



**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

**ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

**Evaluación de vulnerabilidad sísmica y propuesta de reforzamiento del pabellón  
a de la institución educativa N° 1254 – María Reiche Newmann, Ate, Lima 2019.**

**TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE**

**Ingeniero Civil**

**AUTORES:**

**Dávila Rodríguez, Luis Antonio (ORCID N° 0000-0001-6903-6384)**

**Quispe Choque, Percy Hugo (ORCID N° 0000-0003-2708-8498)**

**ASESOR:**

**Mag. Leopoldo Choque Flores (ORCID N° 0000-0003-0914-7159)**

**LÍNEA DE INVESTIGACIÓN**

**Diseño Sísmico y Estructural**

**LIMA – PERÚ**

**2019**

## **Dedicatoria**

A Dios todopoderoso, por su iluminación y discernimiento constante.

A nuestras familias, por su apoyo incondicional.

A los docentes, por ser guías indesmayables.

A los compañeros porque logramos ser “una sola fuerza”

A los directivos de la IE N° 1254 María Reiche Newmann de Ate, por su desprendimiento y apoyo

## **Agradecimiento**

A las autoridades de la Universidad César Vallejo, por brindar las facilidades para la investigación y desarrollo de este trabajo de grado.

## **Página del Jurado**

Página del Jurado

 <b>UCV</b> UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO	<b>ACTA DE APROBACIÓN DE LA TESIS</b>	Código : F07-PP-PR-02.02 Versión : 10 Fecha : 10-06-2019 Página : 1 de 23
--	---------------------------------------	--

El Jurado encargado de evaluar la tesis presentada por don (a) QUISPE CHOQUE PERCY HUGO cuyo título es: EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD SÍSMICA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DEL PABELLÓN A DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N° 1254 – MARÍA REICHE NEWMANN, ATE, LIMA 2019.

Reunido en la fecha, escuchó la sustentación y la resolución de preguntas por el estudiante, otorgándole el calificativo de: 13 (TRECE).

Lima, Ate 07 de Diciembre del 2019

 ..... MG. TACZA ZEVALLOS, JOHN NELINHO PRESIