refuerzo vertical y horizontal necesario de acuerdo con los planos de reforzamiento estructural.
- ✓ Si los muros son continuos en altura, se debe realizar una adecuada conexión del nuevo muro al diafragma de concreto. Para ello se ejecutan orificios en la losa y se instalan dowels verticales que transfieran las fuerzas del diafragma existente y del nuevo muro superior (si existe) al nuevo muro inferior, siguiendo las recomendaciones de la norma FEMA 547 (2006). Dichos orificios también sirven para la colocación y la compactación del concreto.
- ✓ Se realiza la limpieza y el tratamiento de la superficie de contacto del concreto existente, para proporcionar una adecuada junta.
- ✓ Se realiza el encofrado y el vaciado del concreto del nuevo muro de corte, asegurando una correcta compactación, mediante el vibrado, para evitar cangrejas.

3.4 PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

Se comparan los resultados obtenidos de la respuesta sísmica tanto del edificio existente, como de las propuestas de reforzamiento, mediante tablas y figuras con el fin de dar respuesta a la hipótesis formulada.

3.4.1 Comparación de irregularidades

De las tablas 26 a 29, 48 a 51, 66 a 69 y las demás consideraciones en base a la norma técnica E.030 (2018), se han obtenido los siguientes resultados.

Tabla 75

Comparación de las irregularidades estructurales

<i>Irregularidades en altura</i>	<i>Edificio Existente</i>	<i>Encamisado de concreto armado</i>	<i>Adición de muros de corte</i>
<i>Piso Blando</i>	NO PRESENTA	NO PRESENTA	NO PRESENTA
<i>Piso Débil</i>	NO PRESENTA	NO PRESENTA	NO PRESENTA
<i>Masa o Peso</i>	NO PRESENTA	NO PRESENTA	NO PRESENTA
<i>Geométrica Vertical</i>	NO PRESENTA	NO PRESENTA	NO PRESENTA
<i>Discontinuidad en los sistemas resistentes</i>	NO PRESENTA	NO PRESENTA	NO PRESENTA
<i>Irregularidades en planta</i>	NO PRESENTA	NO PRESENTA	NO PRESENTA
<i>Irregularidad Torsional</i>	NO PRESENTA	NO PRESENTA	NO PRESENTA
<i>Esquinas entrantes</i>	NO PRESENTA	NO PRESENTA	NO PRESENTA
<i>Discontinuidad del diafragma</i>	NO PRESENTA	NO PRESENTA	NO PRESENTA
<i>Sistemas no Paralelos</i>	NO PRESENTA	NO PRESENTA	NO PRESENTA

3.4.2 Comparación de periodos fundamentales

Se considera comparar los periodos fundamentales obtenidos del análisis dinámico modal, para cada dirección de análisis y considerando cada caso de excentricidad ($\pm 5\%$). Los datos se han obtenido de las tablas 20 a 23, 42 a 45 y 58 a 61.

Figura 81

Comparación de periodos fundamentales en dirección X según el análisis dinámico modal espectral

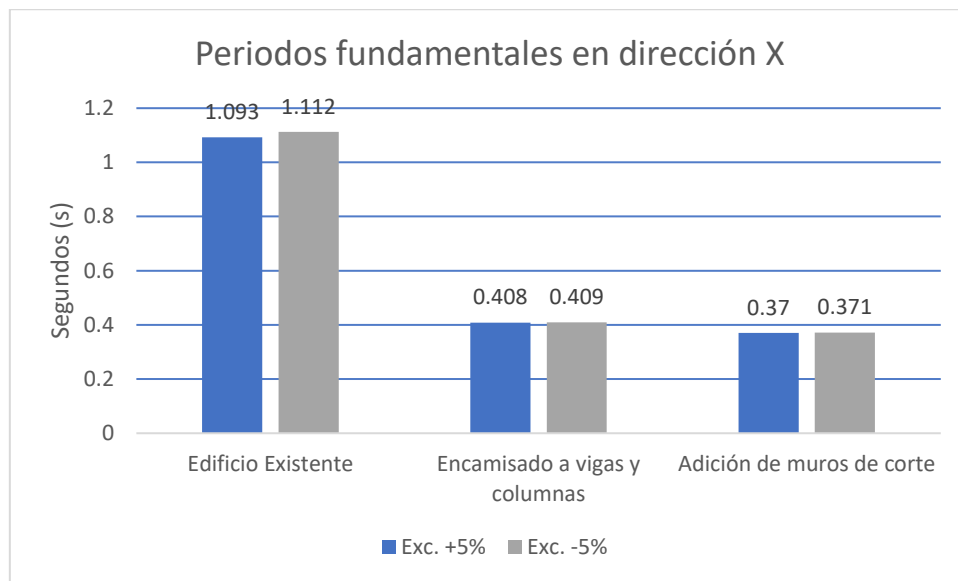
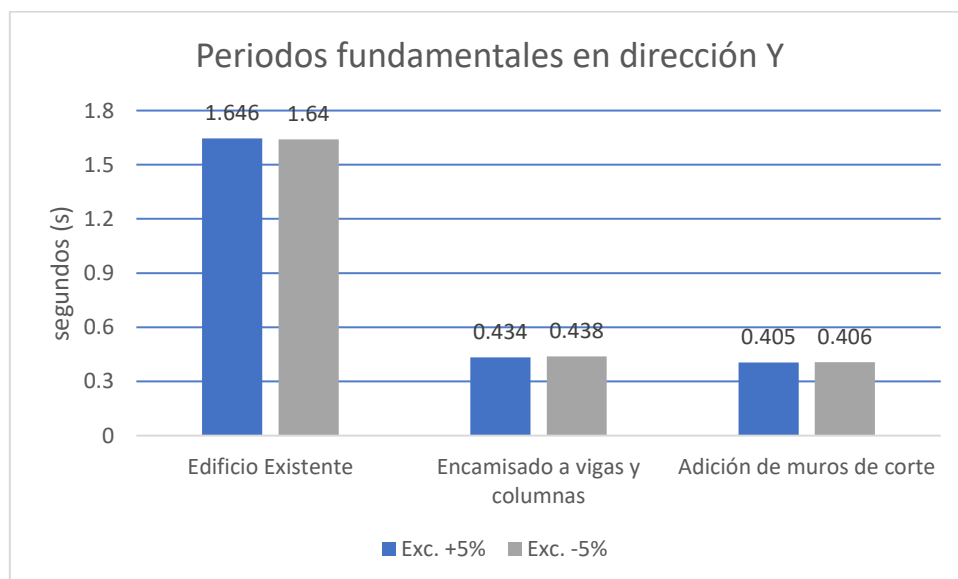


Figura 82

Comparación de periodos fundamentales en dirección Y según el análisis dinámico modal espectral



3.4.3 Comparación de cortantes basales

Se comparan las fuerzas cortantes en la base del edificio, según los resultados obtenidos del análisis estático y el análisis dinámico modal espectral, para cada dirección de análisis, según los resultados obtenidos utilizando la ecuación 5 y mediante las tablas 24, 46 y 62.

Figura 83

Comparación de fuerzas cortantes en la base del edificio según el análisis sísmico estático

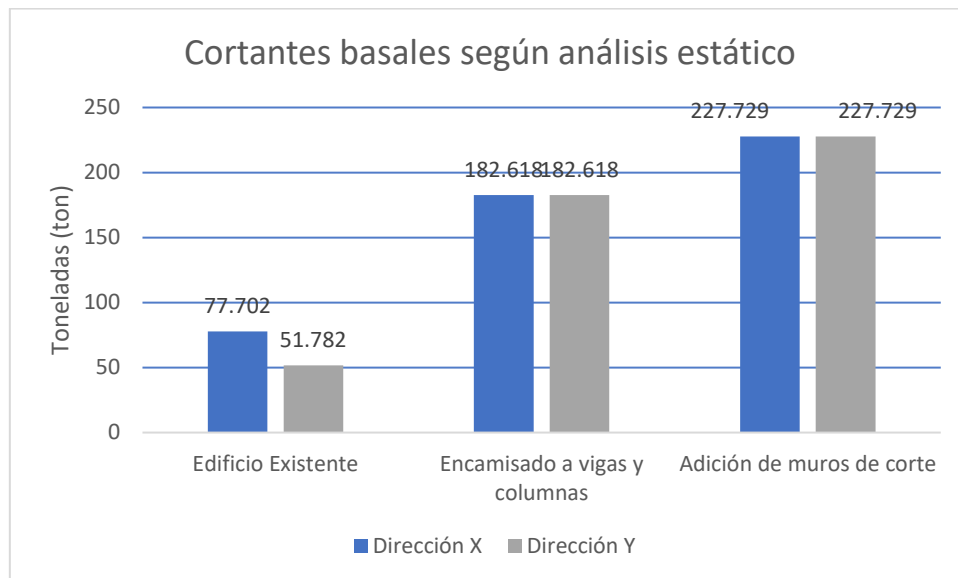
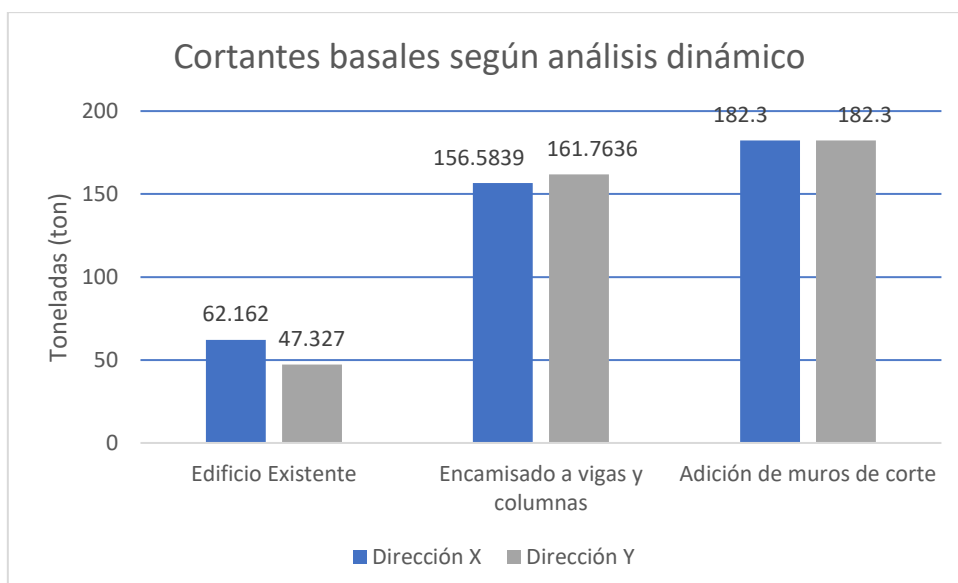


Figura 84

Comparación de fuerzas cortantes en la base del edificio según el análisis sísmico dinámico modal espectral



3.4.4 Comparación de desplazamientos laterales

Se presenta la comparación de los desplazamientos laterales inelásticos absolutos de entrepiso del edificio, obtenidos del análisis dinámico modal espectral para cada dirección de análisis, según las tablas 30, 31, 52, 53, 70 y 71.

Figura 85

Comparación de desplazamientos inelásticos absolutos en cada entrepiso, según el análisis dinámico modal espectral para la dirección X

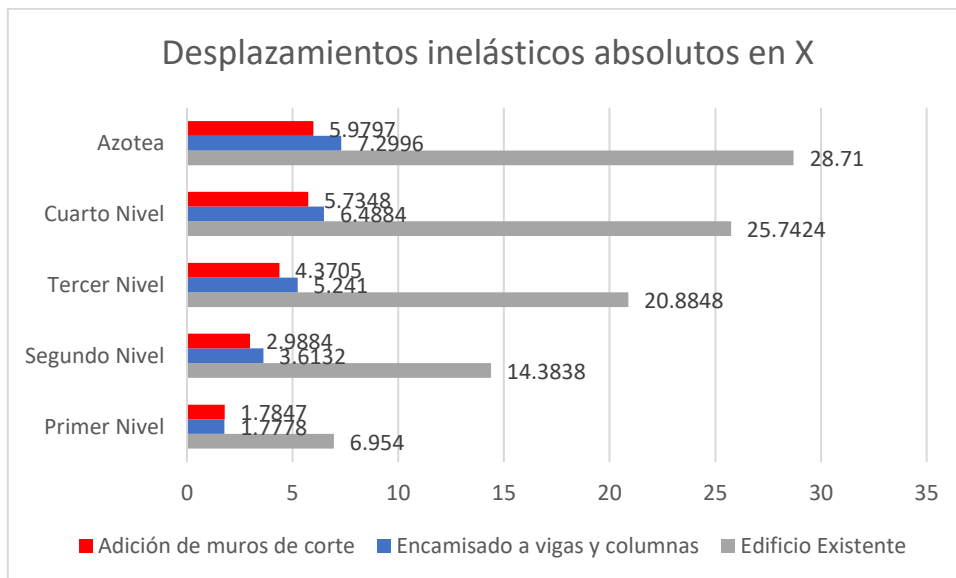
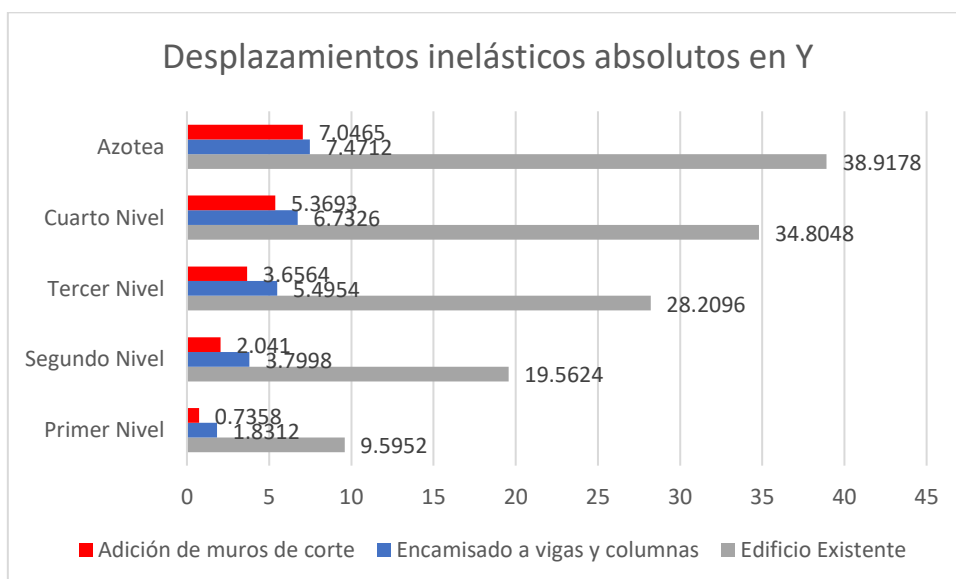


Figura 86

Comparación de desplazamientos inelásticos absolutos en cada entrepiso, según el análisis dinámico modal espectral para la dirección Y



3.4.5 Comparación de distorsiones de entrepiso (Derivas)

Se presenta la comparación de las distorsiones de entrepiso, obtenidos del análisis dinámico modal espectral para cada dirección de análisis, según los valores obtenidos en las tablas 30, 31, 52, 53, 70 y 71.

Figura 87

Comparación de distorsiones de entrepiso, según el análisis dinámico modal espectral para la dirección X

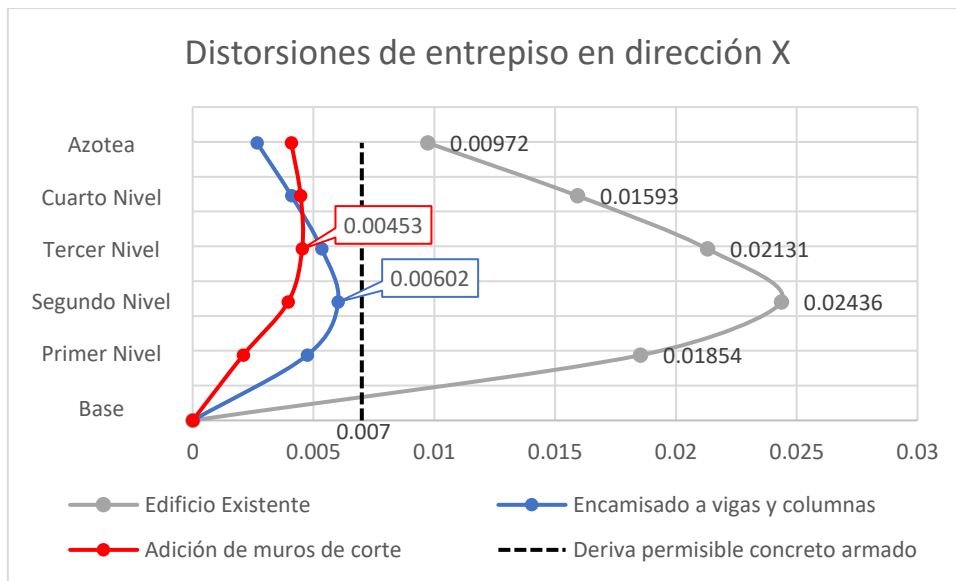
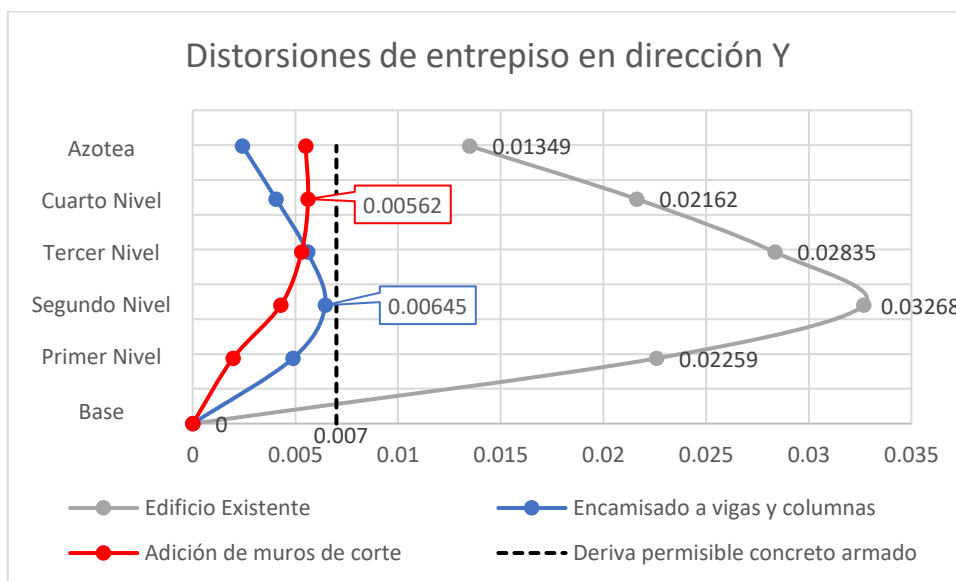


Figura 88

Comparación de distorsiones de entrepiso, según el análisis dinámico modal espectral para la dirección Y



CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1 ANÁLISIS DE RESULTADOS

En cuanto a las dos propuestas de reforzamiento estructural mediante concreto armado, se verificó que han logrado cumplir los requisitos de rigidez y resistencia exigidos por el Reglamento Nacional de Edificaciones, así como las restricciones a la irregularidad estructural, no obstante, presentaron diferencias en cuanto a su respuesta sísmica y se analizan a continuación.

a. Periodos fundamentales

En la **Figura 81** se indicó que:

En cuanto a la dirección de análisis “X”, considerando excentricidad de +5%, el edificio existente presentó un periodo fundamental de 1.093 segundos. Dicho valor es muy alto para un edificio de 5 niveles y si bien con la propuesta de encamisado de concreto armado a vigas y columnas se redujo el periodo fundamental a un valor de 0.408 segundos, con la propuesta de inclusión de muros de corte se redujo el periodo fundamental a un valor de 0.37 segundos.

Para la misma dirección de análisis, considerando excentricidad de -5%, el edificio existente presentó un periodo fundamental de 1.112 segundos y si bien con la propuesta de encamisado de concreto armado se redujo el periodo a un valor de 0.409 segundos, con la propuesta de inclusión de muros de corte se redujo el periodo fundamental a un valor de 0.371 segundos.

Los periodos fundamentales en “X” señalan que el edificio se rigidizó más con la propuesta de inclusión de muros de corte.

La **Figura 82** indicó que:

Para la dirección de análisis “Y”, considerando excentricidad de +5%, el edificio existente presentó un periodo fundamental de 1.646 segundos,

indicándonos que el edificio es más flexible en esta dirección de análisis. Esto se debe a la presencia de vigas chatas y columnas poco peraltadas en esta dirección. Si bien con el encamisado de concreto armado se redujo el periodo fundamental a un valor de 0.434 segundos, con la inclusión de muros de corte se redujo el periodo fundamental a un valor de 0.405 segundos

Para la misma dirección de análisis, considerando excentricidad de -5%, el edificio existente presentó un periodo fundamental de 1.640 segundos y si bien con el encamisado de concreto armado a vigas y columnas se redujo el periodo fundamental a un valor de 0.438 segundos, con la inclusión de muros de corte se redujo el periodo fundamental a un valor de 0.406 segundos.

Los periodos fundamentales en “Y” señalan que el edificio se rigidizó más con la propuesta de inclusión de muros de corte.

Cabe mencionar que la reducción del periodo fundamental de una estructura conlleva implícitamente a un incremento de las fuerzas sísmicas de diseño.

b. Cortantes basales

La **Figura 83** mostró que:

El análisis sísmico estático, para la dirección “X”, consideró una fuerza sísmica cortante de 77.702 ton en la base de la estructura existente. El largo periodo fundamental, debido a la flexibilidad de la estructura existente, hace que el valor de la cortante basal sea pequeño. La propuesta de reforzamiento mediante encamisado de concreto armado aumentó el valor de la cortante basal en 135.02%, mientras que la propuesta de reforzamiento mediante la inclusión de muros de corte aumentó el valor de la cortante basal en 192.08%.

Con respecto a la dirección “Y”, el análisis estático consideró una fuerza cortante basal de 52.782 ton en la estructura existente. En cuanto a la propuesta de reforzamiento mediante encamisado de concreto armado a vigas y columnas

el valor de la cortante basal de incrementó en 252.67% y mediante la inclusión de muros de corte el valor de la cortante basal se incrementó en 339,78%.

El aumento de fuerzas sísmicas cortantes en la base del edificio indicó que las propuestas de reforzamiento han logrado rigidizar la estructura del pabellón escolar “B” en ambas direcciones.

La **Figura 84** señaló que:

Para el análisis dinámico modal espectral, en la dirección de análisis “X”, se consideró una fuerza cortante de 62.162 ton en la base de la estructura existente. Si bien con la propuesta de reforzamiento estructural mediante encamisado de concreto armado, se incrementó el valor de la cortante basal en 151.90%, con la propuesta de reforzamiento estructural mediante la inclusión de muros de corte se incrementó el valor de la cortante basal en 193.27%.

En cuanto a la dirección “Y”, el análisis dinámico modal espectral consideró una fuerza cortante basal de 47.327 ton. Este valor se incrementó en 241.80% con la propuesta de reforzamiento mediante encamisado de concreto armado a vigas y se incrementó en 285.19% con la propuesta de reforzamiento mediante la inclusión de muros de corte.

Las figuras **83** y **84** revelaron que teóricamente la fuerza cortante en la base del edificio existente es menor para la dirección de análisis “Y”. Esto es compatible con la realidad ya que en la dirección de análisis “Y” se encuentran las vigas chatas y las columnas poco peraltadas, las cuales generan mayor flexibilidad y por ende menor fuerza sísmica.

Las figuras **83** y **84** también revelaron que el valor de la cortante basal para la propuesta de reforzamiento mediante la adición de muros de corte es mayor, para los dos métodos de análisis sísmico. Esto se da no solo porque la propuesta de inclusión de muros de corte reduce el periodo fundamental en mayor cantidad que la propuesta de encamisado de concreto armado, sino también porque se considera un factor de reducción de fuerzas sísmicas menor,

es decir, la fuerza sísmica de diseño ya no se divide entre $R = 8$ (Pórticos de concreto armado), sino entre $R = 6$ (De Muros Estructurales).

c. Desplazamientos laterales

En la figura **85** se observó que:

Según el análisis sísmico dinámico modal espectral, la estructura existente presenta un desplazamiento inelástico absoluto de 28.71 cm en el último nivel, para la dirección de análisis "X". Dicho desplazamiento lateral es muy alto y por ende ocasionará graves consecuencias, como son el golpeteo entre edificios adyacentes, daños en componentes no estructurales sensibles a desplazamientos y sobre todo el riesgo de colapso que experimentará la estructura durante un sismo severo.

Por dichas razones, los métodos de reforzamiento deben rigidizar globalmente la estructura. Para la dirección de análisis "X", el reforzamiento con encamisado de concreto armado a vigas y columnas disminuyó el desplazamiento lateral en el último nivel a un valor de 7.30 cm, mientras que el reforzamiento con muros de corte de concreto armado, disminuyó el desplazamiento lateral en el último nivel a un valor de 5.98 cm.

En consecuencia, se verifica que ambas propuestas de reforzamiento rigidizan globalmente la estructura del pabellón escolar "B" disminuyendo considerablemente los desplazamientos laterales en la dirección de análisis "X", sin embargo, la figura **85** comprueba que la reducción de desplazamiento lateral en el último nivel es mayor con la propuesta de inclusión de muros de corte.

La figura **86** reveló que:

Según el análisis dinámico modal espectral, la estructura existente presenta un desplazamiento inelástico absoluto de 38.92 cm en el último piso, para la dirección de análisis Y. Dicho desplazamiento lateral es 71.23% mayor al calculado en la otra dirección de análisis. De esta manera quedó reflejada la gran

flexibilidad de la dirección de análisis “Y” debida indudablemente a que los elementos estructurales de esta dirección están compuestos por vigas chatas y columnas poco peraltadas. Tal desplazamiento generará excesivos daños estructurales o incluso el colapso total de la estructura ante un sismo severo.

Las propuestas de reforzamiento estructural rigidizaron adecuadamente la estructura del pabellón escolar “B” en la dirección de análisis “Y”. Mediante el encamisado de concreto armado a vigas y columnas se disminuyó el desplazamiento lateral en el último nivel a un valor de 7.47 cm, mientras que, mediante la inclusión de muros de corte se disminuyó el desplazamiento lateral del último nivel a un valor de 7.04 cm.

En consecuencia, se verificó que ambas propuestas de reforzamiento corrigen los problemas de rigidez lateral en la estructura del pabellón escolar “B” y disminuyen considerablemente los desplazamientos laterales en la dirección de análisis “Y” a valores muy similares, no obstante, también comprueba que la reducción de desplazamientos es ligeramente mayor con la propuesta de inclusión de muros de corte.

Es importante destacar que los desplazamientos laterales inelásticos mostrados en las figuras **85** y **86** revelaron que la junta sísmica de 2.5 cm de los tabiques es insuficiente, por lo que a pesar de estar aislados podrían igualmente generar problemas de columna corta y ocasionar irregularidad estructural de torsión en planta.

d. Distorsiones de entrepiso (Derivas)

En la figura **87** se indicó que:

Según el análisis dinámico modal espectral, el edificio existente en la dirección de análisis “X” presentó una deriva de entrepiso máxima en el segundo nivel, con un valor de 0.02436, que excede la deriva permisible del concreto armado en un 248%.

Dicha figura también indicó que ambas propuestas de reforzamiento estructural limitan la deriva de entrepiso máxima a valores permisibles (menores de 0.007). Con respecto a la dirección de análisis "X", la deriva de entrepiso máxima de la propuesta de reforzamiento con encamisado de concreto armado a vigas y columnas presentó un valor de 0.00602, que corresponde a una disminución de la deriva máxima del edificio existente en 75.29%. La deriva de entrepiso máxima de la propuesta de reforzamiento mediante inclusión de muros de corte de concreto armado presentó un valor de 0.00453, que corresponde a una disminución considerable de la deriva del edificio existente en 81.40%.

En la figura **88** se indicó que:

Según el análisis dinámico modal espectral, el edificio existente en la dirección de análisis "Y" presentó una deriva de entrepiso máxima en el segundo nivel, con un valor de 0.03268, excediendo la deriva permisible del concreto armado en un 366.86%.

De igual forma, se verificó que ambas propuestas de reforzamiento de concreto armado limitan la deriva de entrepiso máxima a valores permisibles en la dirección de análisis "Y". Mientras que la deriva de entrepiso máxima de la propuesta de reforzamiento con encamisado de concreto armado a vigas y columnas presentó un valor de 0.00645, que corresponde a una disminución de la deriva máxima del edificio existente en 80.26%; la deriva de entrepiso máxima de la propuesta de reforzamiento mediante inclusión de muros de corte presentó un valor de 0.00562, que corresponde a una disminución de la deriva máxima de la deriva máxima del edificio existente en 82.80%.

e. Contraste con la hipótesis planteada

Del análisis de los resultados, se verificó que:

En cuanto a los periodos fundamentales, la propuesta de reforzamiento mediante inclusión de muros de corte presentó periodos fundamentales hasta 0.038 segundos menores a comparación de la propuesta de reforzamiento mediante encamisado de concreto armado a vigas y columnas.

En cuanto a las cortantes basales, si bien en ambas propuestas de reforzamiento se incrementó el valor de la cortante basal, la propuesta de inclusión de muros de corte en el pabellón escolar “B” logró que la sección de las vigas y las columnas cumplan adecuadamente los requisitos de resistencia, tal como lo mostraron las figuras 71, 77, 79 y 80.

En cuanto a los desplazamientos laterales, la propuesta de reforzamiento mediante inclusión de muros de corte presentó desplazamientos en el último nivel hasta 1.32 cm menores a comparación de la propuesta de reforzamiento mediante encamisado de concreto armado a vigas y columnas.

En cuanto a las distorsiones de entrepiso, la propuesta de reforzamiento mediante inclusión de muros de corte presentó derivas máximas hasta 6.11% menores a comparación de la propuesta de reforzamiento mediante encamisado de concreto armado a vigas y columnas.

Por lo tanto, la hipótesis planteada es VÁLIDA, pues pese a haber aumentado el mismo volumen de concreto en ambas propuestas de reforzamiento, la propuesta de reforzamiento de mediante inclusión de muros generó una respuesta sísmica más favorable en el pabellón escolar “B” de la institución educativa San Fernando.

4.2 DISCUSIÓN DE RESULTADOS

De acuerdo con los resultados obtenidos y los datos en la literatura se han consideran las siguientes discusiones:

- ✓ La tabla 1 presentada en la literatura indica que, de acuerdo con la norma técnica E.030 (2018), las edificaciones esenciales (A2) de concreto armado, ubicadas en zonas sísmicas 3 o 4 deben presentar un sistema estructura Dual o de Muros Estructurales. Esto es acorde con los resultados pues a pesar de haber aumentado el mismo volumen de concreto en ambas propuestas de reforzamiento, vemos

que los muros de corte generan una respuesta sísmica más favorable en la edificación esencial (A2) en estudio.

De acuerdo con los resultados obtenidos y los datos encontrados en los antecedentes teóricos se resalta lo siguiente:

- ✓ Los antecedentes mencionados en este trabajo de investigación han realizado la evaluación estructural en edificaciones escolares construidas con normas que no contemplaban adecuados criterios sismorresistentes y han encontrado que dichas edificaciones no presentaron derivas de entrepiso dentro del rango aceptable, concluyendo que es necesario el reforzamiento estructural. Esto coincide con la investigación realizada pues se ha determinado la vulnerabilidad del pabellón escolar “B” diseñada con normas técnicas del ahora derogado Reglamento Nacional de Construcciones y se ha verificado que sus derivas sobrepasan el valor permitido por la norma técnica E.030 (2018), por lo cual ha sido necesario plantear propuestas de reforzamiento estructural que aumenten globalmente la rigidez lateral de la estructura.

- ✓ En cinco (05) de los antecedentes se ha propuesto encamisado de concreto armado a vigas y/o columnas y en dos (02) antecedentes se ha planteado el uso de muros de corte de concreto armado. En cada caso, verificaron que su propuesta era adecuada para reforzar las edificaciones ya que obtuvieron derivas aceptables y cumplieron los requisitos de rigidez y resistencia contemplados en su norma. Con esta investigación también se verifica que las propuestas reforzamiento de concreto armado mediante de encamisado y mediante inclusión de muros de muros de corte son adecuadas para reforzar el pabellón escolar “B” de la institución educativa San Fernando ya que logran que el edificio cumpla con los requisitos de rigidez y resistencia contemplado en las normas técnicas de estructuras del Reglamento Nacional de Edificaciones vigente.

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

Cumpliendo con los objetivos planteados de esta tesis, se han llegado a las siguientes conclusiones:

- ✓ SE VALIDA LA HIPÓTESIS, si bien ambas propuestas de reforzamiento cumplen los requisitos de resistencia, rigidez lateral exigidos por el Reglamento Nacional de Edificaciones, la propuesta de reforzamiento estructural de concreto armado que genera una respuesta sísmica más favorable en el pabellón escolar “B” de la I.E. San Fernando, ante la acción sísmica de diseño de la norma técnica E.030, es la inclusión de muros de corte, ya que presenta periodos hasta 0.038 segundos menores, desplazamientos en el último nivel hasta 1.32 cm menores y derivas máximas hasta 6.11% menores en comparación a la propuesta de encamisado de vigas y columnas. Además, si bien en ambas propuestas se ha incrementado el valor la cortante basal, la inclusión de muros de corte en el pabellón escolar “B” ha logrado que la sección de vigas y columnas cumplan adecuadamente los requisitos de resistencia, tal como lo muestran las figuras 71, 77, 79 y 80.

- ✓ De acuerdo con la evaluación estructural, según la metodología de la guía ACI 364.1R y en base a los lineamientos de Reglamento Nacional de Edificaciones, el pabellón escolar “B” de la institución educativa San Fernando es vulnerable ante sismos, porque no cumple con los requisitos de rigidez en ambas direcciones de análisis, debido a que presenta deriva máxima de 0.02436 para la dirección de análisis “X” y deriva máxima de 0,03268 para la dirección de análisis “Y”. Tales derivas superan el valor permisible para edificios de concreto armado indicado en la norma técnica E.030 (2018) en un 248% para la dirección de análisis X y en un 366.86% para la dirección de análisis Y. Del mismo modo no cumple con los requisitos de resistencia ya que las vigas y las columnas existentes no aseguran un diseño que resista las combinaciones de carga exigidas por

la norma técnica E.060 (2009) de concreto armado, tal como indicaron las tablas 32, 33 y 34 y las figuras 50 y 51.

- ✓ Se ha determinado la respuesta sísmica del pabellón escolar “B” con la propuesta de reforzamiento estructural mediante encamisado de vigas y columnas, y se verifica que el reforzamiento rigidizó notablemente la estructura, pues disminuyó los periodos fundamentales del edificio existente de un valor de 1.12 segundos a un valor de 0.409 segundos en la dirección “X” y de un valor de 1.646 segundos a un valor de 0.434 segundos en la dirección “Y”, disminuyó los desplazamientos laterales del último piso del edificio existente de un valor de 28.71 cm a un valor de 7.29 cm para la dirección de análisis “X” y de un valor de 38.92 cm a un valor de 7.47 cm para la dirección de análisis “Y”, y disminuyó las derivas máximas del edificio existente de un valor de 0.02436 a un valor de 0.00602 para la dirección “X” y de un valor de 0.03268 a un valor de 0.00645 para la dirección “Y”, logrando cumplir los requisitos de rigidez de la norma técnica E.030 (2018). Al haber rigidizado la estructura, el encamisado de vigas y columnas aumento las cortantes basales del edificio existente de un valor de 62.162 Ton a un valor de 156.58 Ton en la dirección “X” y de un valor de 47.327 Ton a un valor de 161.76 Ton. Asimismo, este reforzamiento mejoró la resistencia en elementos estructurales ya que tanto columnas como vigas al ser encamisadas son capaces de soportar las combinaciones de carga exigidas por la norma técnica E.060 (2009) tal como lo muestran las figuras 58, 60, 65 y 66.
- ✓ Se ha determinado la respuesta sísmica del pabellón escolar “B” con la propuesta de reforzamiento estructural mediante inclusión de muros de corte de concreto armado, y se verifica que el reforzamiento rigidizó considerablemente la estructura, pues disminuyó los periodos fundamentales del edificio existente de un valor de 1.12 segundos a un valor de 0.409 segundos en la dirección “X” y de un valor de 1.646 segundos a un valor de 0.434 segundos en la dirección “Y”, disminuyó los desplazamientos laterales del último piso del edificio existente de un valor de 28.71 cm a un valor de 5.97 cm en la dirección de análisis “X” y de un

valor de 38.91 cm a un valor de 7.04 cm en la dirección de análisis “Y”, y disminuyó las derivas máximas del edificio existente de un valor de 0.02436 a un valor de 0.00453 en la dirección “X” y de un valor de 0.03268 a un valor de 0.00562 para la dirección “Y”, logrando así cumplir los requisitos de rigidez de la norma técnica E.030 (2018). De igual forma, al haber rigidizado la estructura, la inclusión de muros de corte aumento las cortantes basales del edificio existente de un valor de 62.162 Ton a un valor de 182.3 Ton en la dirección “X” y de un valor de 47.327 Ton a un valor de 182.3 Ton en la dirección “Y”. Debido que, los muros de corte absorben un gran porcentaje de la fuerza sísmica tal como lo indicaron las tablas 64 y 65, disminuyeron las solicitaciones sísmicas en columnas y vigas existentes, logrando que los elementos estructurales existentes sean capaces de resistir las combinaciones de carga exigidas por la norma técnica E.060 (2009) tal como lo muestran las figuras 71, 77, 79 y 80.

5.2 RECOMENDACIONES

Existe un gran reto para mejorar la condición y la seguridad estructural de la infraestructura educativa en país, por tanto, se presentan las siguientes recomendaciones:

- ✓ Realizar futuras investigaciones sobre otras propuestas de reforzamiento para el pabellón escolar “B” de la institución educativa San Fernando, tales como encamisados metálicos, adición de arriostres de acero, cierre de paños con tabiquería, adición de disipadores de fluido viscoso, aplicación de fibras de carbono, etc., con el fin de mejorar la respuesta sísmica del pabellón escolar “B” de la I.E. San Fernando.
- ✓ Realizar mayor investigación en el campo de la evaluación y el reforzamiento estructural, sobre todo en edificaciones esenciales, debido a su importancia, a la cantidad de personas que alberga y a que su funcionamiento no puede ni debe ser interrumpido después de un evento sísmico.
- ✓ Realizar la evaluación estructural y proponer el reforzamiento a la subestructura del pabellón escolar “B” de la I.E. San Fernando, considerando la propuesta de reforzamiento mediante inclusión de muros de corte de concreto armado, planteada en esta tesis.
- ✓ Evaluar el expediente técnico del pabellón escolar “A” de la I.E. San Fernando, que aún no ha sido construido y adecuarlo a las normas técnicas vigentes, con el fin de evitar problemas de rigidez lateral, resistencia y ductilidad ante futuros movimientos sísmicos severos.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI (American Concrete Institute).** 1999. *Guide for Evaluation of Concrete Structures Prior to Rehabilitation. ACI 364.1R-94.*
- Aedo Holguín MA.** 2013. *Evaluación experimental de la efectividad del adhesivo epóxico para reforzamiento de vigas de hormigón armado.* Tesis de grado. Santiago de Cali, Colombia, Universidad del Valle.
- Agency for International.** S/F. *Case report Peru – Earthquake October 3, 1974 (en línea, sitio web).* Consultado 6 abr. 2022. Disponible en https://pdf.usaid.gov/pdf_docs/Pnadq794.pdf
- Aguilar Chanini JS; Aguilar Escobar CI.** 2017. *Evaluación y reforzamiento estructural del edificio de la Escuela Profesional de Obstetricia – UNJBG – Tacna.* Tesis de grado. Tacna, Perú, Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann.
- Alcocer Martínez de Castro SM.** 2021. *Rehabilitación sísmica de la infraestructura física educativa de México.* 1° Ed. CDMX, México, Universidad Autónoma de México.
- ASTM Standard C805.** 2014. *Standard Test Method for Rebound of Hardened Concrete.* West Conshohocken. ASTM International, United States.
- ASTM Standard C823.** 2017. *Standard Practice for Examination and Sampling of Hardened Concrete in Constructions.* West Conshohocken. ASTM International, United States.
- ASTM Standard E122.** 2017. *Standard Practice for Calculating Sample Size to Estimate, With Specified Precision, the Average for a Characteristic of a Lot or Process.* West Conshohocken. ASTM International.
- Bazán E; Meli R.** 1999. *Diseño sismorresistente de edificios.* CDMX, México, Editorial Limusa. 317 p.

- Bembibre C.** 2010. *Definición de comparación (en línea)*. Definición ABC. Consultado 7 ago. 2022. Disponible en <https://www.definicionabc.com/general/comparacion.php>
- Blanco Blasco JA.** 1994. *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. 1° Ed. Lima, Perú, CIP (Colegio de Ingenieros del Perú). 303p.
- Blanco Blasco JA.** 2005. *Las estructuras de los centros educativos en el siglo XX en el Perú. Diversos proyectos de reforzamiento y ejemplos de estructuración de edificaciones de la Universidad Católica del Perú*. Tesis Magisterial. Lima, Perú, Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Blanco Blasco JA.** 2010. *Evolución de las normas sísmicas en el Perú (en línea)*. Lima, Perú, ACI Perú. IX Convención Internacional del ACI Perú, 4 y 5 de noviembre. Consultado 28 mar. 2022. Disponible en https://www.aci-peru.org/eventos/IX_Conv_Nov/
- Bodarenko Hernández SB; García Tezzi IA.** 2012. *Manual de cálculo y diseño de muros estructurales de concreto armado (en línea)*. Tesis de grado. Carabobo, Venezuela, Universidad de Carabobo.
- Casaverde Río M.** 1992. *El terremoto de Ancash y el alud del nevado Huascarán (en línea, sitio web)*. Consultado 5 abr. 2022. Disponible en <http://bvpad.indec.gov.pe/doc/pdf/esp/doc1992/doc1992-contenido.pdf>
- Córdova Sánchez KS; Gómez Villano HJ; Huamantumba de la Borda JR; Sarmiento García FS.** 2021. *Análisis y diseño de dos propuestas de reforzamiento para columnas y vigas de la I.E. Julio César Tello en Ica – Pisco*. Tesis de grado. Lima, Perú, Universidad San Ignacio de Loyola.
- Dante Espeche A.** 2007. *Refuerzo de pilares con encamisado de hormigón armado solicitados a axil centrado*. Tesis de maestría. Madrid, España, Universidad Politécnica de Madrid.
- Del Río Bueno A.** 2008. *Patología, reparación y refuerzo de estructuras de hormigón armado de edificación*. Tesis de maestría. Madrid, España, Universidad Politécnica de Madrid.

FEMA 547. 2006. *Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*. Washington D.C., United States, Federal Emergency Management Agency.

Gameros Moncada SJ. 2015. *Análisis comparativo de tres tipos de refuerzo estructural para pabellones de aulas de locales escolares de dos y tres aulas por piso (en línea)*. Tesis de grado. Lima, Perú, Pontificia Universidad Católica del Perú.

Gutiérrez H. 2020. *Respuesta sísmica de estructuras (en línea, sitio web)*. Consultado 6 may. 2022. Disponible en <https://www.losmejoresrecursos.online/respuesta-sismica-estructuras/>

Halac MD. 2021. *Refuerzo de columnas a través de encamisado de hormigón armado*. 26° Jornadas argentinas de ingeniería estructural. 17p.

Hernández Gonzales JJ. 2017. *A los 10 años del sismo del 15 de agosto del 2007 en Pisco, Perú (en línea, sitio web)*. Consultado 11 abr. 2022. Disponible en www.ern.com.mx/boletines/NotadeInteres_sismoen2007piscoperu15082017.pdf

Hernández JBD; Lockhart Castro SA. 2011. *Metodología para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones de hormigón armado existente*. Ciencia y Sociedad 37 (2). 21p.

IGP (Instituto Geofísico del Perú). 2019. *Los estudios del IGP son indispensables en el diseño y construcción de obras de infraestructura (en línea, sitio web)*. Consultado 18 mar. 2022. Disponible en <https://www.gob.pe/institucion/igp/noticias/74070-los-estudios-del-igp-son-indispensables-en-el-diseno-y-construccion-de-obras-de-infraestructura>

INDECI (Instituto Nacional de Defensa Civil). 2005. *Programa de prevención y mitigación ante desastres de la ciudad de Cajamarca, Proyecto INDECI*. Lima, Perú, INDECI. Boletín. Consultado 22 mar. 2022. Disponible en <https://sigrid.cenepred.gob.pe/sigridv3/documento/5225>

INDECI (Instituto Nacional de Defensa Civil). 2018. *Los movimientos sísmicos (en línea)*. Lima, Perú, INDECI. Boletín. Consultado 22 mar. 2022. Disponible en <https://www.indeci.gob.pe/wp-content/uploads/2018/09/movimientos-sismicos.pdf>

ITEA (Instituto Técnico de la Estructura en Acero). 2020. *Sistemas estructurales, tomo 19.* 134p.

Lizarazo Gonzáles S; Pedraza Pérez D. 2021. *Análisis de vulnerabilidad sísmica del edificio Gregorio XII y planteamiento de alternativa reforzamiento estructural (en línea).* Tesis de grado. Bogotá DC., Colombia, Universidad Santo Tomás.

López O; Marinilli A; Bonilla R; Fernández N; Domínguez J; Coronel G; Baloa T; Vielma R. 2010. *Evaluación sismorresistente de edificios escolares en Venezuela.* Caracas, Venezuela, Universidad Central de Venezuela. Revista de la Facultad de Ingeniería 25(4). 81-94p.

López OA. 2014. *Guía para la evaluación de edificaciones existentes con fines de adecuación sísmica.* 2014. Ingeniería Sísmica, Serie GEÓPOLIS. Caracas, Venezuela, Banco de desarrollo de América Latina. 143p.

Lobo Quintero W. 2011. *Comportamiento sismorresistente de muros estructurales: El caso del terremoto de Maule, Chile, 27-02-2010.* Seminario SIDETUR 2011.

Mayta JD. 2021. *Vigas de acople, ¿qué son?, ¿se comen? Vamos a averiguarlo (en línea, sitio web).* Consultado 12 abr. Disponible en <https://www.grupocivilizate.com/snacks-blogs/vigas-de-acople-que-son>

Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento. 2006. *Norma técnica E.020 Cargas.* Lima, Perú, El Peruano. 9 jun.

Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento. 2009. *Norma técnica E.060 Concreto Armado.* Lima, Perú, El Peruano. 8 may.

Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento. 2018. *Norma técnica E.030 Diseño Sismorresistente.* Lima, Perú, El Peruano. 7 dic.

MINVU (Ministerio de Vivienda y Urbanismo). 2018. *Manual de reparaciones y refuerzos estructurales.* Santiago, Chile, Departamento de tecnologías de la construcción.

- Mohamad Ali-Ahmad.** 2022. *Accidental eccentricity for Response Spectrum Analysis (en línea, sitio web)*. Consultado 25 jun. Disponible en wiki.csiamerica.com/display/kb/Accidental+eccentricity+for+Response+Spectrum+Analysis
- Moreno Carvallo EJ; Moscoso Saquicela JD.** 2014. *Propuesta de rehabilitación estructural del Colegio Nacional Ingapirca y evaluación económica para su intervención (en línea)*. Tesis de grado. Cuenca, Ecuador, Universidad de Cuenca.
- Mosqueira Moreno MA.** 2012. *Riesgo sísmico en las edificaciones de la facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Cajamarca*. Tesis Doctoral. Trujillo, Perú, Universidad Nacional de Trujillo.
- Muñoz A; Tinman M.** 2007. *El sismo de Arequipa del 2001 y la vulnerabilidad de las edificaciones peruanas (en línea, sitio web)*. Consultado 8 abr. 2022. Disponible en <https://docplayer.es/22779918-El-sismo-de-arequipa-del-2001-y-la-vulnerabilidad-de-las-edificaciones-peruanas.html>
- Muñoz Peláez A.** 2020. *Comentarios a la norma E.030 Diseño sismorresistente*. Lima, Perú, SENCICO (Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción). 59p.
- Ocola L.** 2005. *Peligro, vulnerabilidad, riesgo y la posibilidad de desastres sísmicos en el Perú*. Revista Geofísica (61), pág. 81-125. Consultado 23 mar. Disponible en <https://www.revistasipgh.org/index.php/regeofi/article/view/555>
- Pin Molina JA.** 2018. *Cinturón de Fuego del Pacífico (en línea, sitio web)*. Consultado 22 mar. 2022. Disponible en <https://sites.ipleiria.pt/seismicknowledge/cinturon-de-fuego-del-pacifico/#:~:text=El%20Cintur%C3%B3n%20de%20Fuego%20se,activos%20e%20inactivos%20del%20mundo>.
- Pinto A; Torres R.** 2016. *Reducción de la vulnerabilidad sísmica de una edificación escolar mediante reforzamiento estructural*. Tesis de grado. Mérida, Venezuela, Universidad de los Andes.

- Ramírez Machada BJ; Salazar Valdez PM.** 2015. *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de los centros educativos públicos y privados del distrito de la Victoria (en línea)*. Tesis de grado. Lambayeque, Perú, Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo.
- Resolución ministerial N.º 153.** 2017. *Plan Nacional de Infraestructura Educativa al 2025*. Lima, Perú, El Peruano. 6 mar.
- SIKA.** 2017. *Reforzamiento de estructuras de concreto (en línea, sitio web)*. Consultado 11 abr. 2022. Disponible en <https://col.sika.com/dms/getdocument.get/>
- Soto Barraza EN.** 2008. *Rehabilitación de estructuras de concreto (en línea)*. Tesis de maestría. CDMX, México, Universidad Autónoma de México.
- Tavera H.** 2021. *Peligro sísmico, Perú, un país altamente sísmico (en línea)*. XX Congreso Peruano de Geología 2021. Memoria. Lima, Perú, Sociedad Geológica del Perú. Consultado 20 mar. 2022. Disponible en <https://www.sgp.org.pe/alerta-peru-un-pais-altamente-sismico/>
- Tavera H; Buforn E.** 1998. *Sismicidad y sismo-tectónica de Perú*. Madrid, España, Universidad Complutense de Madrid. Informe. Física de la Tierra N.º 10.
- Tumialan G.** 2014. *ACI 562 Nueva norma para la evaluación, reparación y rehabilitación de edificaciones de concreto (en línea)*. Lima, Perú, ACI Perú. Primer seminario internacional. Patología y terapéutica del concreto. Consultado 25 may. 2022. Disponible en https://www.aci-peru.org/eventos/Sem_Patologia_2014/Tumialan.pdf
- Xilin Lu.** 2010. *Retrofitting Design of Buildings structures*. 1º Ed. Florida, United States, CRC Press.

ANEXO N°01: PLANOS

A – 1: DISTRIBUCIÓN ARQUITECTÓNICA

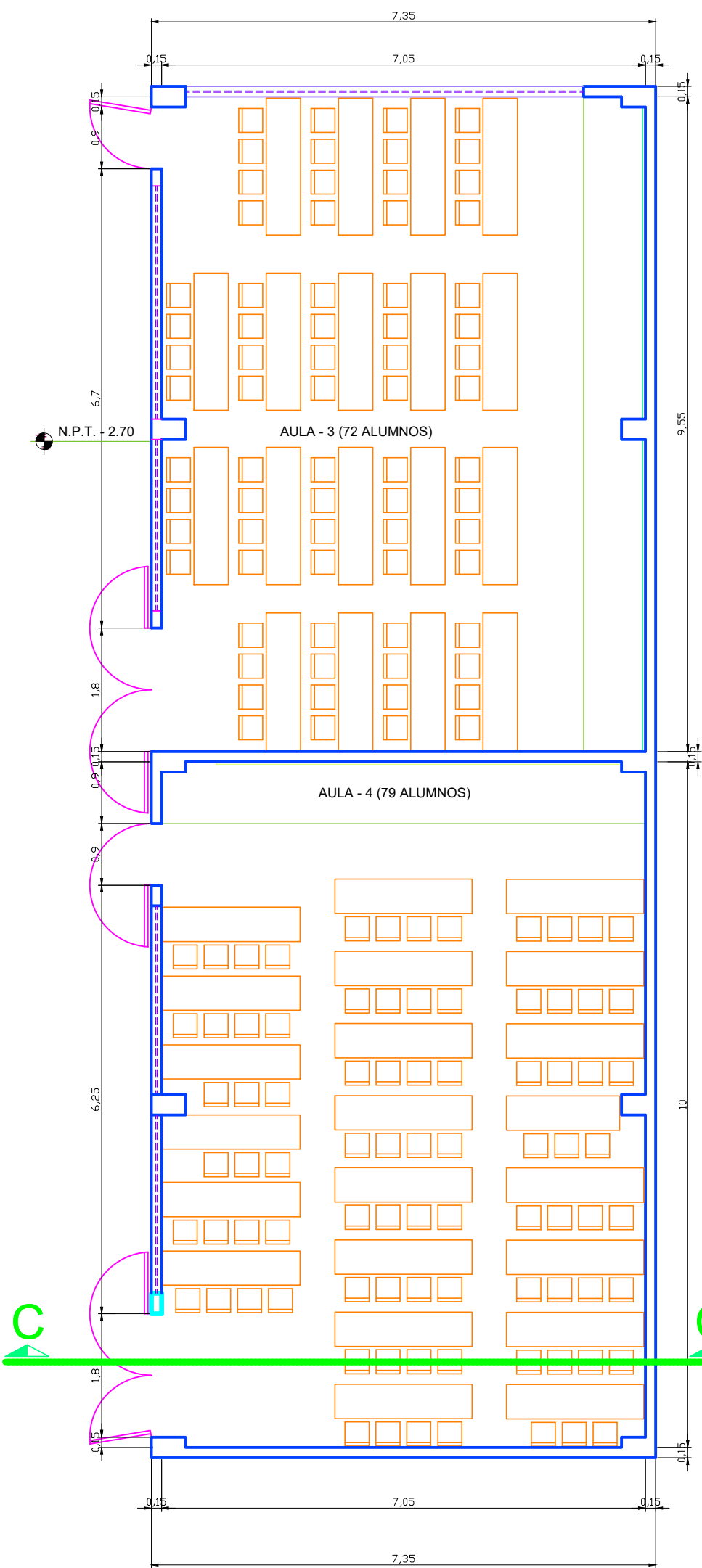
A – 2: CORTES Y ELEVACIONES

E – 1: CIMENTACIONES

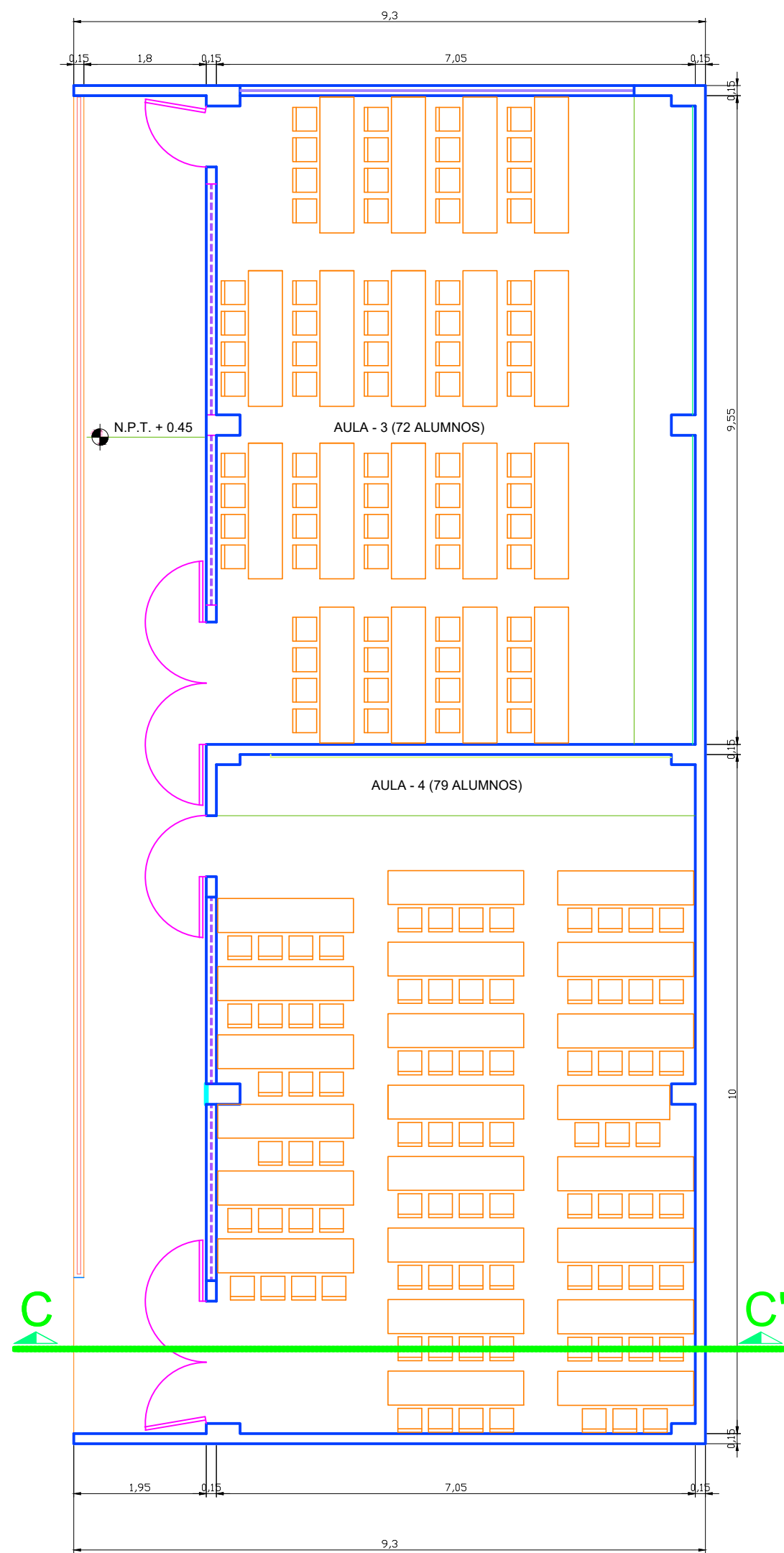
E – 2: ENCOFRADO

E – 3: DETALLES DE VIGAS

DISTRIBUCIÓN ARQUITECTÓNICA



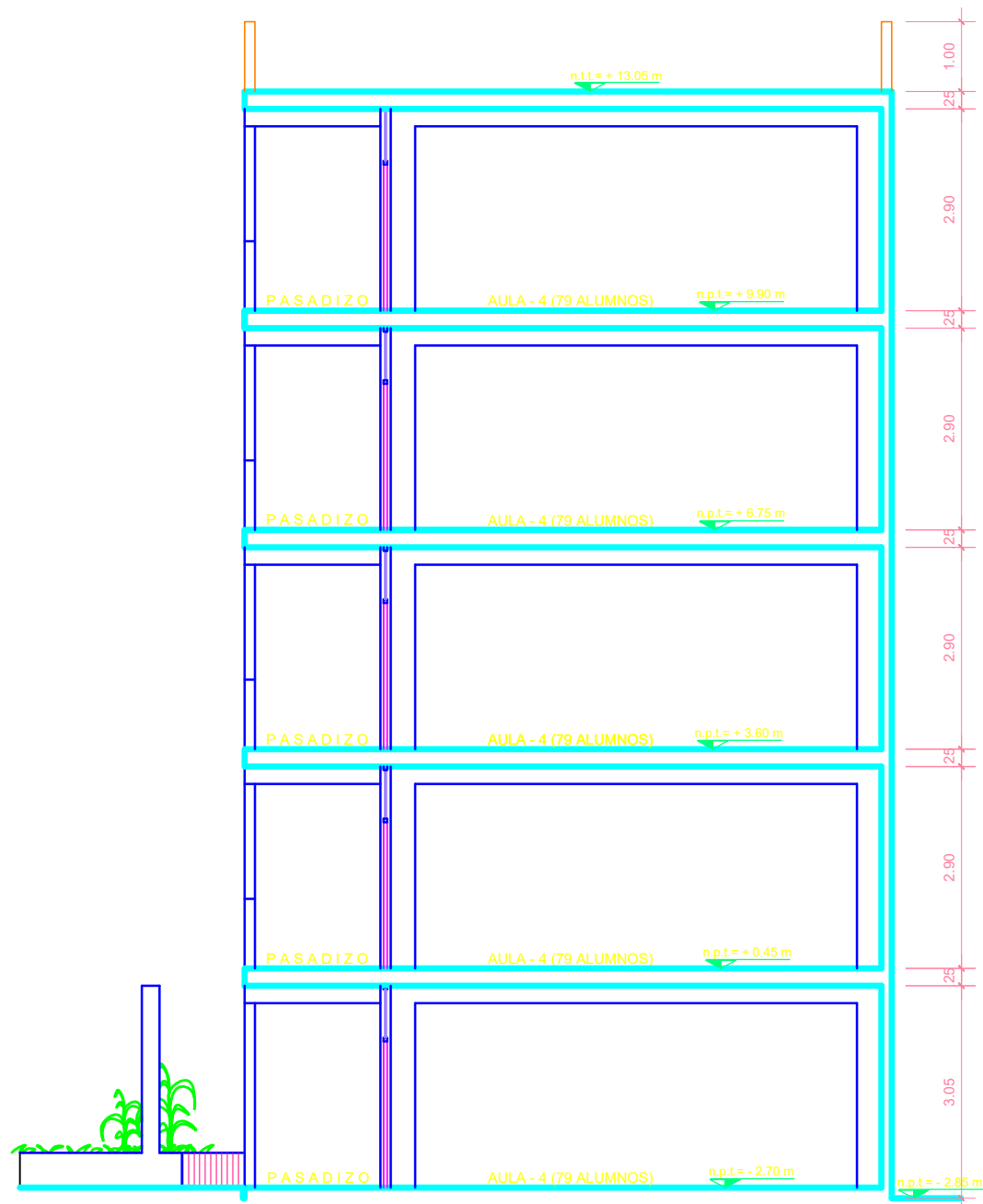
PLANTA SÓTANO
PABELLÓN "B"



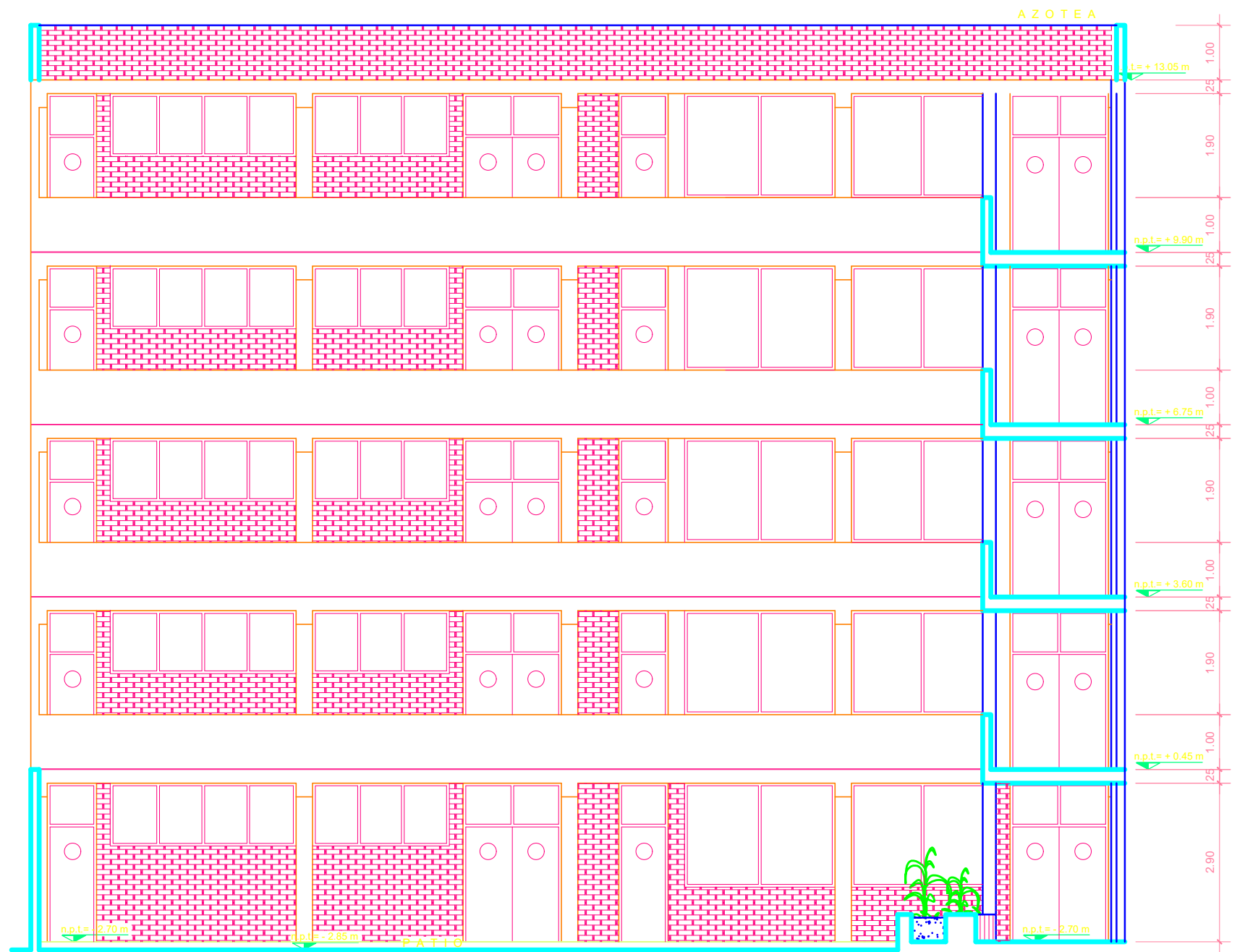
PLANTA TÍPICA
PABELLÓN "B"

PROYECTO:	COLEGIO SAN FERNANDO	
PROPIETARIOS:	WILLIAM AGUILAR JAVE JOSEFINA HUAMÁN OLIVA	
PLANO:	PLANTAS DE DISTRIBUCION	LAMINA:
DISEÑO:	DIBUJO: C. B. P.	A - 1
	ESCALA: 1 : 75	
	FECHA: Abril 2006	

CORTES Y ELEVACIONES



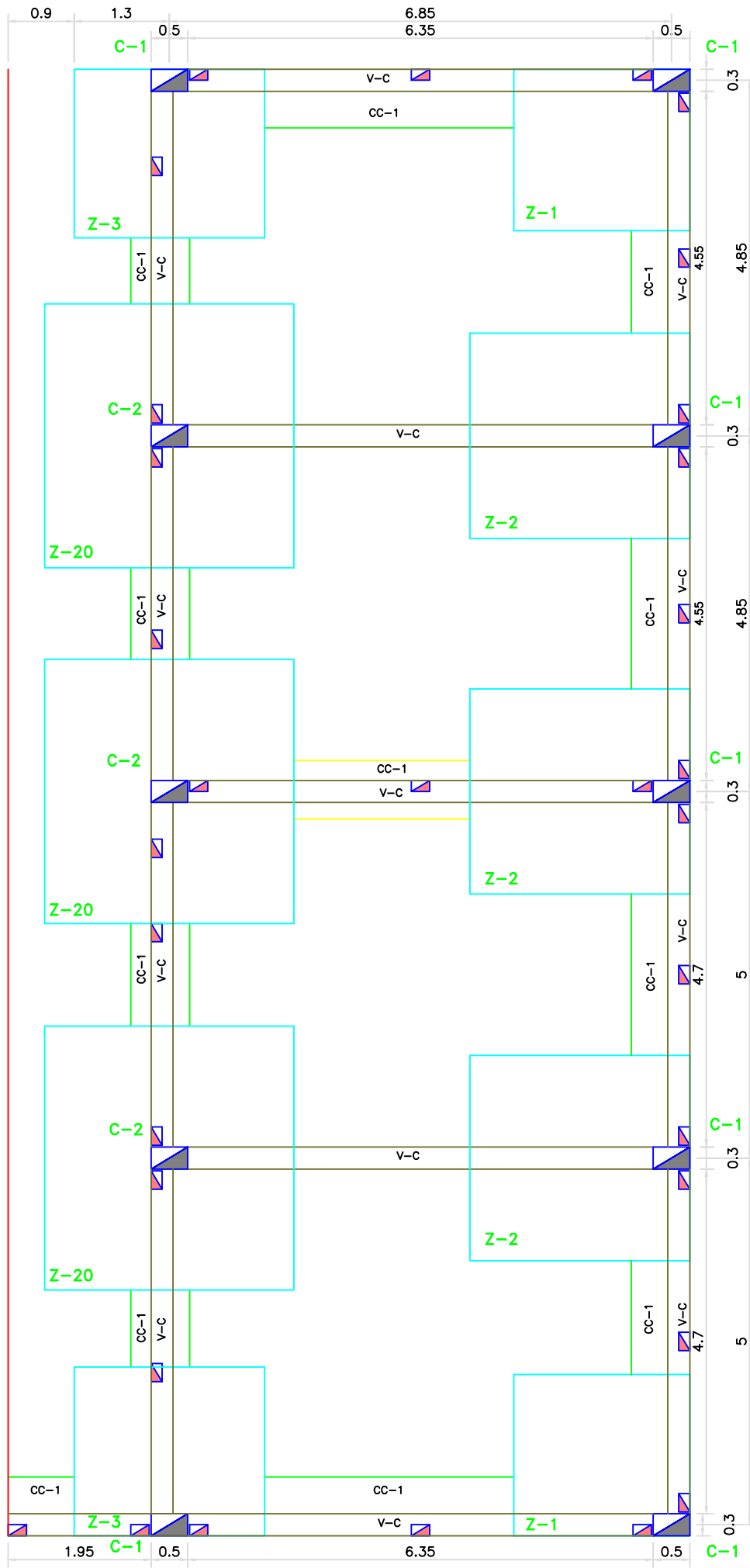
**CORTE TRANSVERSAL
C - C'**



ELEVACIÓN

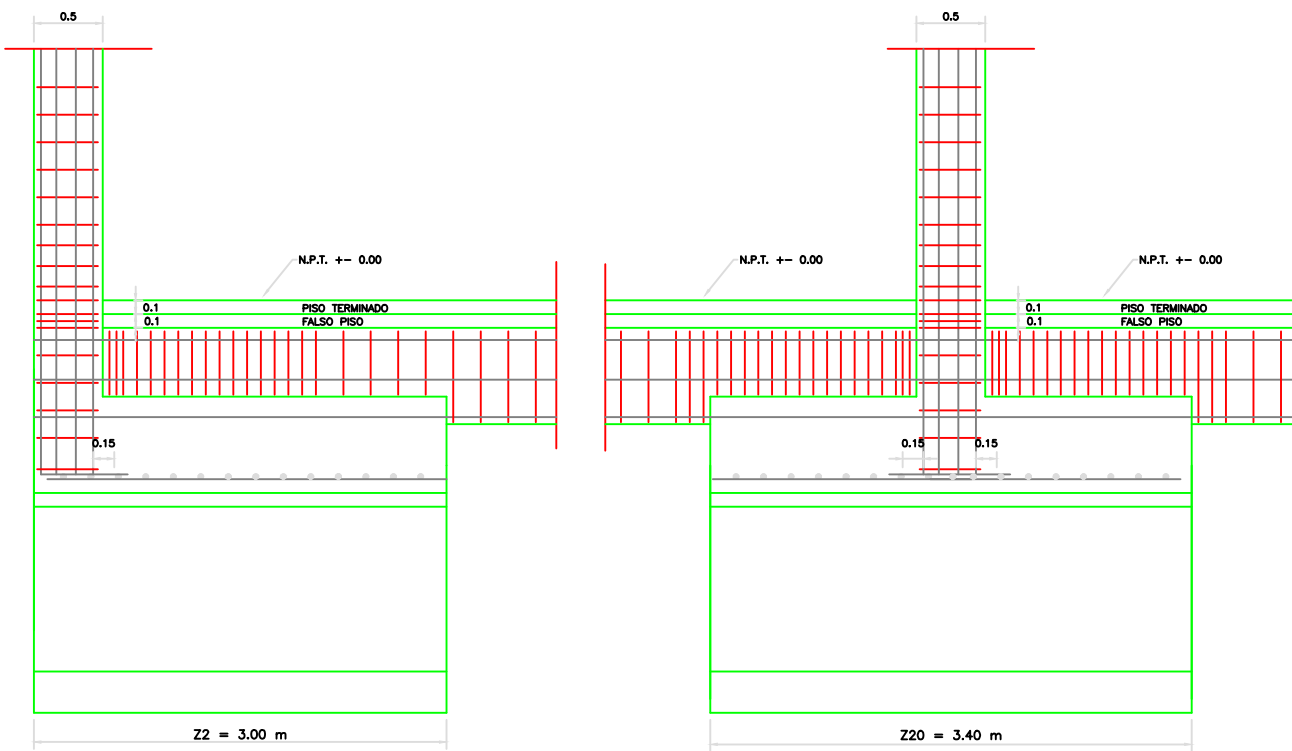
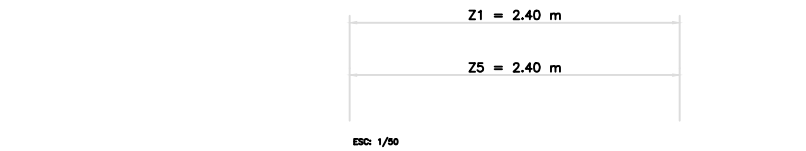
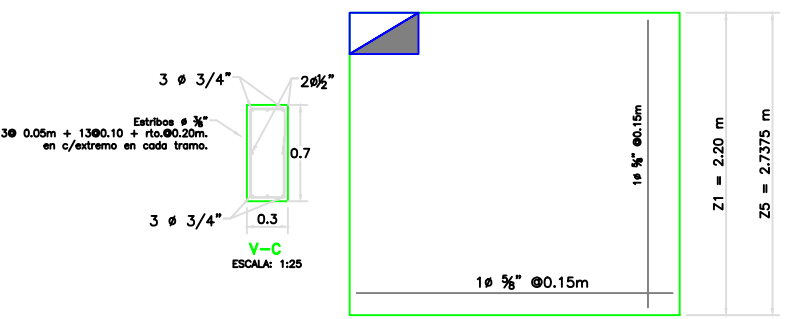
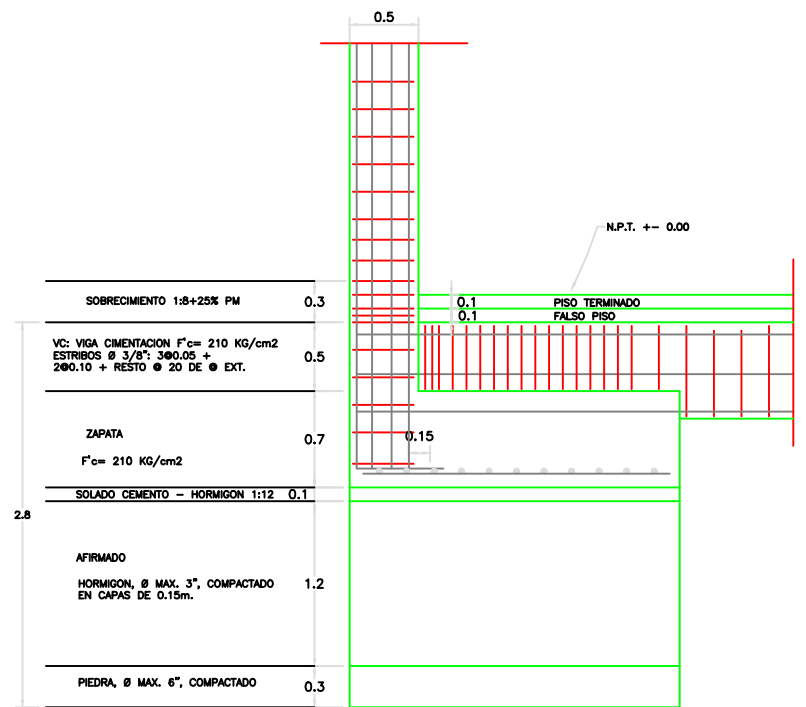
PROYECTO:	COLEGIO SAN FERNANDO	
PROPIETARIOS:	WILLIAM AGUILAR JAVE JOSEFINA HUAMÁN OLIVA	
PLANO:	CORTES Y ELEVACIONES	LAMINA:
DISEÑO:	DIBUJO: C. B. P.	A - 2
	ESCALA: 1 : 100	
	FECHA: Abril 2006	

CIMENTACIONES



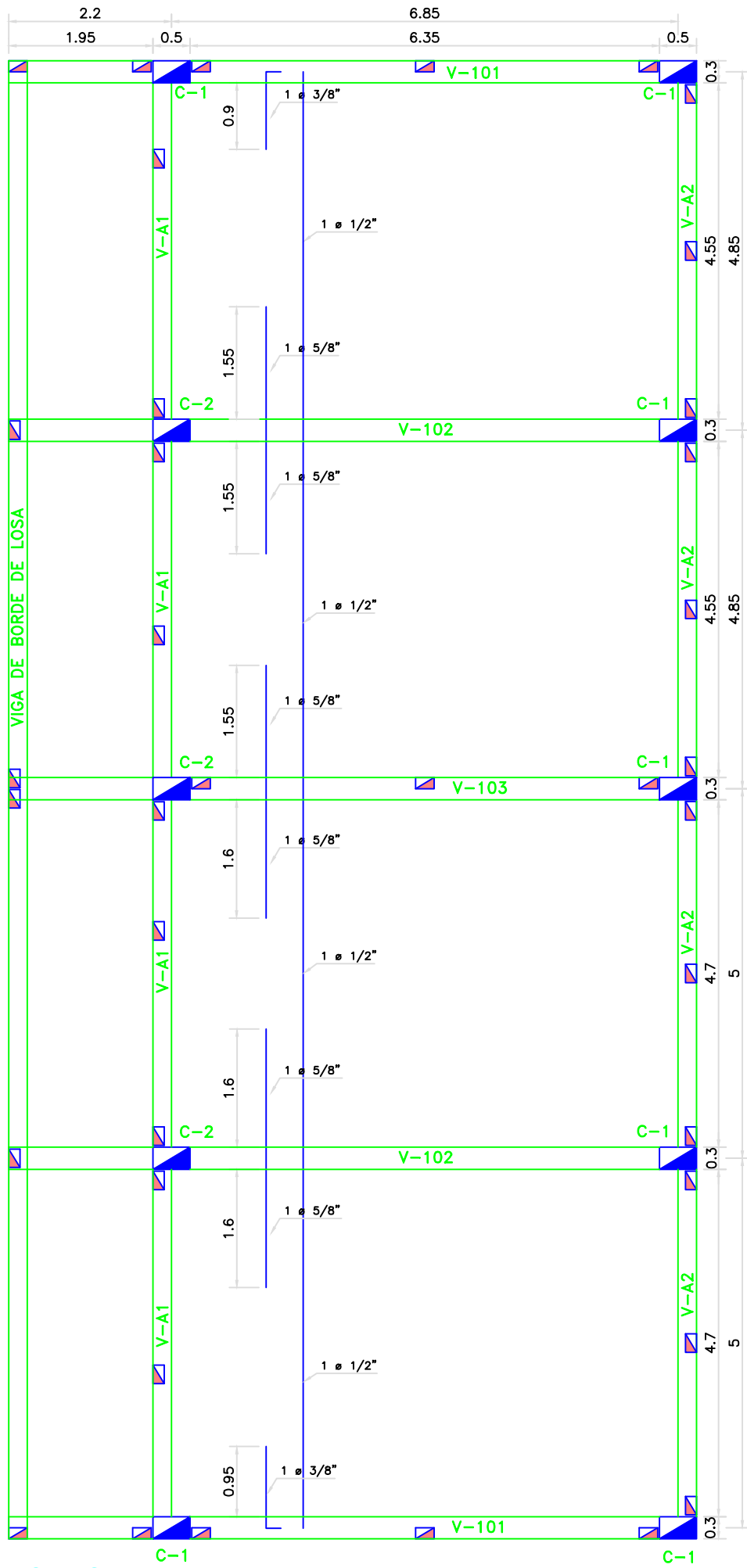
CUADRO DE COLUMNAS					
NIVEL		C1	C2	C1	C2
3ª PLANTA 4ª PLANTA AZOTEA	b x t Ø	CONTINUA IGUAL	CONTINUA IGUAL	CONTINUA IGUAL	CONTINUA IGUAL
2ª PLANTA	b x t Ø	CONTINUA IGUAL	CONTINUA IGUAL	CONTINUA IGUAL	CONTINUA IGUAL
1ª PLANTA	b x t Ø	CONTINUA IGUAL	0.30 x 0.50 Ø 3/8" + 2Ø 1/2" 4 Ø 1/2"	CONTINUA IGUAL	CONTINUA IGUAL
ZOTANO	b x t Ø	0.30 x 0.50 Ø 3/8" + 2Ø 1/2" 4 Ø 1/2"	0.30 x 0.50 14 Ø 1/2"		
		Ø 3/8" + 2Ø 1/2" + 4Ø 1/2" Resto Ø 20 c/extremo	Ø 3/8" + 4Ø 1/2" + 4Ø 1/2" Resto Ø 20 c/extremo		

ESC: 1/50



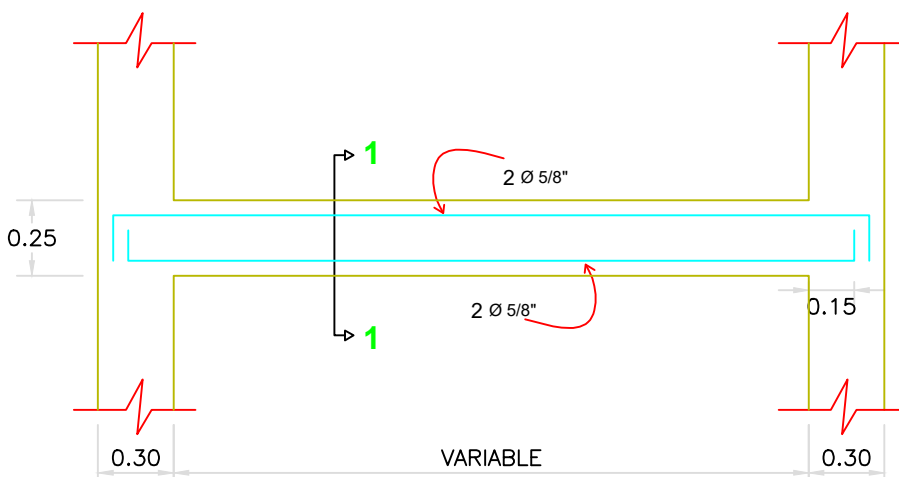
PROYECTO:		COLEGIO SAN FERNANDO	
PROPIETARIOS:		WILLIAM AGUILAR JAVE JOSEFINA HUAMÁN OLIVA	
PLANO:	CIMENTACIONES		LAMINA:
DISEÑO:	DIBUJO: C. B. P.		E - 1
	ESCALA: 1 : 75		
	FECHA: Abril 2006		

ENCOFRADO

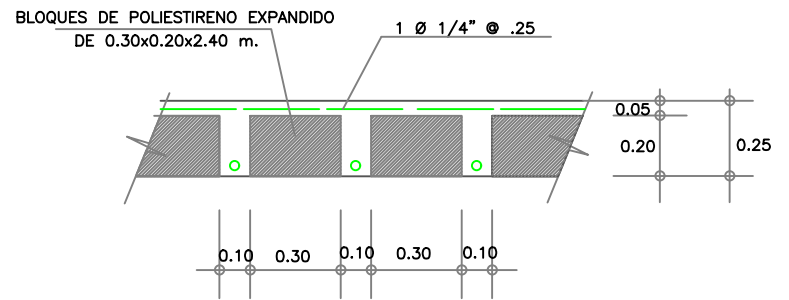


MODULO B
TECHO SOTANO - 1ª - 2ª - 3ª - 4ª PLANTA
ESCALA: 1:75

VA-1, VA-2



Estribos ϕ 1/4"
3 @ 0.05, 10 @ 0.10, 4 @ 0.15, rto. @ 0.20 m



CORTE TIPICO DE ALIGERADO

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ϕ	L1 (m)	a (m)	EMPALMES	ESTRIBOS
1/4"	0.30	0.10		
3/8"	0.40	0.15		
1/2"	0.50	0.20		
5/8"	0.60	0.25	En columnas el traslape se ubica a 1/2h de la columna	
3/4"	0.70	-	Se colocan alternadas 50 % en un piso y 50% en otro piso.	
1"	1.20	-		

ESPECIFICACIONES TECNICAS

EMPALMES POR TRASLAPE	ϕ	Zona 1 (m)	Zona 2 (m)	Zona 3 (m)	Zona 4 (m)
Longitud de empalme para ϕ de grado 60 para $f_c=210$ Kg/cm ²	3/8"	0.40	0.35	0.35	0.30
	1/2"	0.55	0.45	0.45	0.30
	5/8"	0.70	0.55	0.55	0.40
	3/4"	0.90	0.70	0.70	0.50
	1"	1.60	1.20	1.20	0.90
Ubicación del empalme	Ver elevacion				
Maximo n° de barras que se pueden empalmar en una sección	50%	75%	50%	75%	

ESPECIFICACIONES

CONCRETO : 210 KG/CM²

ACERO : 4200 KG/CM²

RECUBRIMIENTO

LOSAS: 2 Cm

VIGAS: 3 Cm.

COLUMNAS: 4 Cm.

A. TEMPERATURA: @ .25 m.

PARAMETROS DE DISEÑO

PESO ESPE. DEL C* = 2400 kg/M³

PESO PROMEDIO DEL ALIGERADO = 525KG/M³

SOBRECARGAS

AUDITORIOS: 550 KG/CM²

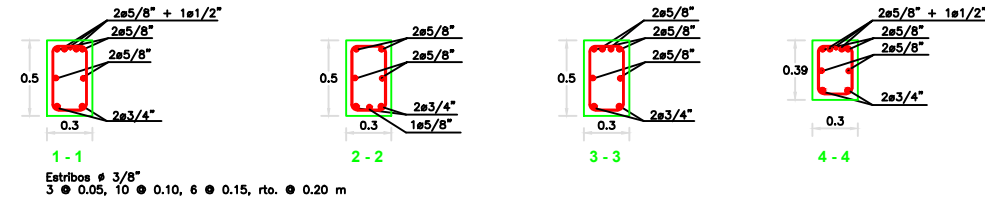
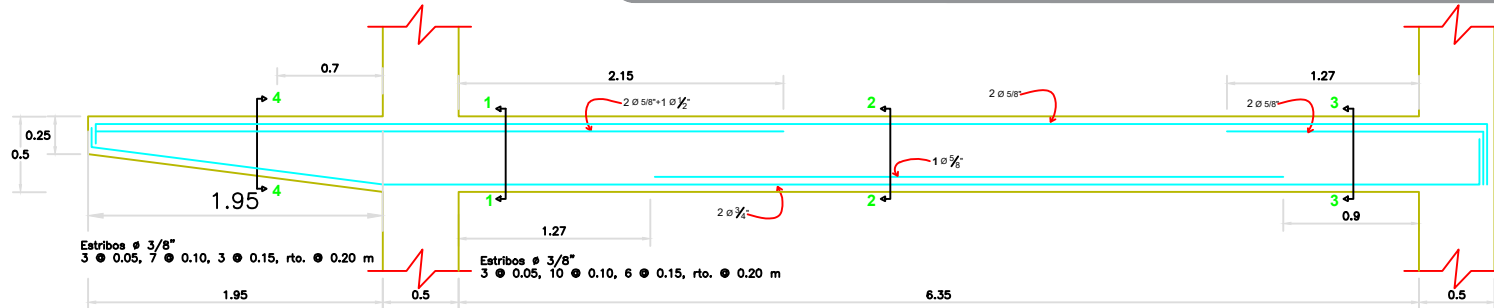
PASADIZO= 400 KG/M²

AULAS= 300 KG/M²

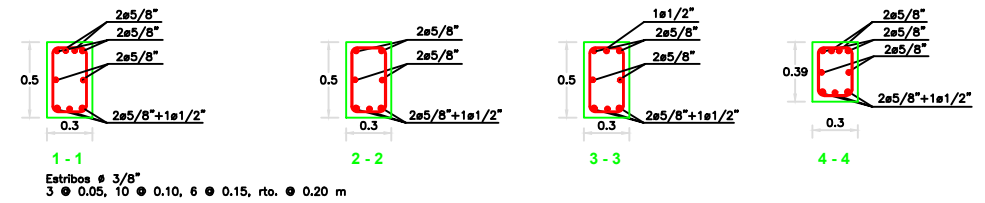
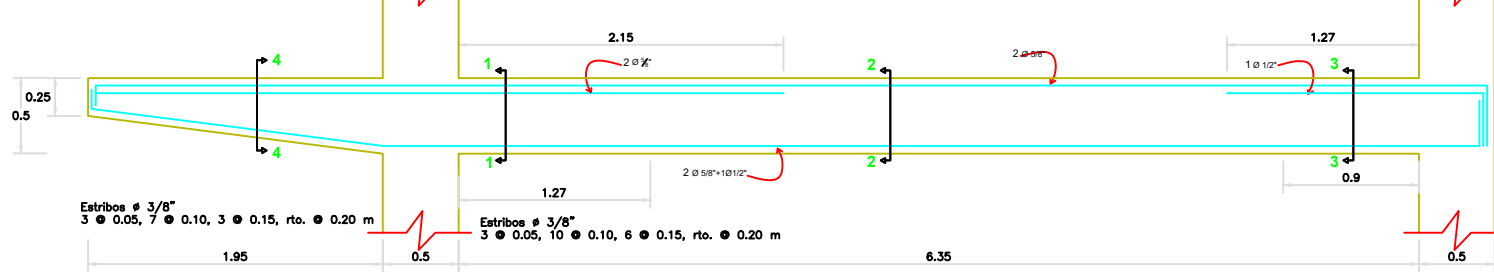
PROYECTO:	COLEGIO SAN FERNANDO		
PROPIETARIOS:	WILLIAM AGUILAR JAVE JOSEFINA HUAMÁN OLIVA		
PLANO:	ESTRUCTURAS - ENCOFRADO	LAMINA:	E - 2
DISEÑO:	C. B. P.	ESCALA:	
	1 : 75	FECHA:	
	Abril 2006		

DETALLE DE VIGAS

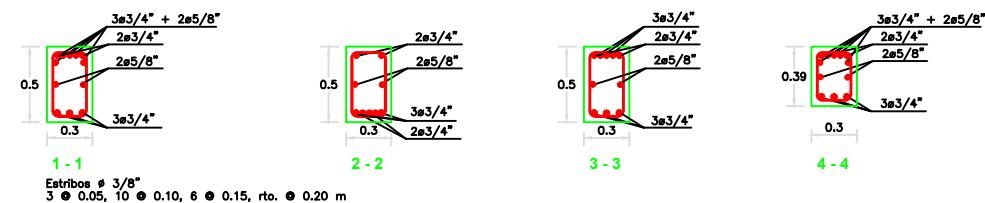
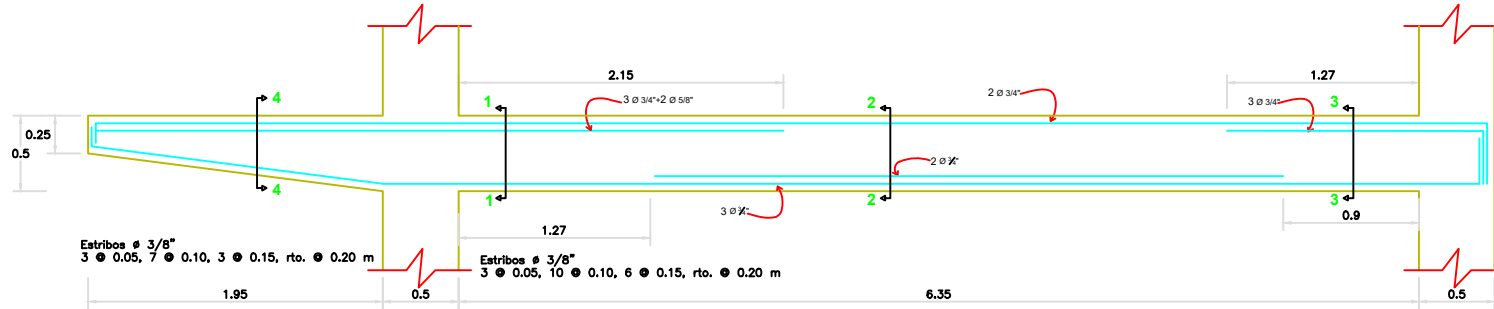
Viga V-101, V-201, V-301, V-401.



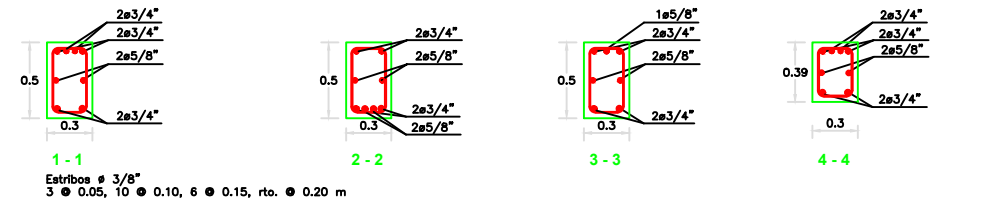
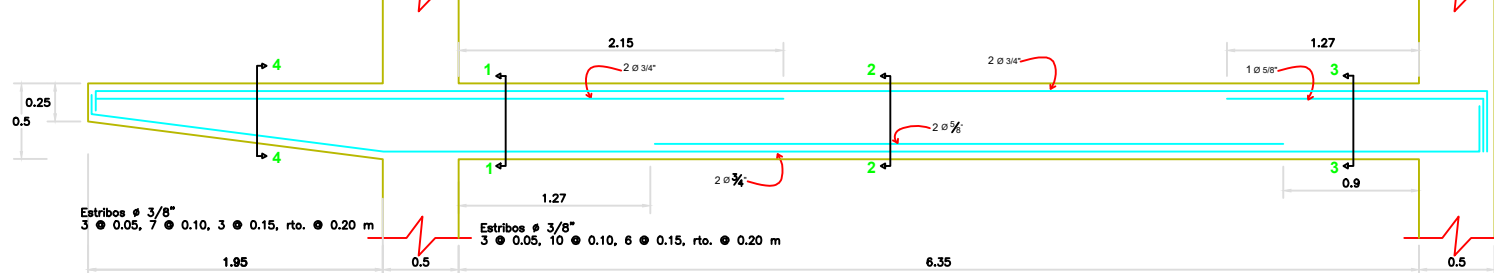
Viga V-501



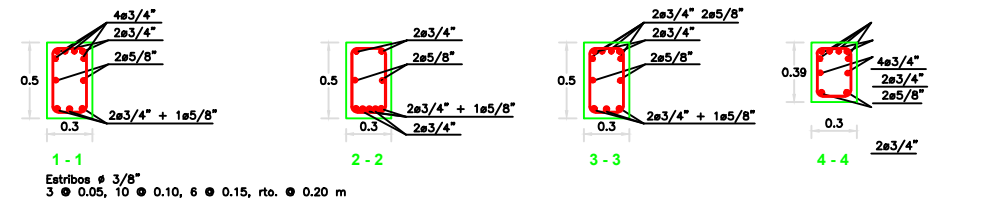
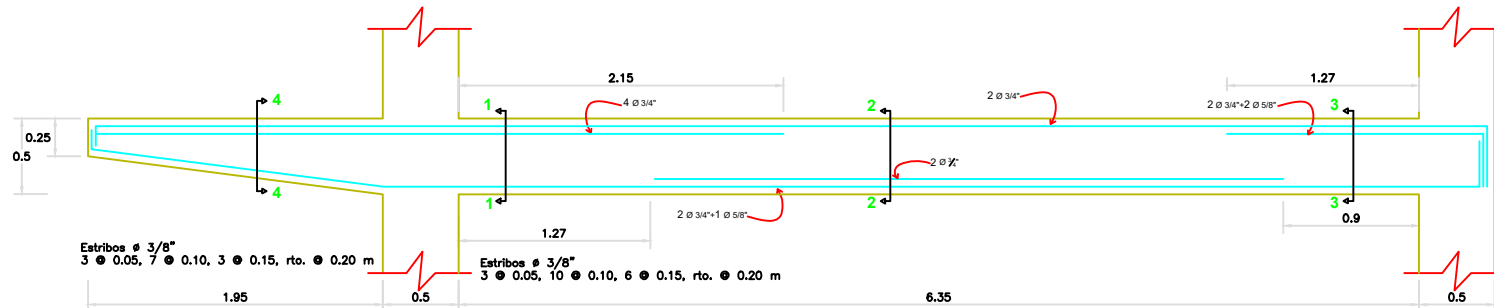
Viga V-102, V-202, V-302, V-402.



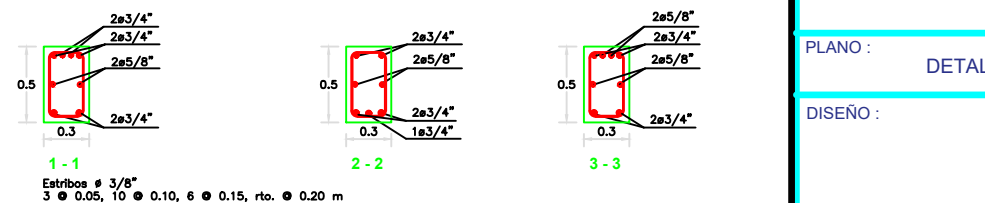
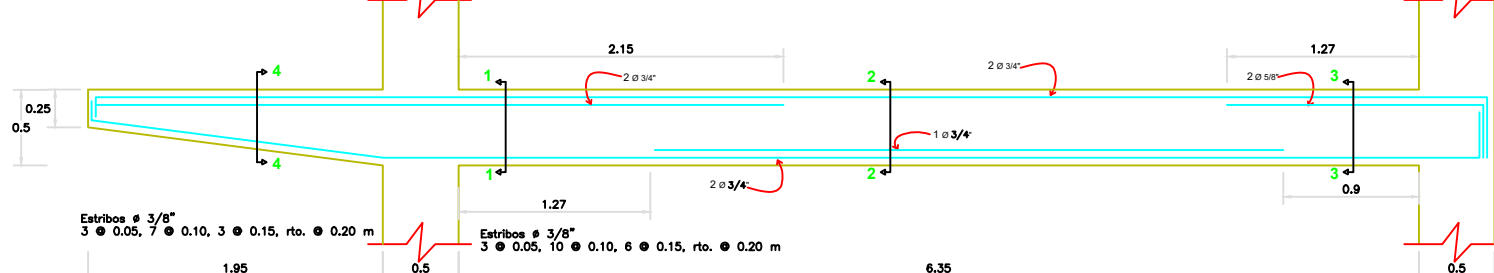
Viga V-502



Viga V-103, V-203, V-303, V-403.



Viga V-503



PROYECTO:		COLEGIO SAN FERNANDO	
PROPIETARIOS:		WILLIAM AGUILAR JAVE JOSEFINA HUAMÁN OLIVA	
PLANO:	DETALLES EN VIGAS	LAMINA:	E - 3
DISEÑO:		DIBUJO:	C. B. P.
		ESCALA:	1 : 50
		FECHA:	Abril 2006

ANEXO N.º 02 INSPECCIÓN EN CAMPO



TESIS: "COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA ENTRE LAS PROPUESTAS DE REFORZAMIENTO DE CONCRETO ARMADO MEDIANTE ENCAMISADO A VIGAS Y COLUMNAS O MEDIANTE LA INCLUSIÓN DE MUROS DE CORTE, PARA LOS PABELLONES DE LA I.E. SAN FERNANDO"



UBICACIÓN: DISTRITO, PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA

SISTEMA ESTRUCTURAL: PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO

PABELLÓN INSPECCIONADO: **PABELLÓN "B"**

ENCARGADO DE LA INSPECCIÓN: BACH. ROSALES CHUQUIMANGO, CHRISTIAN MAX J.

ASESOR DE TESIS: DR. ING. MOSQUEIRA MORENO, MIGUEL ANGEL

REGISTRO FOTOGRÁFICO DE LA INSPECCIÓN EN CAMPO

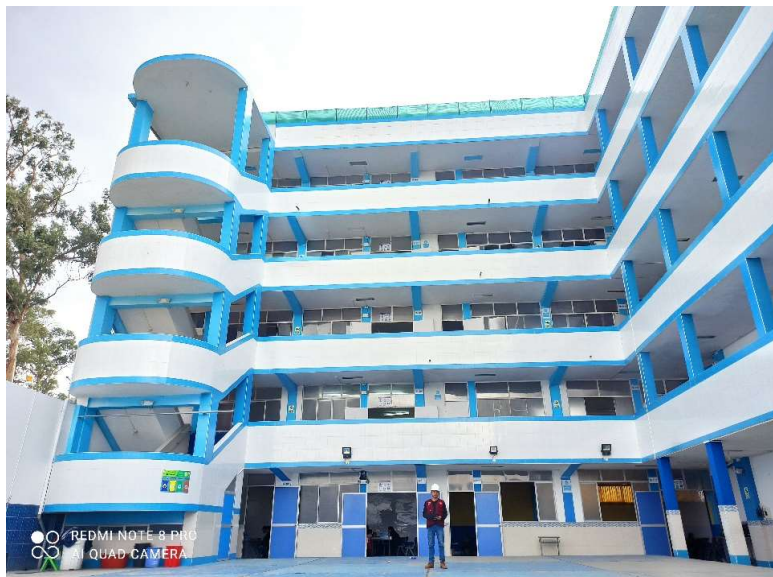


FIGURA 1: VISTA DEL PABELLÓN ESCOLAR "B"



FIGURA 2: VERIFICACIÓN DE EXISTENCIA DE JUNTAS DE SEPARACIÓN ENTRE PABELLONES

ANEXO N.º 02 INSPECCIÓN EN CAMPO



TESIS: "COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA ENTRE LAS PROPUESTAS DE REFORZAMIENTO DE CONCRETO ARMADO MEDIANTE ENCAMISADO A VIGAS Y COLUMNAS O MEDIANTE LA INCLUSIÓN DE MUROS DE CORTE, PARA LOS PABELLONES DE LA I.E. SAN FERNANDO"



UBICACIÓN: DISTRITO, PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA

SISTEMA ESTRUCTURAL: PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO

PABELLÓN INSPECCIONADO: **PABELLÓN "B"**

ENCARGADO DE LA INSPECCIÓN: BACH. ROSALES CHUQUIMANGO, CHRISTIAN MAX J.

ASESOR DE TESIS: DR. ING. MOSQUEIRA MORENO, MIGUEL ANGEL

REGISTRO FOTOGRÁFICO DE LA INSPECCIÓN EN CAMPO



FIGURA 3: PRESENCIA DE FISURAS EN TABIQUES AISLADOS DE ALBAÑILERÍA



FIGURA 4: TOMA DE MEDIDAS EN PARAPETOS DEL CORREDOR

ANEXO N.º 02 INSPECCIÓN EN CAMPO



TESIS: "COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA ENTRE LAS PROPUESTAS DE REFORZAMIENTO DE CONCRETO ARMADO MEDIANTE ENCAMISADO A VIGAS Y COLUMNAS O MEDIANTE LA INCLUSIÓN DE MUROS DE CORTE, PARA LOS PABELLONES DE LA I.E. SAN FERNANDO"



UBICACIÓN: DISTRITO, PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA

SISTEMA ESTRUCTURAL: PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO

PABELLÓN INSPECCIONADO: **PABELLÓN "B"**

ENCARGADO DE LA INSPECCIÓN: BACH. ROSALES CHUQUIMANGO, CHRISTIAN MAX J.

ASESOR DE TESIS: DR. ING. MOSQUEIRA MORENO, MIGUEL ANGEL

REGISTRO FOTOGRÁFICO DE LA INSPECCIÓN EN CAMPO



FIGURA 5: PRESENCIA DE FISURAS EN PARAPETOS DEL CORREDOR



FIGURA 6: VERIFICACIÓN DE JUNTA DE SEPARACIÓN ENTRE MUROS DE ALBAÑILERÍA Y PÓRTICOS

ANEXO N.º 02 INSPECCIÓN EN CAMPO



TESIS: "COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA ENTRE LAS PROPUESTAS DE REFORZAMIENTO DE CONCRETO ARMADO MEDIANTE ENCAMISADO A VIGAS Y COLUMNAS O MEDIANTE LA INCLUSIÓN DE MUROS DE CORTE, PARA LOS PABELLONES DE LA I.E. SAN FERNANDO"



UBICACIÓN: DISTRITO, PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA

SISTEMA ESTRUCTURAL: PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO

PABELLÓN INSPECCIONADO: **PABELLÓN "B"**

ENCARGADO DE LA INSPECCIÓN: BACH. ROSALES CHUQUIMANGO, CHRISTIAN MAX J.

ASESOR DE TESIS: DR. ING. MOSQUEIRA MORENO, MIGUEL ANGEL

REGISTRO FOTOGRÁFICO DE LA INSPECCIÓN EN CAMPO

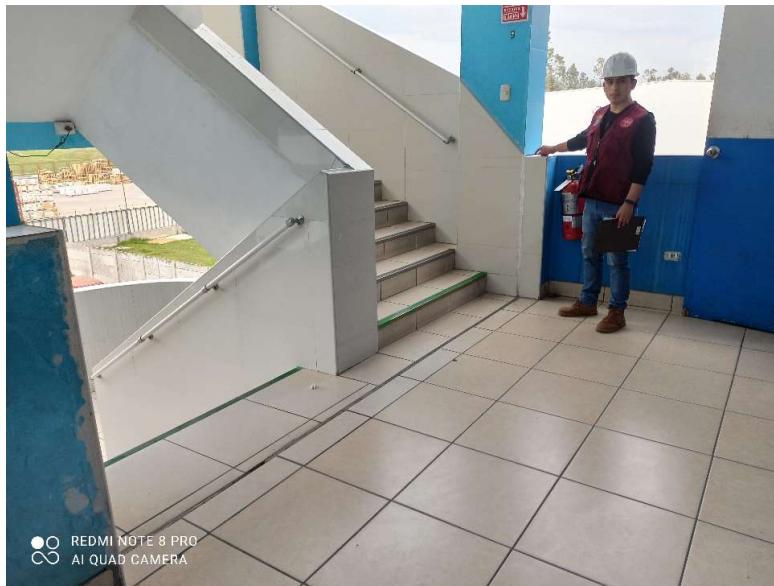


FIGURA 7: VERIFICACIÓN DE JUNTA DE SEPARACIÓN ENTRE EL PABELLÓN "B" Y LA ESCALERA



FIGURA 8: TOMA DE MEDIDAS EN COLUMNAS DEL PABELLÓN "B"

ANEXO N.º 02 INSPECCIÓN EN CAMPO



TESIS: "COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA ENTRE LAS PROPUESTAS DE REFORZAMIENTO DE CONCRETO ARMADO MEDIANTE ENCAMISADO A VIGAS Y COLUMNAS O MEDIANTE LA INCLUSIÓN DE MUROS DE CORTE, PARA LOS PABELLONES DE LA I.E. SAN FERNANDO"



UBICACIÓN: DISTRITO, PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA

SISTEMA ESTRUCTURAL: PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO

PABELLÓN INSPECCIONADO: **PABELLÓN "B"**

ENCARGADO DE LA INSPECCIÓN: BACH. ROSALES CHUQUIMANGO, CHRISTIAN MAX J.

ASESOR DE TESIS: DR. ING. MOSQUEIRA MORENO, MIGUEL ANGEL

REGISTRO FOTOGRÁFICO DE LA INSPECCIÓN EN CAMPO



FIGURA 9: TOMA DE MEDIDAS DE ALTURA DE PISO A NIVEL INFERIOR DE LOSA



FIGURA 10: VERIFICACIÓN DE MEDIDAS EN COLUMNAS DEL PABELLÓN "B"

ANEXO N.º 02 INSPECCIÓN EN CAMPO



TESIS: "COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA ENTRE LAS PROPUESTAS DE REFORZAMIENTO DE CONCRETO ARMADO MEDIANTE ENCAMISADO A VIGAS Y COLUMNAS O MEDIANTE LA INCLUSIÓN DE MUROS DE CORTE, PARA LOS PABELLONES DE LA I.E. SAN FERNANDO"



UBICACIÓN: DISTRITO, PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA

SISTEMA ESTRUCTURAL: PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO

PABELLÓN INSPECCIONADO: **PABELLÓN "B"**

ENCARGADO DE LA INSPECCIÓN: BACH. ROSALES CHUQUIMANGO, CHRISTIAN MAX J.

ASESOR DE TESIS: DR. ING. MOSQUEIRA MORENO, MIGUEL ANGEL

REGISTRO FOTOGRÁFICO DE LA INSPECCIÓN EN CAMPO



FIGURA 11: VERIFICACIÓN DE MEDIDAS EN VIGAS PRINCIPALES

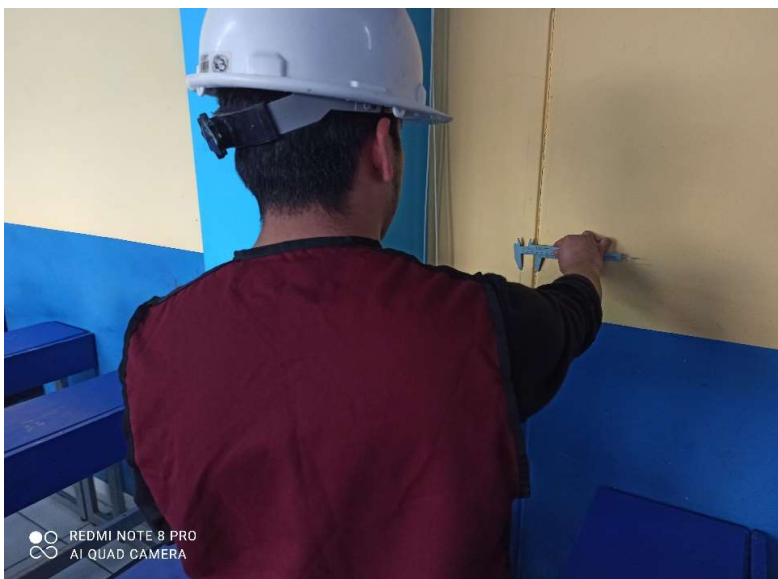


FIGURA 12: VERIFICACIÓN DE MEDIDAS DE LAS JUNTAS DE SEPARACIÓN

ANEXO N.º 02 INSPECCIÓN EN CAMPO



TESIS: "COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA ENTRE LAS PROPUESTAS DE REFORZAMIENTO DE CONCRETO ARMADO MEDIANTE ENCAMISADO A VIGAS Y COLUMNAS O MEDIANTE LA INCLUSIÓN DE MUROS DE CORTE, PARA LOS PABELLONES DE LA I.E. SAN FERNANDO"



UBICACIÓN: DISTRITO, PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA

SISTEMA ESTRUCTURAL: PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO

PABELLÓN INSPECCIONADO: **PABELLÓN "B"**

ENCARGADO DE LA INSPECCIÓN: BACH. ROSALES CHUQUIMANGO, CHRISTIAN MAX J.

ASESOR DE TESIS: DR. ING. MOSQUEIRA MORENO, MIGUEL ANGEL

REGISTRO FOTOGRÁFICO DE LA INSPECCIÓN EN CAMPO



FIGURA 13: TOMA DE MEDIDAS EN LAS JUNTAS DE SEPARACIÓN



FIGURA 14: LA MEDIDA DE LA JUNTA DE SEPARACIÓN ES DE 2.5 CM

ANEXO N.º 02 INSPECCIÓN EN CAMPO



TESIS: "COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA ENTRE LAS PROPUESTAS DE REFORZAMIENTO DE CONCRETO ARMADO MEDIANTE ENCAMISADO A VIGAS Y COLUMNAS O MEDIANTE LA INCLUSIÓN DE MUROS DE CORTE, PARA LOS PABELLONES DE LA I.E. SAN FERNANDO"



UBICACIÓN: DISTRITO, PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA

SISTEMA ESTRUCTURAL: PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO

PABELLÓN INSPECCIONADO: **PABELLÓN "B"**

ENCARGADO DE LA INSPECCIÓN: BACH. ROSALES CHUQUIMANGO, CHRISTIAN MAX J.

ASESOR DE TESIS: DR. ING. MOSQUEIRA MORENO, MIGUEL ANGEL

REGISTRO FOTOGRÁFICO DE LA INSPECCIÓN EN CAMPO



FIGURA 15: TOMA DE MEDIDAS DE DISTANCIA ENTRE COLUMNAS



FIGURA 16: TOMA DE MEDIDAS EN VOLADIZO DEL PABELLÓN "B"

ANEXO N.º 02 INSPECCIÓN EN CAMPO



TESIS: "COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA ENTRE LAS PROPUESTAS DE REFORZAMIENTO DE CONCRETO ARMADO MEDIANTE ENCAMISADO A VIGAS Y COLUMNAS O MEDIANTE LA INCLUSIÓN DE MUROS DE CORTE, PARA LOS PABELLONES DE LA I.E. SAN FERNANDO"



UBICACIÓN: DISTRITO, PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA

SISTEMA ESTRUCTURAL: PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO

PABELLÓN INSPECCIONADO: **PABELLÓN "B"**

ENCARGADO DE LA INSPECCIÓN: BACH. ROSALES CHUQUIMANGO, CHRISTIAN MAX J.

ASESOR DE TESIS: DR. ING. MOSQUEIRA MORENO, MIGUEL ANGEL

REGISTRO FOTOGRÁFICO DE LA INSPECCIÓN EN CAMPO



FIGURA 17: INSPECCIÓN EN AZOTEA DEL PABELLÓN "B", LA LOSA PRESENTA UN CONTRAPISO



FIGURA 18: ESPESOR DE MORTERO ENTRE UNIDADES DE ALBAÑILERÍA, MAYOR A LO PERMITIDO

ANEXO N.º 02 INSPECCIÓN EN CAMPO



TESIS: "COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA ENTRE LAS PROPUESTAS DE REFORZAMIENTO DE CONCRETO ARMADO MEDIANTE ENCAMISADO A VIGAS Y COLUMNAS O MEDIANTE LA INCLUSIÓN DE MUROS DE CORTE, PARA LOS PABELLONES DE LA I.E. SAN FERNANDO"



UBICACIÓN: DISTRITO, PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA

SISTEMA ESTRUCTURAL: PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO

PABELLÓN INSPECCIONADO: **PABELLÓN "B"**

ENCARGADO DE LA INSPECCIÓN: BACH. ROSALES CHUQUIMANGO, CHRISTIAN MAX J.

ASESOR DE TESIS: DR. ING. MOSQUEIRA MORENO, MIGUEL ANGEL

REGISTRO FOTOGRÁFICO DE LA INSPECCIÓN EN CAMPO



FIGURA 19: TOMA DE MEDIDAS EN EL EXTERIOR DEL PABELLÓN "B"



FIGURA 20: TOMA DE MEDIDAS EN EL INTERIOR DEL PABELLÓN "B"

ANEXO N.º 02 INSPECCIÓN EN CAMPO



TESIS: "COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA ENTRE LAS PROPUESTAS DE REFORZAMIENTO DE CONCRETO ARMADO MEDIANTE ENCAMISADO A VIGAS Y COLUMNAS O MEDIANTE LA INCLUSIÓN DE MUROS DE CORTE, PARA LOS PABELLONES DE LA I.E. SAN FERNANDO"



UBICACIÓN: DISTRITO, PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA

SISTEMA ESTRUCTURAL: PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO

PABELLÓN INSPECCIONADO: **PABELLÓN "B"**

ENCARGADO DE LA INSPECCIÓN: BACH. ROSALES CHUQUIMANGO, CHRISTIAN MAX J.

ASESOR DE TESIS: DR. ING. MOSQUEIRA MORENO, MIGUEL ANGEL

REGISTRO FOTOGRÁFICO DE LA INSPECCIÓN EN CAMPO



FIGURA 21: PRESENCIA DE FISURAS EN TABIQUES DEL PABELLÓN ESCOLAR "B"



FIGURA 5: PRESENCIA DE HUMEDAD TABIQUES EN EL 1º NIVEL DEL PABELLÓN ESCOLAR B

ANEXO N.º 02 INSPECCIÓN EN CAMPO



TESIS: "COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA ENTRE LAS PROPUESTAS DE REFORZAMIENTO DE CONCRETO ARMADO MEDIANTE ENCAMISADO A VIGAS Y COLUMNAS O MEDIANTE LA INCLUSIÓN DE MUROS DE CORTE, PARA LOS PABELLONES DE LA I.E. SAN FERNANDO"



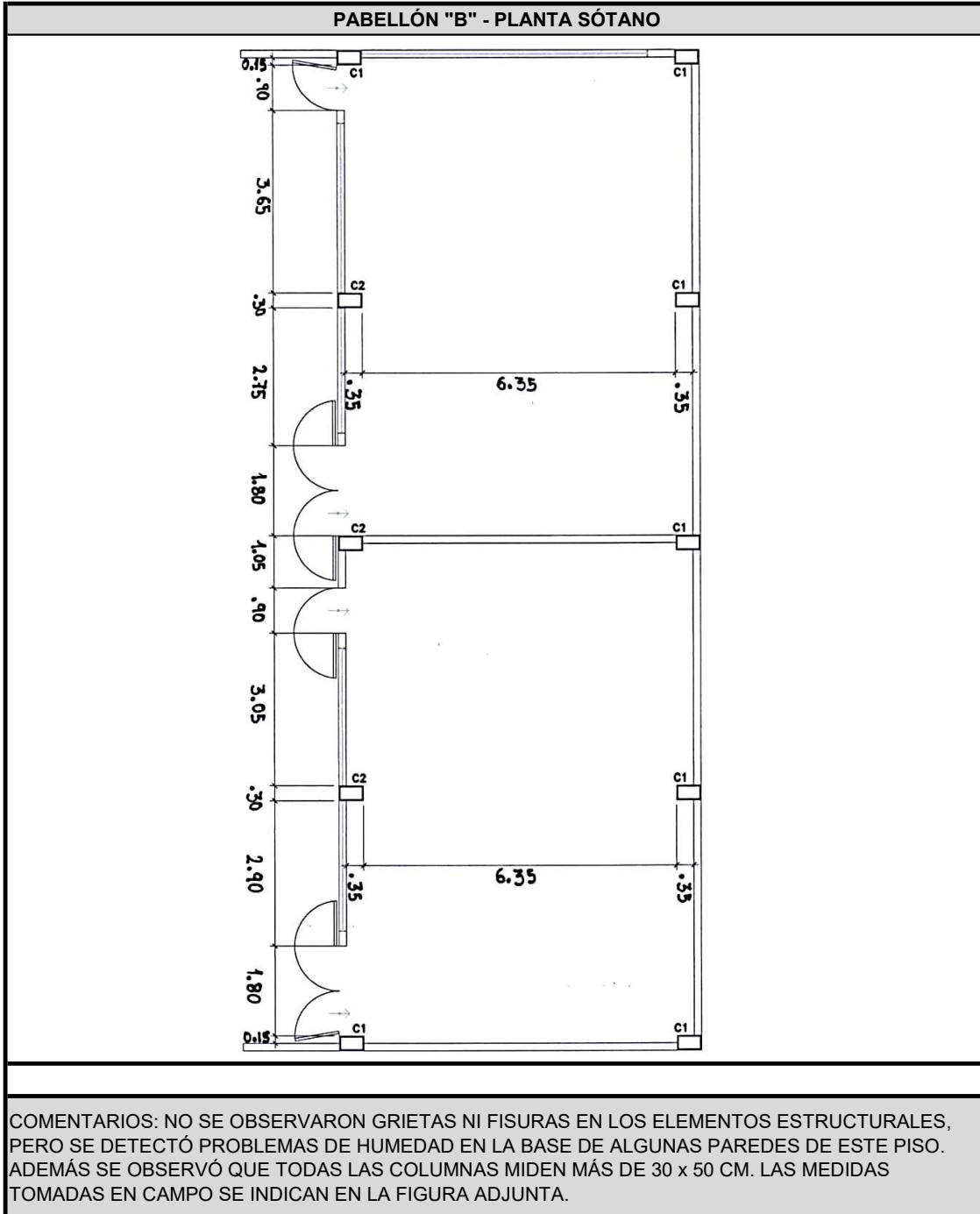
UBICACIÓN: DISTRITO, PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA

SISTEMA ESTRUCTURAL: PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO

PABELLÓN INSPECCIONADO: **PABELLÓN "B"** - PLANTA SÓTANO

ENCARGADO DE LA INSPECCIÓN: BACH. ROSALES CHUQUIMANGO, CHRISTIAN MAX J.

ASESOR DE TESIS: DR. ING. MOSQUEIRA MORENO, MIGUEL ANGEL



ANEXO N.º 02 INSPECCIÓN EN CAMPO



TESIS: "COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA ENTRE LAS PROPUESTAS DE REFORZAMIENTO DE CONCRETO ARMADO MEDIANTE ENCAMISADO A VIGAS Y COLUMNAS O MEDIANTE LA INCLUSIÓN DE MUROS DE CORTE, PARA LOS PABELLONES DE LA I.E. SAN FERNANDO"



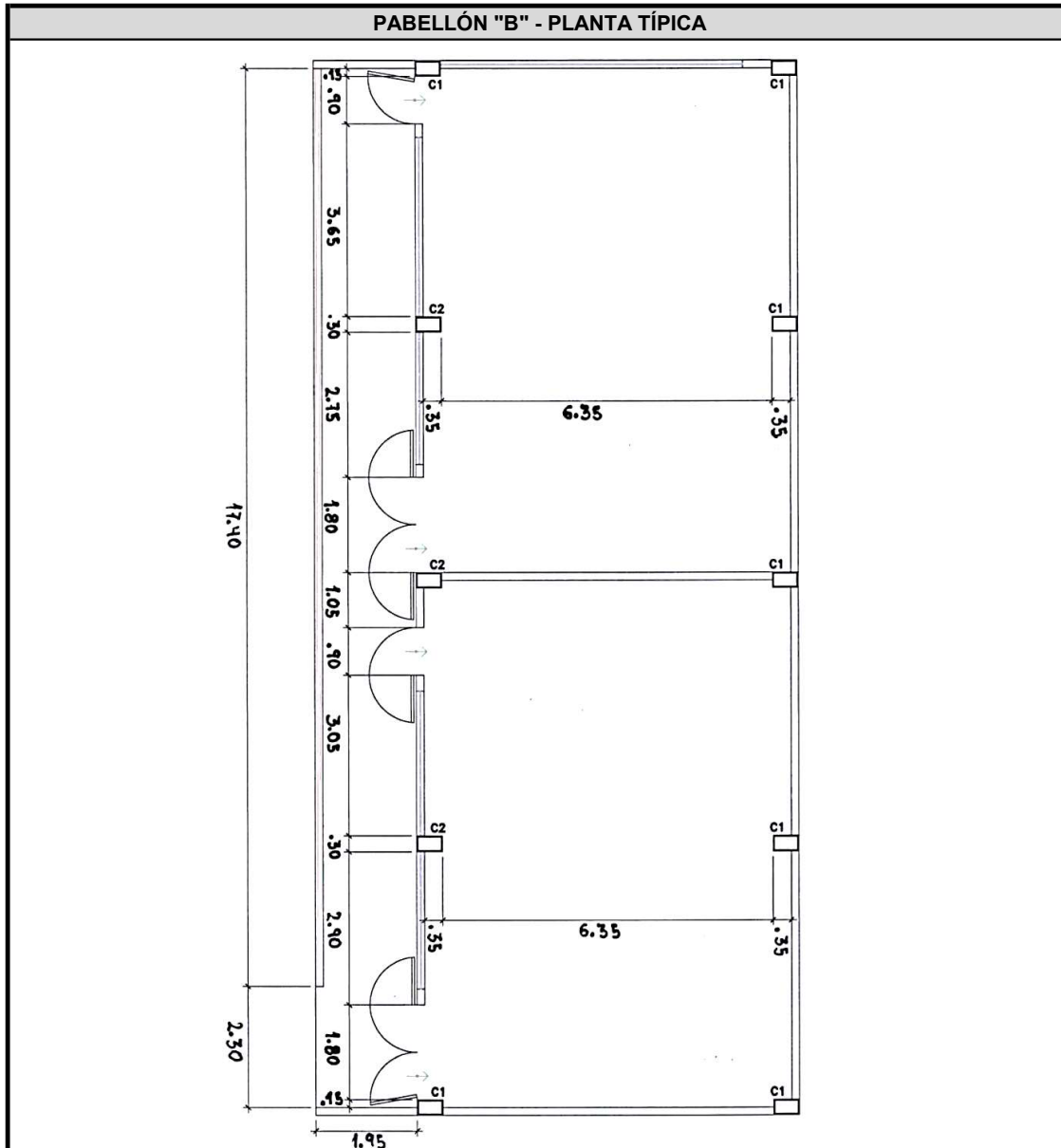
UBICACIÓN: DISTRITO, PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA

SISTEMA ESTRUCTURAL: PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO

PABELLÓN INSPECCIONADO: **PABELLÓN "B"** - PLANTA TÍPICA

ENCARGADO DE LA INSPECCIÓN: BACH. ROSALES CHUQUIMANGO, CHRISTIAN MAX J.

ASESOR DE TESIS: DR. ING. MOSQUEIRA MORENO, MIGUEL ANGEL



COMENTARIOS: NO SE OBSERVARON GRIETAS NI FISURAS EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES, SE CONSTATÓ QUE TODOS LOS TABIQUES ESTÁN AISLADOS POR JUNTAS DE TECNOPOR DE 2.5 CM DE ANCHO. ADEMÁS SE VERIFICÓ QUE TODAS LAS COLUMNAS MIDEN MÁS DE 30 x 50 CM, AL IGUAL QUE EN EL PRIMER NIVEL. LAS MEDIDAS REGISTRADAS SE INDICAN EN LA FIGURA ADJUNTA.

ANEXO N.º 02 INSPECCIÓN EN CAMPO



TESIS: "COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA ENTRE LAS PROPUESTAS DE REFORZAMIENTO DE CONCRETO ARMADO MEDIANTE ENCAMISADO A VIGAS Y COLUMNAS O MEDIANTE LA INCLUSIÓN DE MUROS DE CORTE, PARA LOS PABELLONES DE LA I.E. SAN FERNANDO"



UBICACIÓN: DISTRITO, PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA
 SISTEMA ESTRUCTURAL: PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO

PABELLÓN INSPECCIONADO: **PABELLÓN "B"**

ENCARGADO DE LA INSPECCIÓN: BACH. ROSALES CHUQUIMANGO, CHRISTIAN MAX J.

ASESOR DE TESIS: DR. ING. MOSQUEIRA MORENO, MIGUEL ANGEL

EVALUACIÓN CUALITATIVA SEGÚN FEMA 147

ATC-21/ (NEHRP Map Areas 5,6,7 High)
 Rapid Visual Screening of Seismically Hazardous Buildings

Scale: 1/45

Address _____ Zip _____
 Other Identifiers _____
 No. Stories _____ Year Built _____
 Inspector _____ Date _____
 Total Floor Area (sq. ft) _____
 Building Name _____
 Use _____
 (Peel-off label)

OCCUPANCY		STRUCTURAL SCORES AND MODIFIERS													
Residential	No. Persons	BUILDING TYPE	W	S1	S2	S3	S4	C1	C2	C3/S5	PC1	PC2	FM	URM	
Commercial	0-10	Basic Score	4.5	4.5	3.0	5.5	3.5	2.0	3.0	1.5	2.0	1.5	3.0	1.0	
Office	11-100	High Rise	N/A	-2.0	-1.0	N/A	-1.0	-1.0	-1.0	-0.5	N/A	-0.5	-1.0	-0.5	
Industrial	100+	Poor Condition	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	
Pub. Assem.		Vert. Irregularity	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-1.0	-0.5	-0.5	-1.0	-1.0	-0.5	-0.5	
School		Soft Story	-1.0	-2.5	-2.0	-1.0	-2.0	-2.0	-2.0	-1.0	-1.0	-2.0	-2.0	-1.0	
Govt. Bldg.		Torsion	-1.0	-2.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	
Emer. Serv.		Plan Irregularity	-1.0	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	
Historic Bldg.		Pounding	N/A	-0.5	-0.5	N/A	-0.5	-0.5	N/A	N/A	N/A	-0.5	N/A	N/A	
		Large Heavy Cladding	N/A	-2.0	N/A	N/A	N/A	-1.0	N/A	N/A	N/A	-1.0	N/A	N/A	
		Short Columns	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	-1.0	-1.0	-1.0	N/A	-1.0	N/A	N/A	
		Post Benchmark Year	+2.0	+2.0	+2.0	+2.0	+2.0	+2.0	+2.0	N/A	+2.0	+2.0	+2.0	N/A	
Non Structural Falling Hazard <input type="checkbox"/>															
DATA CONFIDENCE		SL2	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	
* = Estimated, Subjective, or Unreliable Data		SL3	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	
DNK = Do Not Know		SL3 & 8 to 20 stories	N/A	-0.8	-0.8	N/A	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	N/A	-0.8	-0.8	
		FINAL SCORE	1.7												

COMMENTS

REQUIERE EVALUACIÓN DETALLADA

Detailed Evaluation Required?

YES NO

Figure B3c

Psj. Diego Ferre N° 295 – Barrio San Martín - Cajamarca
CORREO: guersaningenieros@gmail.com

MÉTODO ESTÁNDAR DEL NÚMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO

(A.S.T.M. C 805M-13a)

TESIS:

“COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA ENTRE
LAS PROPUESTAS DE REFORZAMIENTO MEDIANTE
ENCAMISADO DE VIGAS Y COLUMNAS O MEDIANTE
LA INCLUSIÓN DE MUROS DE CORTE, PARA EL
PABELLÓN ESCOLAR "B" DE LA I.E. SAN FERNANDO”

UBICACIÓN:

DISTRITO, PROVINCIA Y REGIÓN CAJAMARCA

TESISTA:

BACH. ROSALES CHUQUIMANGO, CHRISTIAN MAX
JAMES

ASESOR:

DR. ING. MIGUEL ANGEL MOSQUEIRA MORENO

CAJAMARCA, 22 DE JUNIO DEL 2022

	"COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA ENTRE LAS PROPUESTAS DE REFORZAMIENTO MEDIANTE ENCAMISADO DE VIGAS Y COLUMNAS O MEDIANTE LA INCLUSIÓN DE MUROS DE CORTE, PARA EL PABELLÓN ESCOLAR "B" DE LA I.E. SAN FERNANDO"	GI-CCCe-047-06-22	
		Fecha: 22/06/2022	
MÉTODO ESTÁNDAR DEL NÚMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO (A.S.T.M. C 805M-13a)			
TESISTA:	BACH. ROSALES CHUQUIMANGO, CHRISTIAN MAX JAMES		
ASESOR:	DR. ING. MIGUEL ANGEL MOSQUEIRA MORENO		
UBICACIÓN:	DISTRITO, PROVINCIA Y REGIÓN CAJAMARCA		
ENSAYO N° 01			
INFORMACIÓN GENERAL		INFORMACIÓN ACERCA DEL CONCRETO	
FECHA DE ENSAYO:	22/06/2022	TIPO DE AGREGADO Y MEZCLA EMPLEADA:	No especificado
EDAD DEL CONCRETO:	No especificado	RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA:	210 kg/cm2
IDENTIFICACIÓN DEL MARTILLO:		DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DEL PROYECTO	
MARCA - MODELO:	ZCE-A	TIPO DE SUPERFICIE:	Frotachado
N° DE SERIE:	503	CONDICIÓN DE CURADO:	Ninguna
FECHA DE CALIBRACIÓN:	3/08/2021	CONDICIÓN DE HUMEDAD:	Seco
INFORMACIÓN DEL NÚMERO DE REBOTES			
ESTRUCTURA:	Columna C1 (Eje 5 - Piso 1)	ÁNGULO DE IMPACTO:	$\alpha = 0$
REGISTRO DE LECTURAS			
N° LECTURA	REBOTE (R)	ACEPTACIÓN	OBSERVACIONES INDIVIDUALES
1	28	VÁLIDO	/
2	30	VÁLIDO	
3	34	VÁLIDO	
4	32	VÁLIDO	
5	30	VÁLIDO	
6	32	VÁLIDO	
7	31	VÁLIDO	
8	32	VÁLIDO	
9	32	VÁLIDO	
10	30	VÁLIDO	
11	28	VÁLIDO	
12	31	VÁLIDO	
PROCESAMIENTO DE DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA			
PROMEDIO DE LECTURAS VÁLIDAS:	31	DESVIACIÓN ESTÁNDAR DE LECTURAS:	1,7
CORRELACIÓN ENTRE EL NÚMERO PROMEDIO DE REBOTE (R) Y LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE DEL CONCRETO (*):		220 kg/cm2	
(*) Valor de la tabla de correlaciones del esclerómetro empleado.			
OBSERVACIONES:		REVISADO Y APROBADO POR:	
		 GUERSAN INGENIEROS S.R.L. Jhosay Páez Torres Ingeniero Civil REG. CP N° 25516	

	"COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA ENTRE LAS PROPUESTAS DE REFORZAMIENTO MEDIANTE ENCAMISADO DE VIGAS Y COLUMNAS O MEDIANTE LA INCLUSIÓN DE MUROS DE CORTE, PARA EL PABELLÓN ESCOLAR "B" DE LA I.E. SAN FERNANDO"	GI-CCCe-047-06-22	
		Fecha: 22/06/2022	
MÉTODO ESTÁNDAR DEL NÚMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO (A.S.T.M. C 805M-13a)			
TESISTA:	BACH. ROSALES CHUQUIMANGO, CHRISTIAN MAX JAMES		
ASESOR:	DR. ING. MIGUEL ANGEL MOSQUEIRA MORENO		
UBICACIÓN:	DISTRITO, PROVINCIA Y REGIÓN CAJAMARCA		
ENSAYO N° 02			
INFORMACIÓN GENERAL		INFORMACIÓN ACERCA DEL CONCRETO	
FECHA DE ENSAYO:	22/06/2022	TIPO DE AGREGADO Y MEZCLA EMPLEADA:	No especificado
EDAD DEL CONCRETO:	No especificado	RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA:	210 kg/cm2
IDENTIFICACIÓN DEL MARTILLO:		DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DEL PROYECTO	
MARCA - MODELO:	ZCE-A	TIPO DE SUPERFICIE:	Frotachado
N° DE SERIE:	503	CONDICIÓN DE CURADO:	Ninguna
FECHA DE CALIBRACIÓN:	3/08/2021	CONDICIÓN DE HUMEDAD:	Seco
INFORMACIÓN DEL NÚMERO DE REBOTES			
ESTRUCTURA:	Columna C1 (Eje 4 - Piso 1)	ÁNGULO DE IMPACTO:	$\alpha = 0$
REGISTRO DE LECTURAS			
N° LECTURA	REBOTE (R)	ACEPTACIÓN	OBSERVACIONES INDIVIDUALES
1	32	VÁLIDO	/
2	28	VÁLIDO	
3	27	VÁLIDO	
4	29	VÁLIDO	
5	29	VÁLIDO	
6	30	VÁLIDO	
7	27	VÁLIDO	
8	30	VÁLIDO	
9	30	VÁLIDO	
10	29	VÁLIDO	
11	29	VÁLIDO	
12	32	VÁLIDO	
PROCESAMIENTO DE DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA			
PROMEDIO DE LECTURAS VÁLIDAS:	29	DESVIACIÓN ESTÁNDAR DE LECTURAS:	1,8
CORRELACIÓN ENTRE EL NÚMERO PROMEDIO DE REBOTE (R) Y LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE DEL CONCRETO (*):		190 kg/cm2	
(*) Valor de la tabla de correlaciones del esclerómetro empleado.			
OBSERVACIONES:		REVISADO Y APROBADO POR:	
		 GUERSAN INGENIEROS S.R.L. Jhosay Páez Torres Ingeniero Civil REG. CP N° 25516	

	"COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA ENTRE LAS PROPUESTAS DE REFORZAMIENTO MEDIANTE ENCAMISADO DE VIGAS Y COLUMNAS O MEDIANTE LA INCLUSIÓN DE MUROS DE CORTE, PARA EL PABELLÓN ESCOLAR "B" DE LA I.E. SAN FERNANDO"	GI-CCCe-047-06-22	
		Fecha: 22/06/2022	
MÉTODO ESTÁNDAR DEL NÚMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO (A.S.T.M. C 805M-13a)			
TESISTA:	BACH. ROSALES CHUQUIMANGO, CHRISTIAN MAX JAMES		
ASESOR:	DR. ING. MIGUEL ANGEL MOSQUEIRA MORENO		
UBICACIÓN:	DISTRITO, PROVINCIA Y REGIÓN CAJAMARCA		
ENSAYO N° 03			
INFORMACIÓN GENERAL		INFORMACIÓN ACERCA DEL CONCRETO	
FECHA DE ENSAYO:	22/06/2022	TIPO DE AGREGADO Y MEZCLA EMPLEADA:	No especificado
EDAD DEL CONCRETO:	No especificado	RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA:	210 kg/cm2
IDENTIFICACIÓN DEL MARTILLO:		DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DEL PROYECTO	
MARCA - MODELO:	ZCE-A	TIPO DE SUPERFICIE:	Frotachado
N° DE SERIE:	503	CONDICIÓN DE CURADO:	Ninguna
FECHA DE CALIBRACIÓN:	3/08/2021	CONDICIÓN DE HUMEDAD:	Seco
INFORMACIÓN DEL NÚMERO DE REBOTES			
ESTRUCTURA:	Columna C1 (Eje 3 - Piso 1)	ÁNGULO DE IMPACTO:	$\alpha = 0$
REGISTRO DE LECTURAS			
N° LECTURA	REBOTE (R)	ACEPTACIÓN	OBSERVACIONES INDIVIDUALES
1	31	VÁLIDO	/
2	30	VÁLIDO	
3	32	VÁLIDO	
4	31	VÁLIDO	
5	26	VÁLIDO	
6	30	VÁLIDO	
7	26	VÁLIDO	
8	30	VÁLIDO	
9	28	VÁLIDO	
10	32	VÁLIDO	
11	32	VÁLIDO	
12	29	VÁLIDO	
PROCESAMIENTO DE DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA			
PROMEDIO DE LECTURAS VÁLIDAS:	30	DESVIACIÓN ESTÁNDAR DE LECTURAS:	2,1
CORRELACIÓN ENTRE EL NÚMERO PROMEDIO DE REBOTE (R) Y LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE DEL CONCRETO (*):		210 kg/cm2	
(*) Valor de la tabla de correlaciones del esclerómetro empleado.			
OBSERVACIONES:		REVISADO Y APROBADO POR:	
		 GUERSAN INGENIEROS S.R.L. Jhosay Páez Torres Ingeniero Civil REG. CP N° 25516	

	"COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA ENTRE LAS PROPUESTAS DE REFORZAMIENTO MEDIANTE ENCAMISADO DE VIGAS Y COLUMNAS O MEDIANTE LA INCLUSIÓN DE MUROS DE CORTE, PARA EL PABELLÓN ESCOLAR "B" DE LA I.E. SAN FERNANDO"	GI-CCCe-047-06-22	
		Fecha: 22/06/2022	
MÉTODO ESTÁNDAR DEL NÚMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO (A.S.T.M. C 805M-13a)			
TESISTA:	BACH. ROSALES CHUQUIMANGO, CHRISTIAN MAX JAMES		
ASESOR:	DR. ING. MIGUEL ANGEL MOSQUEIRA MORENO		
UBICACIÓN:	DISTRITO, PROVINCIA Y REGIÓN CAJAMARCA		
ENSAYO N° 04			
INFORMACIÓN GENERAL		INFORMACIÓN ACERCA DEL CONCRETO	
FECHA DE ENSAYO:	22/06/2022	TIPO DE AGREGADO Y MEZCLA EMPLEADA:	No especificado
EDAD DEL CONCRETO:	No especificado	RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA:	210 kg/cm2
IDENTIFICACIÓN DEL MARTILLO:		DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DEL PROYECTO	
MARCA - MODELO:	ZCE-A	TIPO DE SUPERFICIE:	Frotachado
N° DE SERIE:	503	CONDICIÓN DE CURADO:	Ninguna
FECHA DE CALIBRACIÓN:	3/08/2021	CONDICIÓN DE HUMEDAD:	Seco
INFORMACIÓN DEL NÚMERO DE REBOTES			
ESTRUCTURA:	Viga VA-2 (Eje 4 - 5, Piso 1)	ÁNGULO DE IMPACTO:	$\alpha = 0$
REGISTRO DE LECTURAS			
N° LECTURA	REBOTE (R)	ACEPTACIÓN	OBSERVACIONES INDIVIDUALES
1	28	VÁLIDO	/
2	28	VÁLIDO	
3	31	VÁLIDO	
4	31	VÁLIDO	
5	29	VÁLIDO	
6	29	VÁLIDO	
7	32	VÁLIDO	
8	30	VÁLIDO	
9	29	VÁLIDO	
10	29	VÁLIDO	
11	32	VÁLIDO	
12	30	VÁLIDO	
PROCESAMIENTO DE DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA			
PROMEDIO DE LECTURAS VÁLIDAS:	30	DESVIACIÓN ESTÁNDAR DE LECTURAS:	1,4
CORRELACIÓN ENTRE EL NÚMERO PROMEDIO DE REBOTE (R) Y LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE DEL CONCRETO (*):		210 kg/cm2	
(*) Valor de la tabla de correlaciones del esclerómetro empleado.			
OBSERVACIONES:		REVISADO Y APROBADO POR:	
		 GUERSAN INGENIEROS S.R.L. Jhosay Páez Torres Ingeniero Civil REG. CP N° 25516	

	"COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA ENTRE LAS PROPUESTAS DE REFORZAMIENTO MEDIANTE ENCAMISADO DE VIGAS Y COLUMNAS O MEDIANTE LA INCLUSIÓN DE MUROS DE CORTE, PARA EL PABELLÓN ESCOLAR "B" DE LA I.E. SAN FERNANDO"	GI-CCe-	
		047-06-22	
		Fecha: 22/06/2022	
MÉTODO ESTÁNDAR DEL NÚMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO (A.S.T.M. C 805M-13a)			
TESISTA:	BACH. ROSALES CHUQUIMANGO, CHRISTIAN MAX JAMES		
ASESOR:	DR. ING. MIGUEL ANGEL MOSQUEIRA MORENO		
UBICACIÓN:	DISTRITO, PROVINCIA Y REGIÓN CAJAMARCA		
ENSAYO N° 05			
INFORMACIÓN GENERAL		INFORMACIÓN ACERCA DEL CONCRETO	
FECHA DE ENSAYO:	22/06/2022	TIPO DE AGREGADO Y MEZCLA EMPLEADA:	No especificado
EDAD DEL CONCRETO:	No especificado	RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA:	210 kg/cm2
IDENTIFICACIÓN DEL MARTILLO:		DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DEL PROYECTO	
MARCA - MODELO:	ZCE-A	TIPO DE SUPERFICIE:	Frotachado
N° DE SERIE:	503	CONDICIÓN DE CURADO:	Ninguna
FECHA DE CALIBRACIÓN:	3/08/2021	CONDICIÓN DE HUMEDAD:	Seco
INFORMACIÓN DEL NÚMERO DE REBOTES			
ESTRUCTURA:	Viga VA-2 (Eje 3 - 4, Piso 1)	ÁNGULO DE IMPACTO:	$\alpha = 0$
REGISTRO DE LECTURAS			
N° LECTURA	REBOTE (R)	ACEPTACIÓN	OBSERVACIONES INDIVIDUALES
1	31	VÁLIDO	/
2	32	VÁLIDO	
3	30	VÁLIDO	
4	30	VÁLIDO	
5	28	VÁLIDO	
6	29	VÁLIDO	
7	32	VÁLIDO	
8	29	VÁLIDO	
9	30	VÁLIDO	
10	29	VÁLIDO	
11	29	VÁLIDO	
12	30	VÁLIDO	
PROCESAMIENTO DE DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA			
PROMEDIO DE LECTURAS VÁLIDAS:	30	DESVIACIÓN ESTÁNDAR DE LECTURAS:	1,2
CORRELACIÓN ENTRE EL NÚMERO PROMEDIO DE REBOTE (R) Y LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE DEL CONCRETO (*):		210 kg/cm2	
(*) Valor de la tabla de correlaciones del esclerómetro empleado.			
OBSERVACIONES:		REVISADO Y APROBADO POR:	
		 GUERSAN INGENIEROS S.R.L. Jhosay Páez Torres Ingeniero Civil REG. CP N° 25516	

	"COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA ENTRE LAS PROPUESTAS DE REFORZAMIENTO MEDIANTE ENCAMISADO DE VIGAS Y COLUMNAS O MEDIANTE LA INCLUSIÓN DE MUROS DE CORTE, PARA EL PABELLÓN ESCOLAR "B" DE LA I.E. SAN FERNANDO"	GI-CCe-	
		047-06-22	
		Fecha: 22/06/2022	
MÉTODO ESTÁNDAR DEL NÚMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO (A.S.T.M. C 805M-13a)			
TESISTA:	BACH. ROSALES CHUQUIMANGO, CHRISTIAN MAX JAMES		
ASESOR:	DR. ING. MIGUEL ANGEL MOSQUEIRA MORENO		
UBICACIÓN:	DISTRITO, PROVINCIA Y REGIÓN CAJAMARCA		
ENSAYO N° 06			
INFORMACIÓN GENERAL		INFORMACIÓN ACERCA DEL CONCRETO	
FECHA DE ENSAYO:	22/06/2022	TIPO DE AGREGADO Y MEZCLA EMPLEADA:	No especificado
EDAD DEL CONCRETO:	No especificado	RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA:	210 kg/cm2
IDENTIFICACIÓN DEL MARTILLO:		DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DEL PROYECTO	
MARCA - MODELO:	ZCE-A	TIPO DE SUPERFICIE:	Frotachado
N° DE SERIE:	503	CONDICIÓN DE CURADO:	Ninguna
FECHA DE CALIBRACIÓN:	3/08/2021	CONDICIÓN DE HUMEDAD:	Seco
INFORMACIÓN DEL NÚMERO DE REBOTES			
ESTRUCTURA:	Columna C1 (Eje 5 - Piso 2)	ÁNGULO DE IMPACTO:	$\alpha = 0$
REGISTRO DE LECTURAS			
N° LECTURA	REBOTE (R)	ACEPTACIÓN	OBSERVACIONES INDIVIDUALES
1	28	VÁLIDO	/
2	32	VÁLIDO	
3	29	VÁLIDO	
4	27	VÁLIDO	
5	30	VÁLIDO	
6	32	VÁLIDO	
7	27	VÁLIDO	
8	28	VÁLIDO	
9	30	VÁLIDO	
10	31	VÁLIDO	
11	29	VÁLIDO	
12	29	VÁLIDO	
PROCESAMIENTO DE DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA			
PROMEDIO DE LECTURAS VÁLIDAS:	29	DESVIACIÓN ESTÁNDAR DE LECTURAS:	1,9
CORRELACIÓN ENTRE EL NÚMERO PROMEDIO DE REBOTE (R) Y LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE DEL CONCRETO (*):		190 kg/cm2	
(*) Valor de la tabla de correlaciones del esclerómetro empleado.			
OBSERVACIONES:		REVISADO Y APROBADO POR:	
		 GUERSAN INGENIEROS S.R.L. Jhosay Páez Torres Ingeniero Civil REG. CP N° 25516	

	"COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA ENTRE LAS PROPUESTAS DE REFORZAMIENTO MEDIANTE ENCAMISADO DE VIGAS Y COLUMNAS O MEDIANTE LA INCLUSIÓN DE MUROS DE CORTE, PARA EL PABELLÓN ESCOLAR "B" DE LA I.E. SAN FERNANDO"	GI-CCe-	
		047-06-22	
		Fecha: 22/06/2022	
MÉTODO ESTÁNDAR DEL NÚMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO (A.S.T.M. C 805M-13a)			
TESISTA:	BACH. ROSALES CHUQUIMANGO, CHRISTIAN MAX JAMES		
ASESOR:	DR. ING. MIGUEL ANGEL MOSQUEIRA MORENO		
UBICACIÓN:	DISTRITO, PROVINCIA Y REGIÓN CAJAMARCA		
ENSAYO N° 07			
INFORMACIÓN GENERAL		INFORMACIÓN ACERCA DEL CONCRETO	
FECHA DE ENSAYO:	22/06/2022	TIPO DE AGREGADO Y MEZCLA EMPLEADA:	No especificado
EDAD DEL CONCRETO:	No especificado	RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA:	210 kg/cm2
IDENTIFICACIÓN DEL MARTILLO:		DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DEL PROYECTO	
MARCA - MODELO:	ZCE-A	TIPO DE SUPERFICIE:	Frotachado
N° DE SERIE:	503	CONDICIÓN DE CURADO:	Ninguna
FECHA DE CALIBRACIÓN:	3/08/2021	CONDICIÓN DE HUMEDAD:	Seco
INFORMACIÓN DEL NÚMERO DE REBOTES			
ESTRUCTURA:	Columna C1 (Eje 4 - Piso 2)	ÁNGULO DE IMPACTO:	$\alpha = 0$
REGISTRO DE LECTURAS			
N° LECTURA	REBOTE (R)	ACEPTACIÓN	OBSERVACIONES INDIVIDUALES
1	31	VÁLIDO	/
2	30	VÁLIDO	
3	30	VÁLIDO	
4	33	VÁLIDO	
5	31	VÁLIDO	
6	28	VÁLIDO	
7	34	VÁLIDO	
8	30	VÁLIDO	
9	28	VÁLIDO	
10	28	VÁLIDO	
11	31	VÁLIDO	
12	30	VÁLIDO	
PROCESAMIENTO DE DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA			
PROMEDIO DE LECTURAS VÁLIDAS:	30	DESVIACIÓN ESTÁNDAR DE LECTURAS:	1,9
CORRELACIÓN ENTRE EL NÚMERO PROMEDIO DE REBOTE (R) Y LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE DEL CONCRETO (*):		210 kg/cm2	
(*) Valor de la tabla de correlaciones del esclerómetro empleado.			
OBSERVACIONES:		REVISADO Y APROBADO POR:	
		 GUERSAN INGENIEROS S.R.L. Jhosay Páez Torres Ingeniero Civil REG. CP N° 25516	

	"COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA ENTRE LAS PROPUESTAS DE REFORZAMIENTO MEDIANTE ENCAMISADO DE VIGAS Y COLUMNAS O MEDIANTE LA INCLUSIÓN DE MUROS DE CORTE, PARA EL PABELLÓN ESCOLAR "B" DE LA I.E. SAN FERNANDO"	GI-CCe-	
		047-06-22	
		Fecha: 22/06/2022	
MÉTODO ESTÁNDAR DEL NÚMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO (A.S.T.M. C 805M-13a)			
TESISTA:	BACH. ROSALES CHUQUIMANGO, CHRISTIAN MAX JAMES		
ASESOR:	DR. ING. MIGUEL ANGEL MOSQUEIRA MORENO		
UBICACIÓN:	DISTRITO, PROVINCIA Y REGIÓN CAJAMARCA		
ENSAYO N° 08			
INFORMACIÓN GENERAL		INFORMACIÓN ACERCA DEL CONCRETO	
FECHA DE ENSAYO:	22/06/2022	TIPO DE AGREGADO Y MEZCLA EMPLEADA:	No especificado
EDAD DEL CONCRETO:	No especificado	RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA:	210 kg/cm2
IDENTIFICACIÓN DEL MARTILLO:		DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DEL PROYECTO	
MARCA - MODELO:	ZCE-A	TIPO DE SUPERFICIE:	Frotachado
N° DE SERIE:	503	CONDICIÓN DE CURADO:	Ninguna
FECHA DE CALIBRACIÓN:	3/08/2021	CONDICIÓN DE HUMEDAD:	Seco
INFORMACIÓN DEL NÚMERO DE REBOTES			
ESTRUCTURA:	Columna C1 (Eje 3 - Piso 2)	ÁNGULO DE IMPACTO:	$\alpha = 0$
REGISTRO DE LECTURAS			
N° LECTURA	REBOTE (R)	ACEPTACIÓN	OBSERVACIONES INDIVIDUALES
1	29	VÁLIDO	/
2	32	VÁLIDO	
3	29	VÁLIDO	
4	29	VÁLIDO	
5	31	VÁLIDO	
6	30	VÁLIDO	
7	31	VÁLIDO	
8	29	VÁLIDO	
9	30	VÁLIDO	
10	29	VÁLIDO	
11	30	VÁLIDO	
12	32	VÁLIDO	
PROCESAMIENTO DE DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA			
PROMEDIO DE LECTURAS VÁLIDAS:	30	DESVIACIÓN ESTÁNDAR DE LECTURAS:	1,2
CORRELACIÓN ENTRE EL NÚMERO PROMEDIO DE REBOTE (R) Y LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE DEL CONCRETO (*):		210 kg/cm2	
(*) Valor de la tabla de correlaciones del esclerómetro empleado.			
OBSERVACIONES:		REVISADO Y APROBADO POR:	
		 GUERSAN INGENIEROS S.R.L. Jhosay Páez Torres Ingeniero Civil REG. CP N° 25516	

	"COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA ENTRE LAS PROPUESTAS DE REFORZAMIENTO MEDIANTE ENCAMISADO DE VIGAS Y COLUMNAS O MEDIANTE LA INCLUSIÓN DE MUROS DE CORTE, PARA EL PABELLÓN ESCOLAR "B" DE LA I.E. SAN FERNANDO"	GI-CCCe-047-06-22	
		Fecha: 22/06/2022	
MÉTODO ESTÁNDAR DEL NÚMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO (A.S.T.M. C 805M-13a)			
TESISTA:	BACH. ROSALES CHUQUIMANGO, CHRISTIAN MAX JAMES		
ASESOR:	DR. ING. MIGUEL ANGEL MOSQUEIRA MORENO		
UBICACIÓN:	DISTRITO, PROVINCIA Y REGIÓN CAJAMARCA		
ENSAYO N° 09			
INFORMACIÓN GENERAL		INFORMACIÓN ACERCA DEL CONCRETO	
FECHA DE ENSAYO:	22/06/2022	TIPO DE AGREGADO Y MEZCLA EMPLEADA:	No especificado
EDAD DEL CONCRETO:	No especificado	RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA:	210 kg/cm2
IDENTIFICACIÓN DEL MARTILLO:		DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DEL PROYECTO	
MARCA - MODELO:	ZCE-A	TIPO DE SUPERFICIE:	Frotachado
N° DE SERIE:	503	CONDICIÓN DE CURADO:	Ninguna
FECHA DE CALIBRACIÓN:	3/08/2021	CONDICIÓN DE HUMEDAD:	Seco
INFORMACIÓN DEL NÚMERO DE REBOTES			
ESTRUCTURA:	Viga VA-2 (Eje 3 - 4, Piso 2)	ÁNGULO DE IMPACTO:	$\alpha = 0$
REGISTRO DE LECTURAS			
N° LECTURA	REBOTE (R)	ACEPTACIÓN	OBSERVACIONES INDIVIDUALES
1	33	VÁLIDO	/
2	27	VÁLIDO	
3	30	VÁLIDO	
4	29	VÁLIDO	
5	30	VÁLIDO	
6	32	VÁLIDO	
7	28	VÁLIDO	
8	32	VÁLIDO	
9	30	VÁLIDO	
10	33	VÁLIDO	
11	27	VÁLIDO	
12	31	VÁLIDO	
PROCESAMIENTO DE DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA			
PROMEDIO DE LECTURAS VÁLIDAS:	30	DESVIACIÓN ESTÁNDAR DE LECTURAS:	2.1
CORRELACIÓN ENTRE EL NÚMERO PROMEDIO DE REBOTE (R) Y LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE DEL CONCRETO (*):		210 kg/cm2	
(*) Valor de la tabla de correlaciones del esclerómetro empleado.			
OBSERVACIONES:		REVISADO Y APROBADO POR:	
		 GUERSAN INGENIEROS S.R.L. Jhosay Páez Torres Ingeniero Civil REG. CP N° 25516	

	"COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA ENTRE LAS PROPUESTAS DE REFORZAMIENTO MEDIANTE ENCAMISADO DE VIGAS Y COLUMNAS O MEDIANTE LA INCLUSIÓN DE MUROS DE CORTE, PARA EL PABELLÓN ESCOLAR "B" DE LA I.E. SAN FERNANDO"	GI-CCCe-047-06-22	
		Fecha: 22/06/2022	
MÉTODO ESTÁNDAR DEL NÚMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO (A.S.T.M. C 805M-13a)			
TESISTA:	BACH. ROSALES CHUQUIMANGO, CHRISTIAN MAX JAMES		
ASESOR:	DR. ING. MIGUEL ANGEL MOSQUEIRA MORENO		
UBICACIÓN:	DISTRITO, PROVINCIA Y REGIÓN CAJAMARCA		
ENSAYO N° 10			
INFORMACIÓN GENERAL		INFORMACIÓN ACERCA DEL CONCRETO	
FECHA DE ENSAYO:	22/06/2022	TIPO DE AGREGADO Y MEZCLA EMPLEADA:	No especificado
EDAD DEL CONCRETO:	No especificado	RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA:	210 kg/cm2
IDENTIFICACIÓN DEL MARTILLO:		DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DEL PROYECTO	
MARCA - MODELO:	ZCE-A	TIPO DE SUPERFICIE:	Frotachado
N° DE SERIE:	503	CONDICIÓN DE CURADO:	Ninguna
FECHA DE CALIBRACIÓN:	3/08/2021	CONDICIÓN DE HUMEDAD:	Seco
INFORMACIÓN DEL NÚMERO DE REBOTES			
ESTRUCTURA:	Viga VA-2 (Eje 4 - 5, Piso 2)	ÁNGULO DE IMPACTO:	$\alpha = 0$
REGISTRO DE LECTURAS			
N° LECTURA	REBOTE (R)	ACEPTACIÓN	OBSERVACIONES INDIVIDUALES
1	25	VÁLIDO	/
2	30	VÁLIDO	
3	31	VÁLIDO	
4	27	VÁLIDO	
5	26	VÁLIDO	
6	31	VÁLIDO	
7	27	VÁLIDO	
8	28	VÁLIDO	
9	26	VÁLIDO	
10	31	VÁLIDO	
11	31	VÁLIDO	
12	30	VÁLIDO	
PROCESAMIENTO DE DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA			
PROMEDIO DE LECTURAS VÁLIDAS:	29	DESVIACIÓN ESTÁNDAR DE LECTURAS:	2.3
CORRELACIÓN ENTRE EL NÚMERO PROMEDIO DE REBOTE (R) Y LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE DEL CONCRETO (*):		190 kg/cm2	
(*) Valor de la tabla de correlaciones del esclerómetro empleado.			
OBSERVACIONES:		REVISADO Y APROBADO POR:	
		 GUERSAN INGENIEROS S.R.L. Jhosay Páez Torres Ingeniero Civil REG. CP N° 25516	

	"COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA ENTRE LAS PROPUESTAS DE REFORZAMIENTO MEDIANTE ENCAMISADO DE VIGAS Y COLUMNAS O MEDIANTE LA INCLUSIÓN DE MUROS DE CORTE, PARA EL PABELLÓN ESCOLAR "B" DE LA I.E. SAN FERNANDO"	GI-CCCe-047-06-22	
		Fecha: 22/06/2022	
MÉTODO ESTÁNDAR DEL NÚMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO (A.S.T.M. C 805M-13a)			
TESISTA:	BACH. ROSALES CHUQUIMANGO, CHRISTIAN MAX JAMES		
ASESOR:	DR. ING. MIGUEL ANGEL MOSQUEIRA MORENO		
UBICACIÓN:	DISTRITO, PROVINCIA Y REGIÓN CAJAMARCA		
ENSAYO N° 011			
INFORMACIÓN GENERAL		INFORMACIÓN ACERCA DEL CONCRETO	
FECHA DE ENSAYO:	22/06/2022	TIPO DE AGREGADO Y MEZCLA EMPLEADA:	No especificado
EDAD DEL CONCRETO:	No especificado	RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA:	210 kg/cm2
IDENTIFICACIÓN DEL MARTILLO:		DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DEL PROYECTO	
MARCA - MODELO:	ZCE-A	TIPO DE SUPERFICIE:	Frotachado
N° DE SERIE:	503	CONDICIÓN DE CURADO:	Ninguna
FECHA DE CALIBRACIÓN:	3/08/2021	CONDICIÓN DE HUMEDAD:	Seco
INFORMACIÓN DEL NÚMERO DE REBOTES			
ESTRUCTURA:	Columna C1 (Eje 5 - Piso 3)	ÁNGULO DE IMPACTO:	$\alpha = 0$
REGISTRO DE LECTURAS			
N° LECTURA	REBOTE (R)	ACEPTACIÓN	OBSERVACIONES INDIVIDUALES
1	32	VÁLIDO	/
2	30	VÁLIDO	
3	27	VÁLIDO	
4	33	VÁLIDO	
5	30	VÁLIDO	
6	32	VÁLIDO	
7	30	VÁLIDO	
8	33	VÁLIDO	
9	31	VÁLIDO	
10	30	VÁLIDO	
11	29	VÁLIDO	
12	27	VÁLIDO	
PROCESAMIENTO DE DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA			
PROMEDIO DE LECTURAS VÁLIDAS:	30	DESVIACIÓN ESTÁNDAR DE LECTURAS:	2.0
CORRELACIÓN ENTRE EL NÚMERO PROMEDIO DE REBOTE (R) Y LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE DEL CONCRETO (*):		210 kg/cm2	
(*) Valor de la tabla de correlaciones del esclerómetro empleado.			
OBSERVACIONES:		REVISADO Y APROBADO POR:	
		 GUERSAN INGENIEROS S.R.L. Jhosay Páez Torres Ingeniero Civil REG. CP N° 25516	

	"COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA ENTRE LAS PROPUESTAS DE REFORZAMIENTO MEDIANTE ENCAMISADO DE VIGAS Y COLUMNAS O MEDIANTE LA INCLUSIÓN DE MUROS DE CORTE, PARA EL PABELLÓN ESCOLAR "B" DE LA I.E. SAN FERNANDO"	GI-CCCe-047-06-22	
		Fecha: 22/06/2022	
MÉTODO ESTÁNDAR DEL NÚMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO (A.S.T.M. C 805M-13a)			
TESISTA:	BACH. ROSALES CHUQUIMANGO, CHRISTIAN MAX JAMES		
ASESOR:	DR. ING. MIGUEL ANGEL MOSQUEIRA MORENO		
UBICACIÓN:	DISTRITO, PROVINCIA Y REGIÓN CAJAMARCA		
ENSAYO N° 012			
INFORMACIÓN GENERAL		INFORMACIÓN ACERCA DEL CONCRETO	
FECHA DE ENSAYO:	22/06/2022	TIPO DE AGREGADO Y MEZCLA EMPLEADA:	No especificado
EDAD DEL CONCRETO:	No especificado	RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA:	210 kg/cm2
IDENTIFICACIÓN DEL MARTILLO:		DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DEL PROYECTO	
MARCA - MODELO:	ZCE-A	TIPO DE SUPERFICIE:	Frotachado
N° DE SERIE:	503	CONDICIÓN DE CURADO:	Ninguna
FECHA DE CALIBRACIÓN:	3/08/2021	CONDICIÓN DE HUMEDAD:	Seco
INFORMACIÓN DEL NÚMERO DE REBOTES			
ESTRUCTURA:	Columna C1 (Eje 4 - Piso 3)	ÁNGULO DE IMPACTO:	$\alpha = 0$
REGISTRO DE LECTURAS			
N° LECTURA	REBOTE (R)	ACEPTACIÓN	OBSERVACIONES INDIVIDUALES
1	31	VÁLIDO	/
2	31	VÁLIDO	
3	30	VÁLIDO	
4	30	VÁLIDO	
5	28	VÁLIDO	
6	30	VÁLIDO	
7	32	VÁLIDO	
8	29	VÁLIDO	
9	28	VÁLIDO	
10	32	VÁLIDO	
11	31	VÁLIDO	
12	32	VÁLIDO	
PROCESAMIENTO DE DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA			
PROMEDIO DE LECTURAS VÁLIDAS:	30	DESVIACIÓN ESTÁNDAR DE LECTURAS:	1.4
CORRELACIÓN ENTRE EL NÚMERO PROMEDIO DE REBOTE (R) Y LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE DEL CONCRETO (*):		210 kg/cm2	
(*) Valor de la tabla de correlaciones del esclerómetro empleado.			
OBSERVACIONES:		REVISADO Y APROBADO POR:	
		 GUERSAN INGENIEROS S.R.L. Jhosay Páez Torres Ingeniero Civil REG. CP N° 25516	

		"COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA ENTRE LAS PROPUESTAS DE REFORZAMIENTO MEDIANTE ENCAMISADO DE VIGAS Y COLUMNAS O MEDIANTE LA INCLUSIÓN DE MUROS DE CORTE, PARA EL PABELLÓN ESCOLAR "B" DE LA I.E. SAN FERNANDO"		GI-CCCe-047-06-22 Fecha: 22/06/2022
MÉTODO ESTÁNDAR DEL NÚMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO (A.S.T.M. C 805M-13a)				
TESISTA: BACH. ROSALES CHUQUIMANGO, CHRISTIAN MAX JAMES				
ASESOR: DR. ING. MIGUEL ANGEL MOSQUEIRA MORENO				
UBICACIÓN: DISTRITO, PROVINCIA Y REGIÓN CAJAMARCA				
ENSAYO N° 013				
INFORMACIÓN GENERAL		INFORMACIÓN ACERCA DEL CONCRETO		
FECHA DE ENSAYO: 22/06/2022	TIPO DE AGREGADO Y MEZCLA EMPLEADA: No especificado	RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA: 210 kg/cm ²		
EDAD DEL CONCRETO: No especificado		RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA: 210 kg/cm ²		
IDENTIFICACIÓN DEL MARTILLO:		DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DEL PROYECTO		
MARCA - MODELO: ZCE-A	TIPO DE SUPERFICIE: Frotachado			
N° DE SERIE: 503	CONDICIÓN DE CURADO: Ninguna			
FECHA DE CALIBRACIÓN: 3/08/2021	CONDICIÓN DE HUMEDAD: Saco			
INFORMACIÓN DEL NÚMERO DE REBOTES				
ESTRUCTURA: Columna C1 (Eje 3 - Piso 3)	ÁNGULO DE IMPACTO:	$\alpha = 0$		
REGISTRO DE LECTURAS				
N° LECTURA	REBOTE (R)	ACEPTACIÓN	OBSERVACIONES INDIVIDUALES	
1	32	VÁLIDO		
2	29	VÁLIDO		
3	28	VÁLIDO		
4	33	VÁLIDO		
5	28	VÁLIDO		
6	30	VÁLIDO		
7	32	VÁLIDO		
8	30	VÁLIDO		
9	29	VÁLIDO		
10	30	VÁLIDO		
11	28	VÁLIDO		
12	32	VÁLIDO		
PROCESAMIENTO DE DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA				
PROMEDIO DE LECTURAS VÁLIDAS: 30		DESVIACIÓN ESTÁNDAR DE LECTURAS: 1,8		
CORRELACIÓN ENTRE EL NÚMERO PROMEDIO DE REBOTE (R) Y LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE DEL CONCRETO (*):		210 kg/cm ²		
(*) Valor de la tabla de correlaciones del esclerómetro empleado.				
OBSERVACIONES:		REVISADO Y APROBADO POR:		
		GUERSAN INGENIEROS S.R.L. Jhosay Páez Torres Ingeniero Civil REG. CP N° 25516		

		"COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA ENTRE LAS PROPUESTAS DE REFORZAMIENTO MEDIANTE ENCAMISADO DE VIGAS Y COLUMNAS O MEDIANTE LA INCLUSIÓN DE MUROS DE CORTE, PARA EL PABELLÓN ESCOLAR "B" DE LA I.E. SAN FERNANDO"		GI-CCCe-047-06-22 Fecha: 22/06/2022
MÉTODO ESTÁNDAR DEL NÚMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO (A.S.T.M. C 805M-13a)				
TESISTA: BACH. ROSALES CHUQUIMANGO, CHRISTIAN MAX JAMES				
ASESOR: DR. ING. MIGUEL ANGEL MOSQUEIRA MORENO				
UBICACIÓN: DISTRITO, PROVINCIA Y REGIÓN CAJAMARCA				
ENSAYO N° 014				
INFORMACIÓN GENERAL		INFORMACIÓN ACERCA DEL CONCRETO		
FECHA DE ENSAYO: 22/06/2022	TIPO DE AGREGADO Y MEZCLA EMPLEADA: No especificado	RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA: 210 kg/cm ²		
EDAD DEL CONCRETO: No especificado		RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA: 210 kg/cm ²		
IDENTIFICACIÓN DEL MARTILLO:		DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DEL PROYECTO		
MARCA - MODELO: ZCE-A	TIPO DE SUPERFICIE: Frotachado			
N° DE SERIE: 503	CONDICIÓN DE CURADO: Ninguna			
FECHA DE CALIBRACIÓN: 3/08/2021	CONDICIÓN DE HUMEDAD: Saco			
INFORMACIÓN DEL NÚMERO DE REBOTES				
ESTRUCTURA: Viga VA-2 (Eje 3 - 4, Piso 3)	ÁNGULO DE IMPACTO:	$\alpha = 0$		
REGISTRO DE LECTURAS				
N° LECTURA	REBOTE (R)	ACEPTACIÓN	OBSERVACIONES INDIVIDUALES	
1	30	VÁLIDO		
2	29	VÁLIDO		
3	30	VÁLIDO		
4	29	VÁLIDO		
5	32	VÁLIDO		
6	29	VÁLIDO		
7	30	VÁLIDO		
8	30	VÁLIDO		
9	28	VÁLIDO		
10	30	VÁLIDO		
11	29	VÁLIDO		
12	27	VÁLIDO		
PROCESAMIENTO DE DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA				
PROMEDIO DE LECTURAS VÁLIDAS: 29		DESVIACIÓN ESTÁNDAR DE LECTURAS: 1,2		
CORRELACIÓN ENTRE EL NÚMERO PROMEDIO DE REBOTE (R) Y LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE DEL CONCRETO (*):		190 kg/cm ²		
(*) Valor de la tabla de correlaciones del esclerómetro empleado.				
OBSERVACIONES:		REVISADO Y APROBADO POR:		
		GUERSAN INGENIEROS S.R.L. Jhosay Páez Torres Ingeniero Civil REG. CP N° 25516		

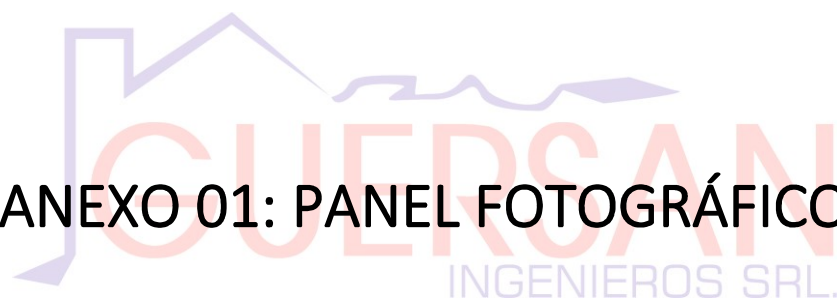
		"COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA ENTRE LAS PROPUESTAS DE REFORZAMIENTO MEDIANTE ENCAMISADO DE VIGAS Y COLUMNAS O MEDIANTE LA INCLUSIÓN DE MUROS DE CORTE, PARA EL PABELLÓN ESCOLAR "B" DE LA I.E. SAN FERNANDO"		GI-CCCe-047-06-22 Fecha: 22/06/2022
MÉTODO ESTÁNDAR DEL NÚMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO (A.S.T.M. C 805M-13a)				
TESISTA: BACH. ROSALES CHUQUIMANGO, CHRISTIAN MAX JAMES				
ASESOR: DR. ING. MIGUEL ANGEL MOSQUEIRA MORENO				
UBICACIÓN: DISTRITO, PROVINCIA Y REGIÓN CAJAMARCA				
ENSAYO N° 015				
INFORMACIÓN GENERAL		INFORMACIÓN ACERCA DEL CONCRETO		
FECHA DE ENSAYO: 22/06/2022	TIPO DE AGREGADO Y MEZCLA EMPLEADA: No especificado	RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA: 210 kg/cm ²		
EDAD DEL CONCRETO: No especificado		RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA: 210 kg/cm ²		
IDENTIFICACIÓN DEL MARTILLO:		DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DEL PROYECTO		
MARCA - MODELO: ZCE-A	TIPO DE SUPERFICIE: Frotachado			
N° DE SERIE: 503	CONDICIÓN DE CURADO: Ninguna			
FECHA DE CALIBRACIÓN: 3/08/2021	CONDICIÓN DE HUMEDAD: Saco			
INFORMACIÓN DEL NÚMERO DE REBOTES				
ESTRUCTURA: Viga VA-2 (Eje 4 - 5, Piso 3)	ÁNGULO DE IMPACTO:	$\alpha = 0$		
REGISTRO DE LECTURAS				
N° LECTURA	REBOTE (R)	ACEPTACIÓN	OBSERVACIONES INDIVIDUALES	
1	27	VÁLIDO		
2	31	VÁLIDO		
3	32	VÁLIDO		
4	32	VÁLIDO		
5	31	VÁLIDO		
6	32	VÁLIDO		
7	30	VÁLIDO		
8	31	VÁLIDO		
9	31	VÁLIDO		
10	30	VÁLIDO		
11	28	VÁLIDO		
12	27	VÁLIDO		
PROCESAMIENTO DE DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA				
PROMEDIO DE LECTURAS VÁLIDAS: 30		DESVIACIÓN ESTÁNDAR DE LECTURAS: 1,9		
CORRELACIÓN ENTRE EL NÚMERO PROMEDIO DE REBOTE (R) Y LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE DEL CONCRETO (*):		210 kg/cm ²		
(*) Valor de la tabla de correlaciones del esclerómetro empleado.				
OBSERVACIONES:		REVISADO Y APROBADO POR:		
		GUERSAN INGENIEROS S.R.L. Jhosay Páez Torres Ingeniero Civil REG. CP N° 25516		

		"COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA ENTRE LAS PROPUESTAS DE REFORZAMIENTO MEDIANTE ENCAMISADO DE VIGAS Y COLUMNAS O MEDIANTE LA INCLUSIÓN DE MUROS DE CORTE, PARA EL PABELLÓN ESCOLAR "B" DE LA I.E. SAN FERNANDO"		GI-CCCe-047-06-22 Fecha: 22/06/2022																																																																
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES:																																																																				
<ul style="list-style-type: none"> Para la ejecución del presente trabajo se utilizó ensayos de auscultación no destructivos, llamado Método Estándar del Número de rebote en concreto endurecido, realizado de acuerdo a la Norma A.S.T.M. C 805M-13a. El ensayo realizado con el equipo llamado Martillo de Schmidt ó Esclerómetro, evalúa la dureza superficial del concreto por medio de la medición del rebote de un émbolo cargado con un resorte, después de haber golpeado una superficie plana de la estructura, la dureza superficial además de ser útil para revisar la uniformidad del concreto, es una indicación de la resistencia a compresión. Se realizaron 15 ensayos de Esclerometría en total, dentro del área de influencia de la tesis: "COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA ENTRE LAS PROPUESTAS DE REFORZAMIENTO MEDIANTE ENCAMISADO DE VIGAS Y COLUMNAS O MEDIANTE LA INCLUSIÓN DE MUROS DE CORTE, PARA EL PABELLÓN ESCOLAR "B" DE LA I.E. SAN FERNANDO", las estructuras donde se realizaron los mencionados ensayos, con su respectivo resultado, se detallan a continuación: 																																																																				
<table border="1" style="width: 100%;"> <thead> <tr> <th>ENSAYO N°</th> <th>ESTRUCTURA</th> <th>RESISTENCIA A COMPRESIÓN REQUERIDA kg/cm²</th> <th>RESISTENCIA A COMPRESIÓN OBTENIDA kg/cm²</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>1</td><td>Ensayo E1 - Columna C1 (Eje 5 - Piso 1),</td><td>210</td><td>220</td></tr> <tr><td>2</td><td>Ensayo E2 - Columna C1 (Eje 4 - Piso 1),</td><td>210</td><td>190</td></tr> <tr><td>3</td><td>Ensayo E3 - Columna C1 (Eje 3 - Piso 1),</td><td>210</td><td>210</td></tr> <tr><td>4</td><td>Ensayo E4 - Viga VA-2 (Eje 4 - 5, Piso 1),</td><td>210</td><td>210</td></tr> <tr><td>5</td><td>Ensayo E5 - Viga VA-2 (Eje 3 - 4, Piso 1),</td><td>210</td><td>210</td></tr> <tr><td>6</td><td>Ensayo E6 - Columna C1 (Eje 5 - Piso 2),</td><td>210</td><td>190</td></tr> <tr><td>7</td><td>Ensayo E7 - Columna C1 (Eje 4 - Piso 2),</td><td>210</td><td>210</td></tr> <tr><td>8</td><td>Ensayo E8 - Columna C1 (Eje 3 - Piso 2),</td><td>210</td><td>210</td></tr> <tr><td>9</td><td>Ensayo E9 - Viga VA-2 (Eje 3 - 4, Piso 2),</td><td>210</td><td>210</td></tr> <tr><td>10</td><td>Ensayo E10 - Viga VA-2 (Eje 4 - 5, Piso 2),</td><td>210</td><td>190</td></tr> <tr><td>11</td><td>Ensayo E11 - Columna C1 (Eje 5 - Piso 3),</td><td>210</td><td>210</td></tr> <tr><td>12</td><td>Ensayo E12 - Columna C1 (Eje 4 - Piso 3),</td><td>210</td><td>210</td></tr> <tr><td>13</td><td>Ensayo E13 - Columna C1 (Eje 3 - Piso 3),</td><td>210</td><td>210</td></tr> <tr><td>14</td><td>Ensayo E14 - Viga VA-2 (Eje 3 - 4, Piso 3),</td><td>210</td><td>190</td></tr> <tr><td>15</td><td>Ensayo E15 - Viga VA-2 (Eje 4 - 5, Piso 3),</td><td>210</td><td>210</td></tr> </tbody> </table>	ENSAYO N°	ESTRUCTURA	RESISTENCIA A COMPRESIÓN REQUERIDA kg/cm ²	RESISTENCIA A COMPRESIÓN OBTENIDA kg/cm ²	1	Ensayo E1 - Columna C1 (Eje 5 - Piso 1),	210	220	2	Ensayo E2 - Columna C1 (Eje 4 - Piso 1),	210	190	3	Ensayo E3 - Columna C1 (Eje 3 - Piso 1),	210	210	4	Ensayo E4 - Viga VA-2 (Eje 4 - 5, Piso 1),	210	210	5	Ensayo E5 - Viga VA-2 (Eje 3 - 4, Piso 1),	210	210	6	Ensayo E6 - Columna C1 (Eje 5 - Piso 2),	210	190	7	Ensayo E7 - Columna C1 (Eje 4 - Piso 2),	210	210	8	Ensayo E8 - Columna C1 (Eje 3 - Piso 2),	210	210	9	Ensayo E9 - Viga VA-2 (Eje 3 - 4, Piso 2),	210	210	10	Ensayo E10 - Viga VA-2 (Eje 4 - 5, Piso 2),	210	190	11	Ensayo E11 - Columna C1 (Eje 5 - Piso 3),	210	210	12	Ensayo E12 - Columna C1 (Eje 4 - Piso 3),	210	210	13	Ensayo E13 - Columna C1 (Eje 3 - Piso 3),	210	210	14	Ensayo E14 - Viga VA-2 (Eje 3 - 4, Piso 3),	210	190	15	Ensayo E15 - Viga VA-2 (Eje 4 - 5, Piso 3),	210	210				
ENSAYO N°	ESTRUCTURA	RESISTENCIA A COMPRESIÓN REQUERIDA kg/cm ²	RESISTENCIA A COMPRESIÓN OBTENIDA kg/cm ²																																																																	
1	Ensayo E1 - Columna C1 (Eje 5 - Piso 1),	210	220																																																																	
2	Ensayo E2 - Columna C1 (Eje 4 - Piso 1),	210	190																																																																	
3	Ensayo E3 - Columna C1 (Eje 3 - Piso 1),	210	210																																																																	
4	Ensayo E4 - Viga VA-2 (Eje 4 - 5, Piso 1),	210	210																																																																	
5	Ensayo E5 - Viga VA-2 (Eje 3 - 4, Piso 1),	210	210																																																																	
6	Ensayo E6 - Columna C1 (Eje 5 - Piso 2),	210	190																																																																	
7	Ensayo E7 - Columna C1 (Eje 4 - Piso 2),	210	210																																																																	
8	Ensayo E8 - Columna C1 (Eje 3 - Piso 2),	210	210																																																																	
9	Ensayo E9 - Viga VA-2 (Eje 3 - 4, Piso 2),	210	210																																																																	
10	Ensayo E10 - Viga VA-2 (Eje 4 - 5, Piso 2),	210	190																																																																	
11	Ensayo E11 - Columna C1 (Eje 5 - Piso 3),	210	210																																																																	
12	Ensayo E12 - Columna C1 (Eje 4 - Piso 3),	210	210																																																																	
13	Ensayo E13 - Columna C1 (Eje 3 - Piso 3),	210	210																																																																	
14	Ensayo E14 - Viga VA-2 (Eje 3 - 4, Piso 3),	210	190																																																																	
15	Ensayo E15 - Viga VA-2 (Eje 4 - 5, Piso 3),	210	210																																																																	
<ul style="list-style-type: none"> Antes de tomar como válidos los resultados se tiene que saber, que éstos pueden estar afectados por la rugosidad de la superficie, el tamaño, forma y rigidez de la superficie, tamaño máximo del agregado grueso, la edad y condición de humedad del elemento y la carbonatación de la superficie del concreto. 																																																																				
OBSERVACIONES:		REVISADO Y APROBADO POR:																																																																		
		GUERSAN INGENIEROS S.R.L. Jhosay Páez Torres Ingeniero Civil REG. CP N° 25516																																																																		

Pág. 1

Este documento es propiedad intelectual de Guersan Ingenieros S.R.L. Se prohíbe su reproducción total o parcial. Documento no controlado al imprimirse. Verificar en la red antes de su uso.

ANEXO 01: PANEL FOTOGRÁFICO



GUERSAN INGENIEROS S.R.L.

Joaquín Vásquez Torres

INGENIERO CIVIL
REG. CIP N° 255746



Fotografía N° 1. Ensayo E1 - Columna C1 (Eje 5 - Piso 1).



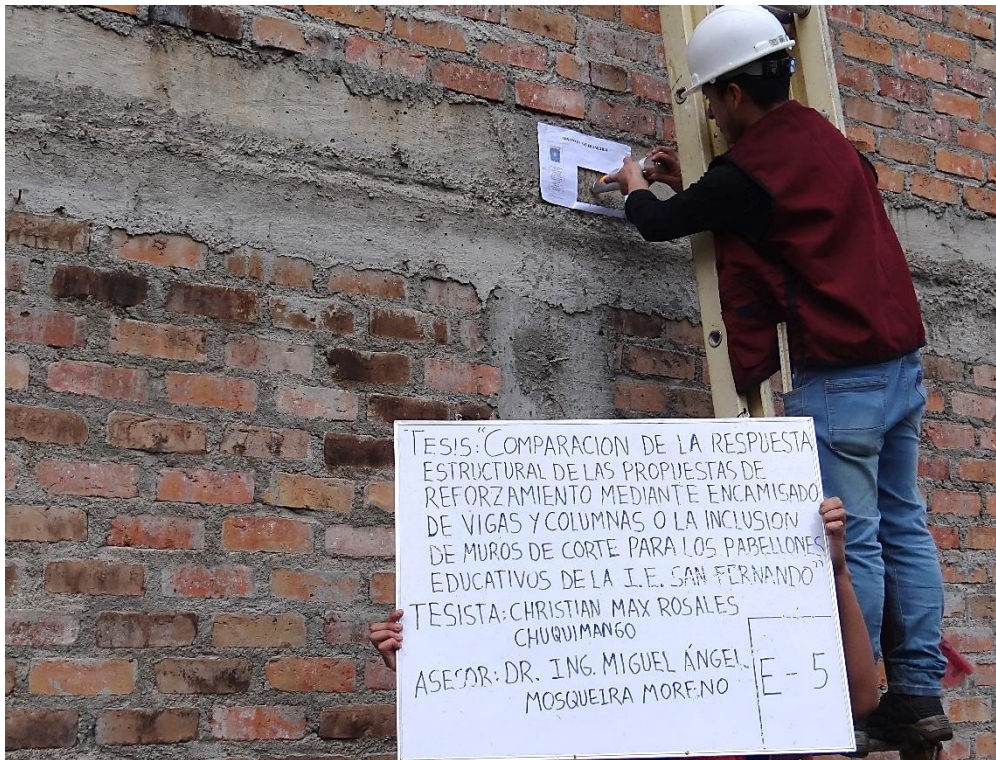
Fotografía N° 2. Ensayo E2 - Columna C1 (Eje 4 - Piso 1).



Fotografía N° 3. Ensayo E3 - Columna C1 (Eje 3 - Piso 1).



Fotografía N° 4. Ensayo E4 - Viga VA-2 (Eje 4 - 5, Piso 1).



Fotografía N° 5. Ensayo E5 - Viga VA-2 (Eje 3 - 4, Piso 1).



Fotografía N° 6. Ensayo E6 - Columna C1 (Eje 5 - Piso 2).

ANEXO 02: ABACO DE CORRELACIÓN NÚMERO DE REBOTE – RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE

GUERSAN INGENIEROS S.R.L.

Joaquín Vázquez Torres

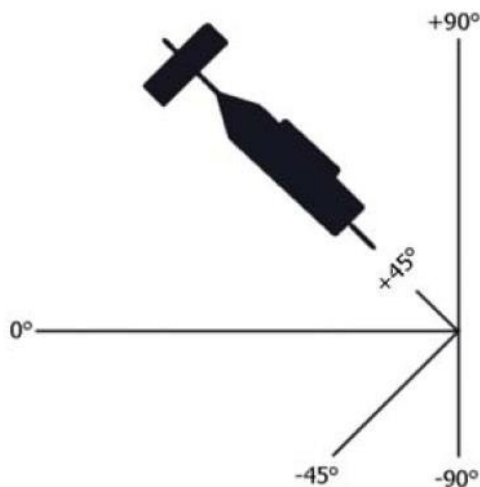
INGENIERO CIVIL
REG. CIP N° 255746



**ZHEJIANG TUGONG
INSTRUMENT CO., LTD.**

**MANUAL DEL USUARIO
ESCLEROMETRO**

R	$\alpha - 90^\circ$	$\alpha - 45^\circ$	$\alpha - 0^\circ$	$\alpha + 45^\circ$	$\alpha + 90^\circ$
20	125	115			
21	135	125			
22	145	135	110		
23	160	145	120		
24	170	160	130		
25	180	170	140	100	
26	198	185	158	115	
27	210	200	165	130	105
28	220	210	180	140	120
29	238	220	190	150	138
30	250	238	210	170	145
31	260	250	220	180	160
32	280	265	238	190	170
33	290	280	250	210	190
34	310	290	260	220	200
35	320	310	280	238	218
36	340	320	290	250	230
37	350	340	310	265	245
38	370	350	320	280	260
39	380	370	340	300	280
40	400	380	350	310	295
41	410	400	370	330	310
42	425	415	380	345	325
43	440	430	400	360	340
44	460	450	420	380	360
45	470	460	430	395	375
46	490	480	450	410	390
47	500	495	465	430	410
48	520	510	480	445	430
49	540	525	500	460	445
50	550	540	515	480	460
51	570	560	530	500	480
52	580	570	550	515	500
53	600	590	565	530	520
54	Por encima 600	Por encima 600	580	550	530
55	Por encima 600	Por encima 600	600	570	550



GUERSAN INGENIEROS S.R.L.

Joaquín Vásquez Torres
INGENIERO CIVIL
REG. CIP N° 255746

ANEXO N.º 04
METRADO DE CARGAS

Se realiza el metrado de cargas en base a la norma técnica E.020 (2006), para determinar el Peso sísmico del pabellón escolar “B” a continuación.

METRADO DE CARGAS: PESO PROPIO DE LOSA ALIGERADA							
Aligerado	Eje	Tramo	Espesor aligerado (m)	Área (m ²)	Peso equivalente (Kgf/m ²)	Peso total (Kgf)	Peso total (Tonf)
Planta Típica:	1-2	A-B	0.25	7.99	350	2796.5	2.7965
		B-C	0.25	32.2	350	11270	11.27
Sótano	2-3	A-B	0.25	7.99	350	2796.5	2.7965
		B-C	0.25	32.2	350	11270	11.27
Piso 01	3-4	A-B	0.25	7.74	350	2709	2.709
Piso 02		B-C	0.25	31.17	350	10909.5	10.9095
Piso 03	4-5	A-B	0.25	7.74	350	2709	2.709
Piso 04		B-C	0.25	31.17	350	10909.5	10.9095

Tabla 1

Peso propio de losas aligeradas del pabellón escolar “B” (Expediente técnico 2006, Norma técnica E.020)

METRADO DE CARGAS: PISO TERMINADO							
Aligerado	Eje	Tramo	Espesor aligerado (m)	Área (m ²)	Peso equivalente (Kgf/m ²)	Peso total (Kgf)	Peso total (Tonf)
Planta Típica:	1-2	A-B	0.25	10.085	100	1008.5	1.0085
		B-C	0.25	34.57	100	3457	3.457
Sótano	2-3	A-B	0.25	9.605	100	960.5	0.9605
		B-C	0.25	34.57	100	3457	3.457
Piso 01	3-4	A-B	0.25	9.455	100	945.5	0.9455
Piso 02		B-C	0.25	32.575	100	3257.5	3.2575
Piso 03	4-5	A-B	0.25	9.32	100	932	0.932
Piso 04		B-C	0.25	33.527	100	3352.7	3.3527

Tabla 2

Peso propio de losas aligeradas del pabellón escolar “B” (Expediente técnico 2006, Norma técnica E.020)

METRADO DE CARGAS: PESO PROPIO DE VIGAS PRINCIPALES								
Aligerado	Eje	Tramo	Longitud (m)	Peso específico (Kgf/m ³)	Dimensiones		Peso total (Kgf)	Peso total (Tonf)
					b (m)	h (m)		
Planta típica:	1-1	A-B	1.95	2400	0.3	0.375	526.5	0.5265
		B-C	6.35	2400	0.3	0.5	2286	2.286
Sótano	2-2	A-B	1.95	2400	0.3	0.375	526.5	0.5265
		B-C	6.35	2400	0.3	0.5	2286	2.286
Piso 01	3-3	A-B	1.95	2400	0.3	0.375	526.5	0.5265
		B-C	6.35	2400	0.3	0.5	2286	2.286
Piso 02	4-4	A-B	1.95	2400	0.3	0.375	526.5	0.5265
Piso 03		B-C	6.35	2400	0.3	0.5	2286	2.286
Piso 04	5-5	A-B	1.95	2400	0.3	0.375	526.5	0.5265
Piso 05		B-C	6.35	2400	0.3	0.5	2286	2.286

Tabla 3

Peso propio de vigas principales del pabellón escolar "B" (Expediente técnico 2006, Norma técnica E.020)

METRADO DE CARGAS: PESO PROPIO DE VIGAS SECUNDARIAS								
Aligerado	Eje	Tramo	Longitud (m)	Peso específico (kg/m ³)	Dimensiones		Peso total (Kgf)	Peso total (Tonf)
					b (m)	h (m)		
Planta típica:	A-A	1-2	4.7	2400	0.25	0.25	705	0.705
		2-3	4.7	2400	0.25	0.25	705	0.705
		3-4	4.55	2400	0.25	0.25	682.5	0.6825
		4-5	4.55	2400	0.25	0.25	682.5	0.6825
Sótano	B-B	1-2	4.7	2400	0.25	0.25	705	0.705
		2-3	4.7	2400	0.25	0.25	705	0.705
		3-4	4.55	2400	0.25	0.25	682.5	0.6825
Piso 02	C-C	4-5	4.55	2400	0.25	0.25	682.5	0.6825
Piso 03		1-2	4.7	2400	0.25	0.25	705	0.705
Piso 04		2-3	4.7	2400	0.25	0.25	705	0.705
Piso 05	C-C	3-4	4.55	2400	0.25	0.25	682.5	0.6825
		4-5	4.55	2400	0.25	0.25	682.5	0.6825

Tabla 4

Peso propio de vigas secundarias del pabellón escolar "B" (Expediente técnico 2006, Norma técnica E.020)

METRADO DE CARGAS: PESO DE TABIQUERÍA								
Nivel	Eje	Tramo	Longitud (m)	Peso específico (Kgf/m³)	Dimensiones		Peso total (Kgf)	Peso total (Tonf)
					b (m)	h (m)		
Planta típica:	1-1	A-B	1.95	1800	0.15	2.65	1395.225	1.395225
		B-C	6.35	1800	0.15	2.65	4543.425	4.543425
Sótano	3-3	B-C	6.35	1800	0.15	2.65	4543.425	4.543425
Piso 1	5-5	A-B	6.35	1800	0.15	2.65	4543.425	4.543425
Piso 2		B-C	6.35	1800	0.15	1	1714.5	1.7145
Planta típica:	A-A	1-2	2.7	1800	0.15	1	729	0.729
		2-3	5	1800	0.15	1	1350	1.35
		3-4	4.85	1800	0.15	1	1309.5	1.3095
		4-5	4.85	1800	0.15	1	1309.5	1.3095
		1-2	2.9	1800	0.15	1	783	0.783
Sótano	B-B	2-3	3.05	1800	0.15	1	823.5	0.8235
		3-4	2.75	1800	0.15	1.75	1299.375	1.299375
		4-5	3.65	1800	0.15	1.75	1724.625	1.724625
Piso 3	C-C	1-2	4.7	1800	0.15	2.9	3680.1	3.6801
		2-3	4.7	1800	0.15	2.9	3680.1	3.6801
		3-4	4.55	1800	0.15	2.9	3562.65	3.56265
		4-5	4.55	1800	0.15	2.9	3562.65	3.56265

Tabla 5

Peso propio de tabiquería fija del pabellón escolar "B" (Expediente técnico 2006, Norma técnica E.020)

METRADO DE CARGAS: PESO PROPIO DE COLUMNAS							
Nivel	Columna	Altura efectiva (m)	Peso específico (Kgf/m³)	Dimensiones		Número de veces	Peso total (Tonf)
				b (m)	h (m)		
Planta:	C-1	3.75	2400	0.5	0.3	5	6.75
Sótano	C-2	3.75	2400	0.5	0.3	5	6.75
Planta típica:	C-1	3.05	2400	0.5	0.3	5	5.49
Piso 1							
Piso 2	C-2	3.05	2400	0.5	0.3	5	5.49
Piso 3							
Piso 4							

Tabla 6

Peso propio de columnas del pabellón escolar "B" (Expediente técnico 2006, Norma técnica E.020)

METRADO DE CARGAS: CARGAS VIVAS							
Aligerado	Eje	Tramo	Uso	Área (m ²)	Carga repartida (Kgf/m ²)	Peso total (Kgf)	Peso total (Tonf)
Planta típica:	1-2	A-B	Corredores	10.085	400	4034	4.304
		B-C	Aulas	34.57	250	8642.5	8.6425
Sótano	2-3	A-B	Corredores	9.605	400	3842	3.842
		B-C	Aulas	34.57	250	8642.2	8.6425
Piso 01	3-4	A-B	Corredores	9.455	400	3782	3.782
Piso 02		B-C	Aulas	32.575	250	8143.75	8.1438
Piso 03	4-5	A-B	Corredores	9.32	400	3728	3.73
Piso 03		B-C	Aulas	33.527	250	8381.75	8.1438
Piso 04	1-2	A-B	Corredores	10.085	400	1008.5	1.0085
		B-C	Aulas	34.57	250	3457	3.457
	2-3	A-B	Corredores	9.605	400	960.5	0.9605
		B-C	Aulas	34.57	250	3457	3.457
	3-4	A-B	Corredores	9.455	400	945.5	0.9455
		B-C	Aulas	32.575	250	3257.5	3.2575
	4-5	A-B	Corredores	9.32	400	932	0.932
		B-C	Aulas	33.527	250	3352.7	3.3527

Tabla 7

Metrado de cargas vivas en el pabellón escolar "B" (Expediente técnico 2006, Norma técnica E.020)

CARGA TOTAL Y PESO SÍSMICO DEL EDIFICIO				
Nivel	Carga muerta (Tonf)	Carga viva (Tonf)	Carga total (Tonf)	Peso sísmico (Tonf)
Sótano	134.514	49.1965	183.7105	159.1123
Primer nivel	134.514	49.1965	183.7105	159.1123
Segundo nivel	134.514	49.1965	183.7105	159.1123
Tercer nivel	134.514	49.1965	183.7105	159.1123
Cuarto nivel	77.758	17.3707	95.1282	82.1002

Tabla 8

Resumen de metrado de cargas en el pabellón escolar "B" (Expediente técnico 2006, Norma técnica E.020)

ANEXO N°5: PLANOS DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL

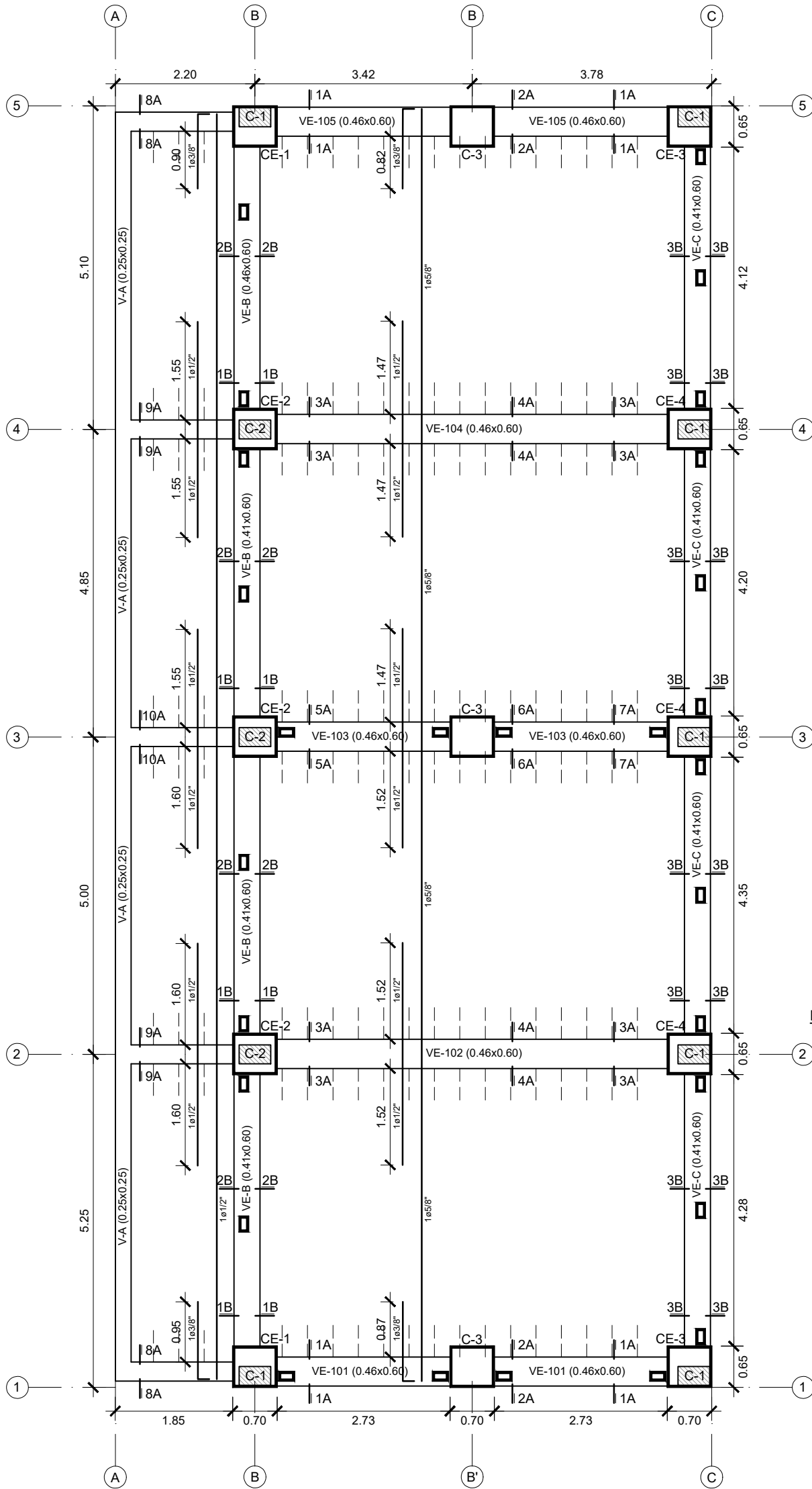
ER-01: PLANO EN PLANTA DEL ENCAMISADO DE CONCRETO ARMADO A VIGAS Y COLUMNAS

ER-02: PLANO EN CORTE Y ELEVACIÓN DEL ENCAMISADO DE CONCRETO ARMADO A VIGAS Y COLUMNAS

ER-03: PLANO EN PLANTA DE INCLUSIÓN DE MUROS DE CORTE DE CONCRETO ARMADO

ER-04: PLANO EN CORTE Y ELEVACIÓN DE INCLUSIÓN DE MUROS DE CORTE DE CONCRETO ARMADO

ENCAMISADO DE CONCRETO ARMADO

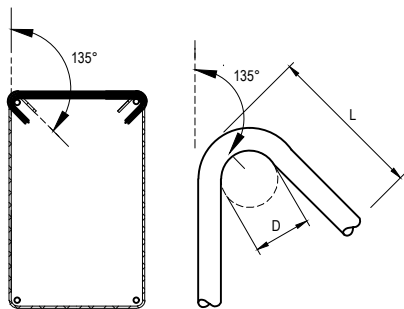


LOSA 1° - 4° NIVEL (H=0.25m)

CENTROS DE EDUCACIÓN:

S/C AULAS = 250 kg/m², S/C CORREDORES = 400 kg/m²

ESC: 1/75



DETALLE DEL GANCHO

Diametro	d(mm)	D(mm)=4d	L(mm)
Ø6mm	6.0	24	93
Ø1/4"	6.4	26	95
Ø8mm	8.0	32	100
Ø3/8"	9.5	38	105
Ø12mm	12.0	48	111
Ø1/2"	12.7	51	115

ESTRIBO DE DOS PÍEZAS PARA ENCAMISADO DE VIGAS Y COLUMNAS

ESC: 1/25

CUADRO DE COLUMNAS	
<p>CE-1</p> <p>Existente: 14 ø5/8" Encamisado: 4 ø1\"+7 ø3/4" 1Ø ø1/2\"+1Ø ø3/8\"+2Ø ø3/8\"-1@0.05.7@0.10 R@0.15 EN C/EXTREMO.</p>	<p>CE-2</p> <p>Existente: 6 ø5/8\"+4 ø1/2" Encamisado: 4 ø1\"+10 ø3/4" 1Ø ø1/2\"+2Ø ø3/8\"-1@0.05.7@0.10 R@0.15 EN C/EXTREMO.</p>
<p>CE-3</p> <p>Existente: 14 ø5/8" Encamisado: 3 ø1\"+6 ø3/4" 1Ø ø1/2\"+4Ø ø3/8\"-1@0.05.7@0.10 R@0.15 EN C/EXTREMO.</p>	<p>CE-4</p> <p>Existente: 14 ø5/8" Encamisado: 4 ø1\"+8 ø3/4" 1Ø ø1/2\"+1Ø ø3/8\"+2Ø ø3/8\"-1@0.05.7@0.10 R@0.15 EN C/EXTREMO.</p>
<p>C-3</p> <p>4 ø1\"+10 ø3/4" 1Ø ø1/2\"+2Ø ø3/8\"-1@0.05.7@0.10 R@0.15 EN C/EXTREMO.</p>	<p>Ca-1</p> <p>4ø3/8\" 1Ø ø1/4\"-1@0.05.5@0.10 R@0.20 EN C/EXTREMO.</p>

NOTA

- 1.-Para realizar el encamisado de columnas, retirar tarrajeo de columna existente, dejando la superficie de interfaz rugosa con una amplitud completa de 6mm o más.
- 2.-Las varillas de acero de nuevos estribos que atraviesan la sección de una columna existente pasan a través de huecos de diámetro inmediato superior a varilla y van anclados con adhesivo estructural Sika AnchorFix®-3001 o similar.
- 3.-Antes del realizar el vaciado de concreto nuevo en la columna existente se aplica un puente de adherencia con adhesivo estructural Sika®-32 Primer o similar.
- 4.-El concreto a usar para el encamisado será fluido sin retracción Sika® Concretlisto RE5000 o similar.
- 5.-La Armadura de todas las columnas termina en gancho de 30cm. a 90° en ultimo nivel.

CUADRO DE JUNTAS EN TABIQUERIA	
Altura de Tabique H <=	espesor e
1.80 m	1/2"
3.00 m	1"

LEYENDA - ENCOFRADO

	C1	COLUMNA DE CONCRETO
	PL-1	MURO DE CONCRETO (PLACA)
		TABIQUERIA AISLADO CON LADRILLO TUBULAR O P-14
		MURO DE MAMPOSTERIA CON LADRILLO KING K. 18 HUECOS
	XV-Y (...)	VIGA PERALTADA XV: Indica en que nivel se encuentra la viga Y (...): Indica el numero de viga y sus dimensiones
	VC	VIGA DE CONFINAMIENTO
	VA	VIGA CHATA
	As	ACERO DE REFUERZO
	X X	VER DETALLE DE CORTE
		LOSA ALIGERADA

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERÍA

Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil

TESIS: COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA ENTRE LAS PROPUESTAS DE REFORZAMIENTO DE CONCRETO ARMADO MEDIANTE ENCAMISADO DE VIGAS Y COLUMNAS O MEDIANTE LA INCLUSIÓN DE MUROS DE CORTE, PARA LOS PABELLONES DE LA I.E. SAN FERNANDO

FECHA: Diciembre 2022

ESCALA:

INDICADA

PLANO: PLANO EN PLANTA: ENCAMISADO DE CONCRETO ARMADO A VIGAS Y COLUMNAS

PLANO:

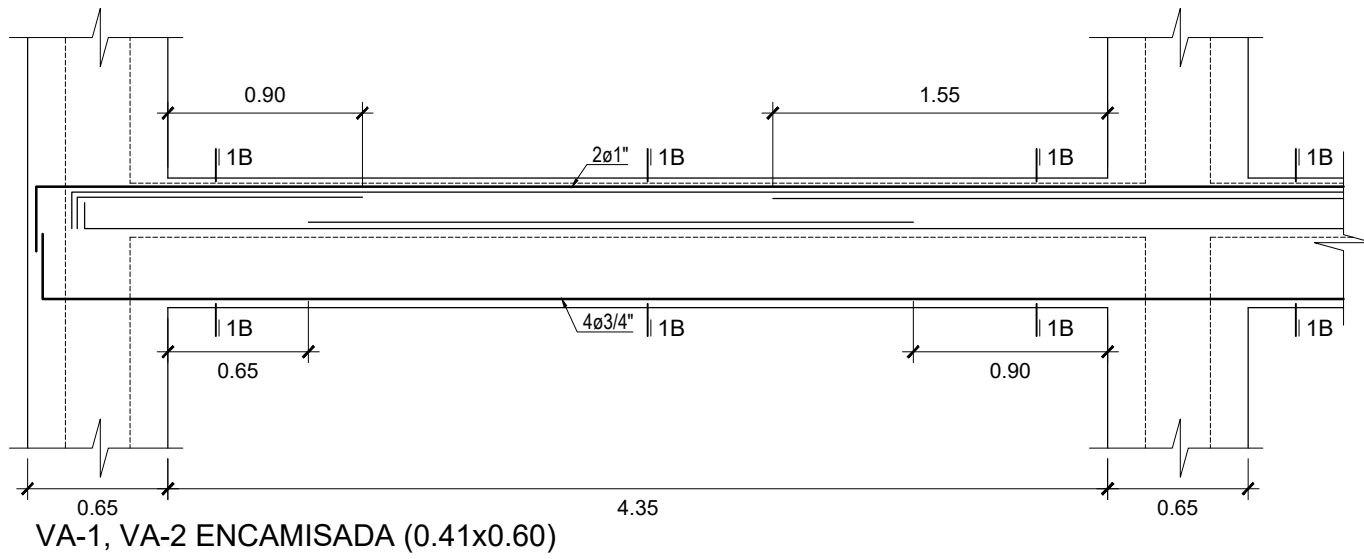
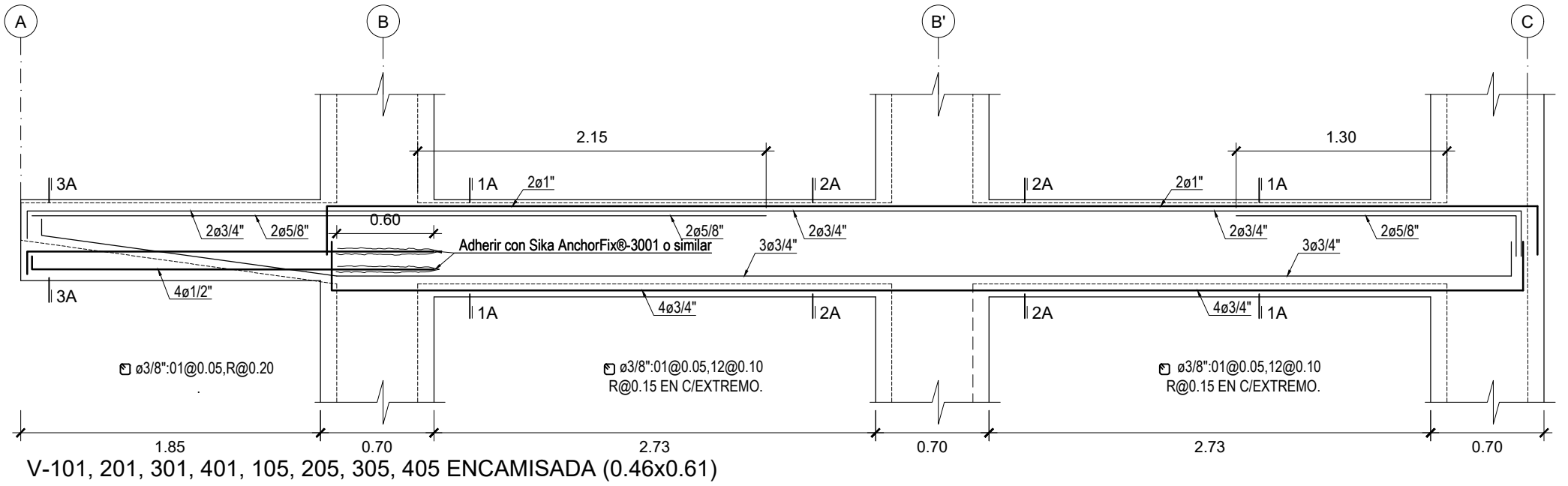
TESISTA: Bach. ROSALES CHUQUIMANGO, Christian Max James

ER-01

ASESOR: Dr. Ing. MOSQUEIRA MORENO, Miguel Angel



DETALLE DE VIGAS ENCAMISADAS

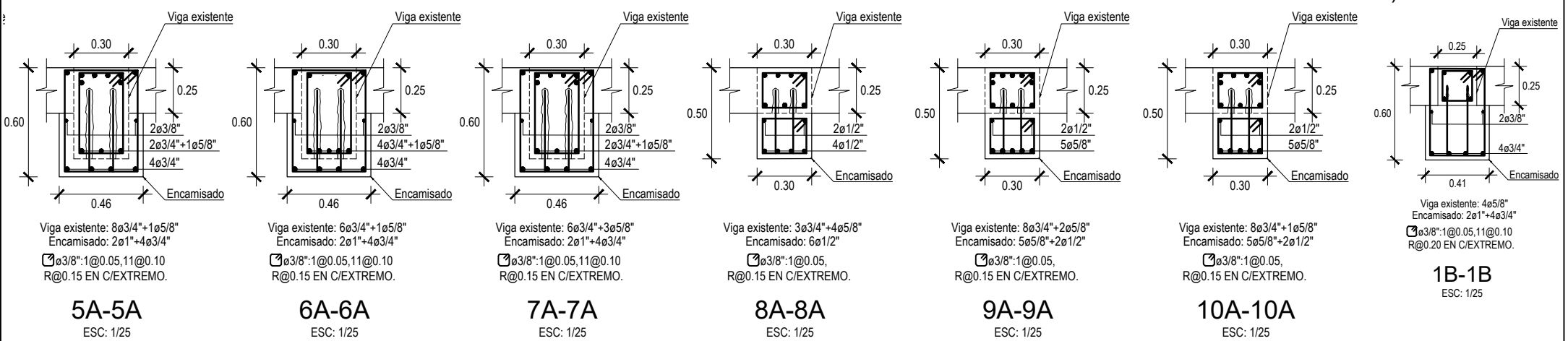
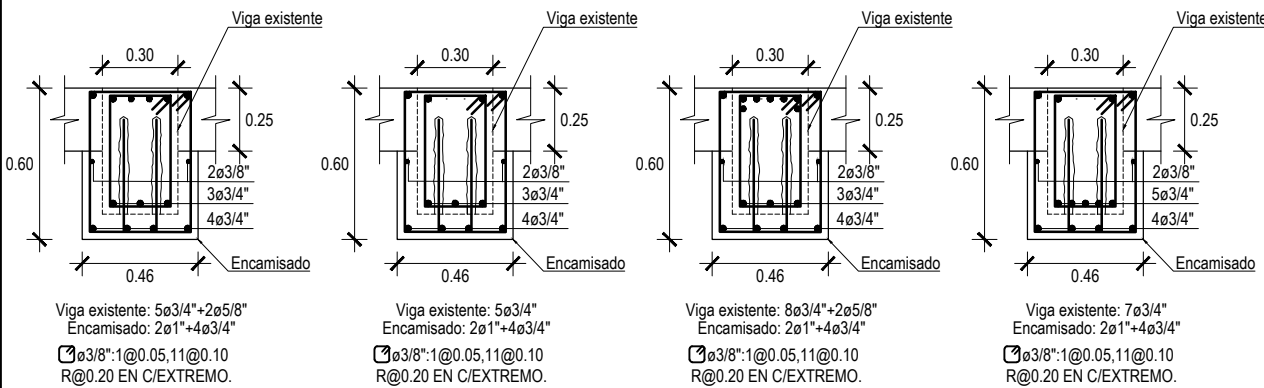


PARÁMETROS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE

- PERIODO FUNDAMENTAL :
 - T (Dirección X) 0.409 s
 - T (Dirección Y) 0.438 s
- PARÁMETROS SÍSMICOS :
 - Factor de zona Z = 0.35 (Cajamarca)
 - Categoría o Factor de uso U = 1.50 (A2)
 - Factor de suelo S = 1.15 (S2, Z3)
 - TP = 0.60
 - TL = 2.00
- COEFICIENTE DE REDUCCIÓN :
 - R (Dirección X) R = 8 (Pórticos de C*A)
 - R (Dirección Y) R = 8 (Pórticos de C*A)
- CORTANTE BASAL DEL SISMO DINÁMICO ESCALADO :
 - Fuerza cortante basal de diseño (SDIN-X) V = 156.5839 Ton
 - Fuerza cortante basal de diseño (SDIN-Y) V = 161.7636 Ton
- DESPLAZAMIENTOS Y DISTORSIONES :

PISO	Desplazamientos Relativos		Distorsiones de Entrepiso	
	DIR X-X	DIR Y-Y	DIR X-X	DIR Y-Y
1	1.7778 cm	1.8312 cm	0.00474	0.00488
2	1.8354 cm	1.9686 cm	0.00602	0.00645
3	1.6278 cm	1.6956 cm	0.00534	0.00556
4	1.2474 cm	1.2372 cm	0.00409	0.00406
5	0.8112 cm	0.7386 cm	0.00266	0.00242

 - Desplazamiento último nivel X 7.2996 cm
 - Desplazamiento último nivel Y 7.4712 cm

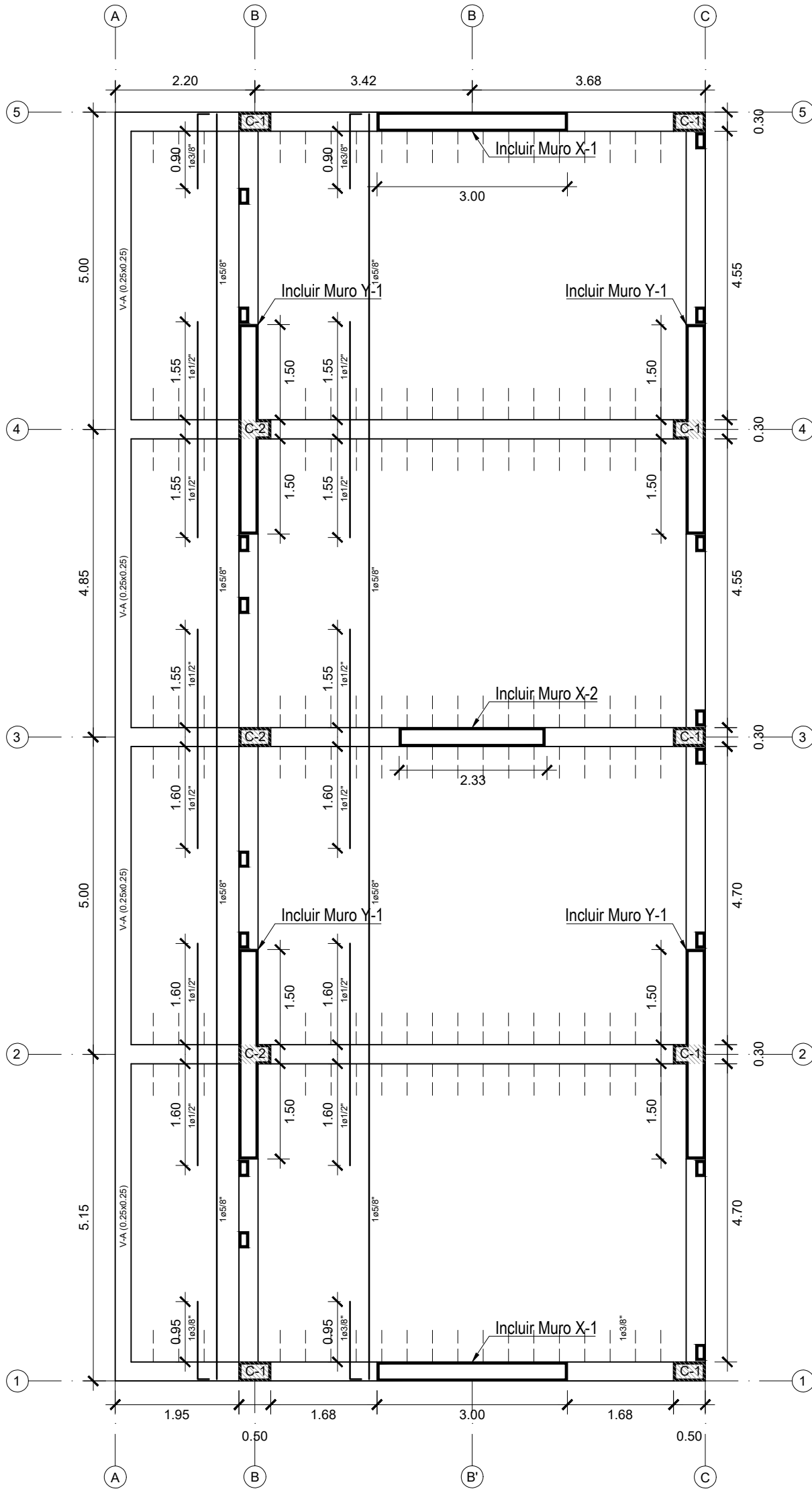


- NOTA**
- Para el acero superior de refuerzo longitudinal en las vigas encamisadas, se podrán ejecutar ranuras en la losa, o bien, demoler parte de la viga. Se deberán tomar las precauciones para no dañar el acero de refuerzo original.
 - Las varillas acero de nuevos estribos que atraviesan losas o vigas existentes pasan a través de huecos de diámetro inmediato superior a varilla y van anclados con adhesivo estructural Sika AnchorFix®-3001 o similar.
 - Antes del realizar el vaciado de concreto nuevo en la viga existente se aplica un puente de adherencia con adhesivo estructural Sika®-32 Primer o similar.
 - El concreto a usar para el encamisado será fluido sin retracción Sika® Concretlisto RE5000 o similar.
 - En caso de demoler o picar vigas, se debe apuntalar y/o arriostrar la estructura.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil

TESIS: COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA ENTRE LAS PROPUESTAS DE REFORZAMIENTO DE CONCRETO ARMADO MEDIANTE ENCAMISADO DE VIGAS Y COLUMNAS O MEDIANTE LA INCLUSIÓN DE MUROS DE CORTE, PARA LOS PABELLONES DE LA I.E. SAN FERNANDO	FECHA: Diciembre 2022
PLANO: PLANO EN CORTE Y ELEVACIÓN: ENCAMISADO DE CONCRETO ARMADO A VIGAS Y COLUMNAS	ESCALA: INDICADA
TESISTA: Bach. ROSALES CHUQUIMANGO, Christian Max James	PLANO: ER-02
ASESOR: Dr. Ing. MOSQUEIRA MORENO, Miguel Angel	

INCLUSIÓN DE MUROS DE CONCRETO ARMADO



LOSA 1° - 5° NIVEL (H=0.25m)

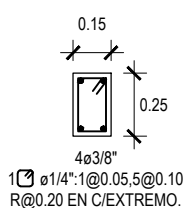
CENTROS DE EDUCACIÓN:

S/C AULAS = 250 kg/m², S/C CORREDORES = 400 kg/m²

ESC: 1/50

COLUMNA DE CONFINAMIENTO

Ca1



CUADRO DE JUNTAS EN TABIQUERIA

Altura de Tabique H <=	espesor e
1.80 m	1/2"
3.00 m	1"

CUADRO DE COLUMNAS EXISTENTES

C-1	C-2
<p>14ø5/8 2ø3/8:4@0.05, 4@0.10, 3@0.15 R@0.20 EN C/EXTREMO.</p>	<p>6ø5/8+4ø1/2 2ø3/8:2@0.05, 4@0.10, 3@0.15 R@0.20 EN C/EXTREMO.</p>

PARÁMETROS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE

1.- PERIODO FUNDAMENTAL :

- T (Dirección X)	0.371 s
- T (Dirección Y)	0.406 s

2.- PARÁMETROS SÍSMICOS :

- Factor de zona	Z = 0.35 (Cajamarca)
- Categoría o Factor de uso	U = 1.50 (A2)
- Factor de suelo	S = 1.15 (S2, Z3)
	Tp = 0.60
	TL = 2.00

3.- COEFICIENTE DE REDUCCIÓN :

- R (Dirección X)	R = 6 (Muros Estructurales)
- R (Dirección Y)	R = 6 (Muros Estructurales)

4.- CORTANTE BASAL DEL SISMO DINÁMICO ESCALADO :

- Fuerza cortante basal de diseño (SDIN-X)	V = 182.183 Ton
- Fuerza cortante basal de diseño (SDIN-Y)	V = 182.183 Ton

5.- DESPLAZAMIENTOS Y DISTORSIONES :

PISO	Desplazamientos Relativos		Distorsiones de Entrepiso	
	DIR X-X	DIR Y-Y	DIR X-X	DIR Y-Y
1	0.7847 cm	0.7358 cm	0.00209	0.00196
2	1.2037 cm	1.3052 cm	0.00395	0.00428
3	1.3821 cm	1.6154 cm	0.00453	0.00530
4	1.3643 cm	1.7129 cm	0.00447	0.00562
5	1.2449 cm	1.6772 cm	0.00408	0.00550

- Desplazamiento último nivel X	5.9797 cm
- Desplazamiento último nivel Y	7.0465 cm

LEYENDA - ENCOFRADO

	COLUMNA DE CONCRETO
	MURO DE CONCRETO (PLACA)
	TABIQUERIA AISLADO CON LADRILLO TUBULAR O P-14
	MURO DE MAMPOSTERIA CON LADRILLO KING K. 18 HUECOS
	VIGA PERALTADA XV-Y (...): Indica en que nivel se encuentra la viga Y (...): Indica el numero de viga y sus dimensiones
	VIGA DE CONFINAMIENTO
	VIGA CHATA
	ACERO DE REFUERZO
	VER DETALLE DE CORTE
	LOSA ALIGERADA

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERÍA

Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil

TESIS: COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA ENTRE LAS PROPUESTAS DE REFORZAMIENTO DE CONCRETO ARMADO MEDIANTE ENCAMISADO DE VIGAS Y COLUMNAS O MEDIANTE LA INCLUSIÓN DE MUROS DE CORTE, PARA LOS PABELLONES DE LA I.E. SAN FERNANDO

FECHA: Diciembre 2022

ESCALA:

INDICADA

PLANO: PLANO EN PLANTA: INCLUSIÓN DE MUROS DE CORTE DE CONCRETO ARMADO

PLANO:

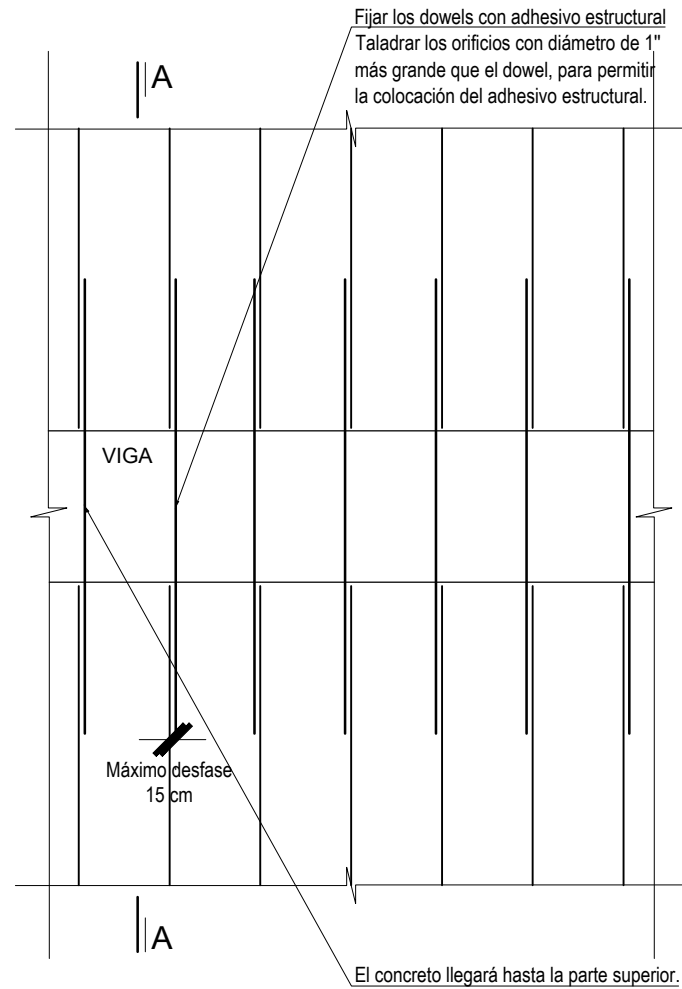
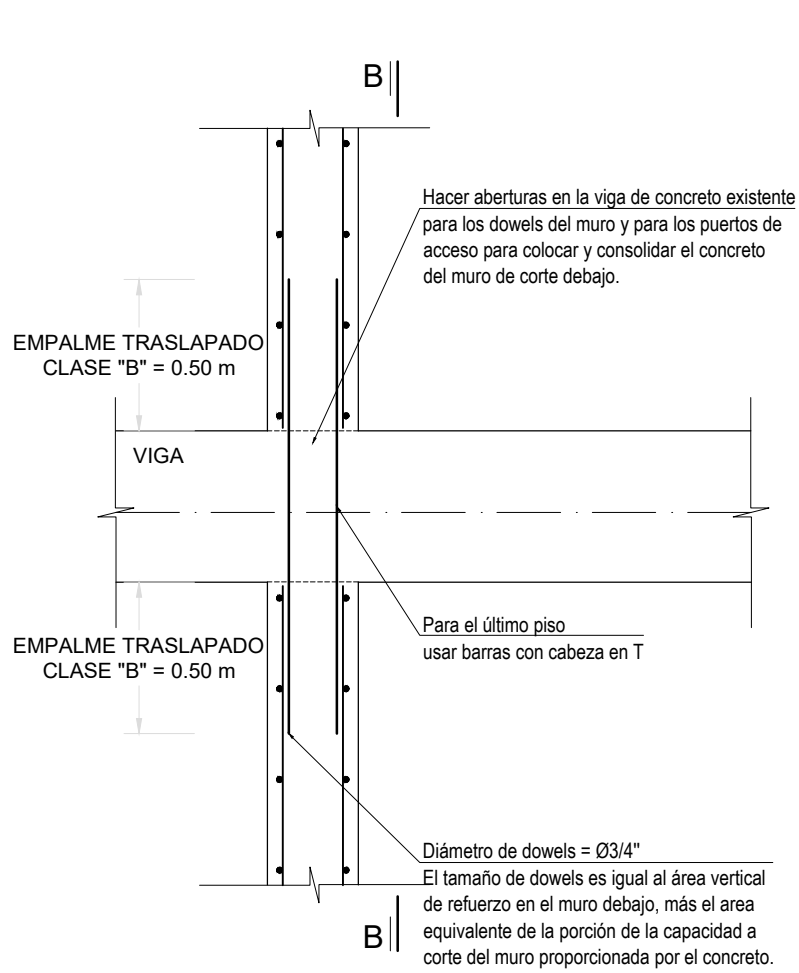
ER-03

TESISTA: Bach. ROSALES CHUQUIMANGO, Christian Max James

ASESOR: Dr. Ing. MOSQUEIRA MORENO, Miguel Angel

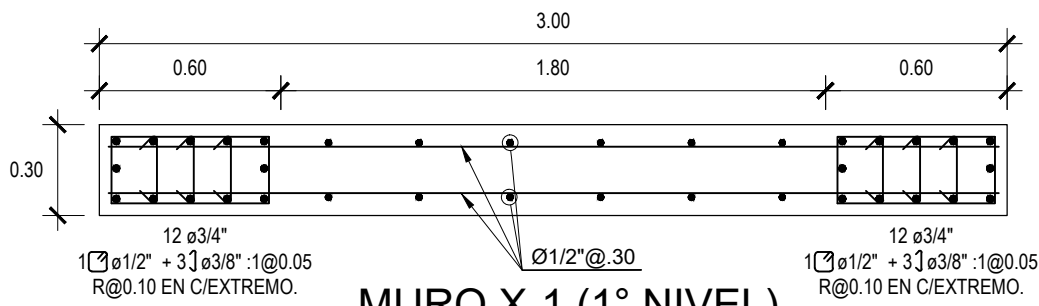


DETALLES DE MUROS DE CONCRETO ARMADO



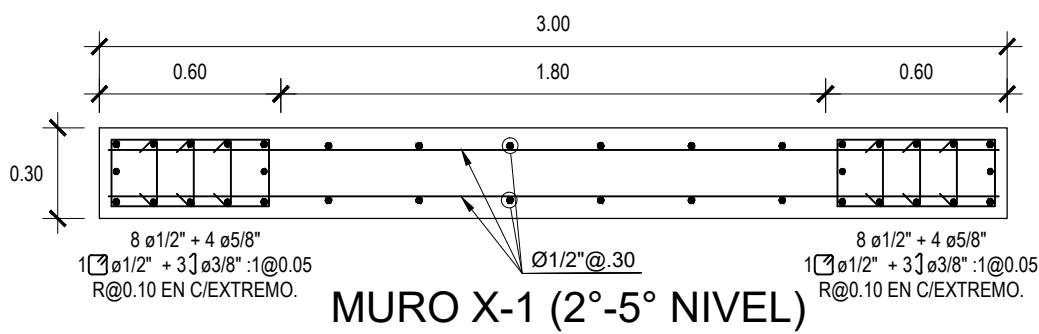
SECCIÓN A-A SECCIÓN B-B
CONEXIÓN DE UN NUEVO MURO DE CORTE AL DIAFRAGMA DE CONCRETO

ESC: 1/25



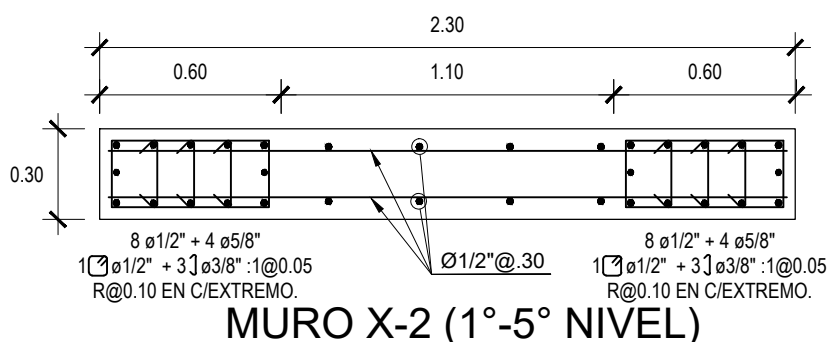
MURO X-1 (1º NIVEL)

ESC: 1/25



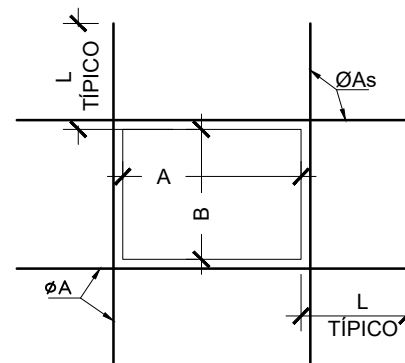
MURO X-1 (2º-5º NIVEL)

ESC: 1/25



MURO X-2 (1º-5º NIVEL)

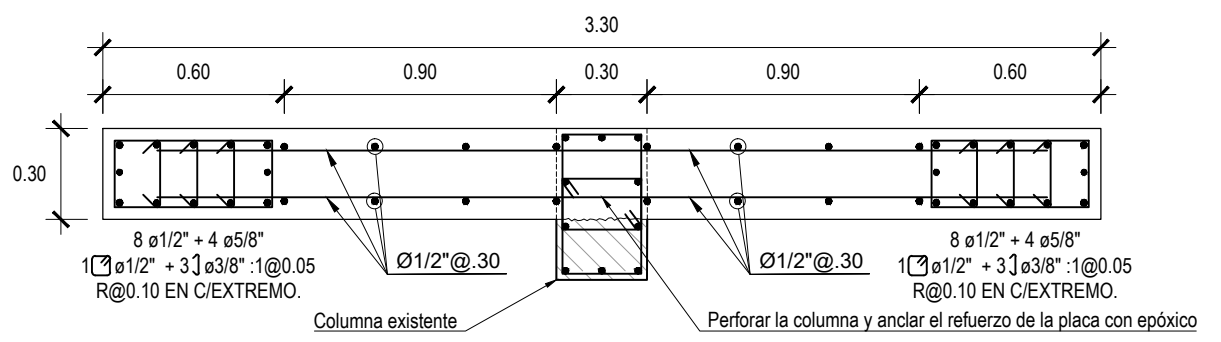
ESC: 1/25



Vano cuando D, A y B < 0.60

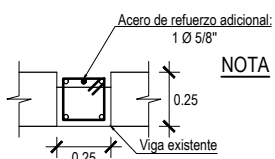
Espesor de Muro	L	ØAs
0.10 m	0.70	1Ø1/2"
0.15 m	0.75	2Ø1/2"
0.20 m	0.80	3Ø1/2"
0.25 m	1.00	2Ø5/8"
0.30 m	1.20	3Ø5/8"
0.35 m	1.80	2Ø1"
0.40 m	1.80	3Ø1"

REFUERZO EN DUCTOS DE PLACAS



MURO Y-1 (1º-5º NIVEL)

ESC: 1/25



Viga VA-1, Viga VA-2

ESC: 1/25

- NOTA**
- 1.-Anclar el acero vertical del nuevo muro a la cimentación previamente evaluada, utilizando adhesivo epóxico Sika AnchorFix®-3001 o similar.
 - 2.-Instalar el refuerzo vertical y horizontal de los nuevos muros de corte, de acuerdo al plano de DETALLES DE MUROS DE CONCRETO ARMADO.
 - 3.-Para la conexión del nuevo muro de corte al diafragma de concreto existente, ejecutar orificios en la losa e instalar dowels verticales que transfieran las fuerzas del diafragma y del nuevo muro superior (si existe) al nuevo muro inferior, siguiendo las recomendaciones de la norma FEMA 547 (2006).
 - 4.-El concreto a usar para los muros de corte de concreto armado tendrá una resistencia de 210 kg/cm².
 - 5.-Antes del vaciado de concreto en el muro, se realiza la limpieza y el tratamiento de la superficie de contacto del concreto existente, para proporcionar una adecuada junta.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERÍA
 Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil

TESIS: COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA ENTRE LAS PROPUESTAS DE REFORZAMIENTO DE CONCRETO ARMADO MEDIANTE ENCAMISADO DE VIGAS Y COLUMNAS O MEDIANTE LA INCLUSIÓN DE MUROS DE CORTE, PARA LOS PABELLONES DE LA I.E. SAN FERNANDO

FECHA: Diciembre 2022

ESCALA: INDICADA

PLANO: PLANO DE CORTE Y ELEVACIÓN: INCLUSIÓN DE MUROS DE CORTE DE CONCRETO ARMADO

PLANO:

ER-04

TESISTA: Bach. ROSALES CHUQUIMANGO, Christian Max James

ASESOR: Dr. Ing. MOSQUEIRA MORENO, Miguel Angel

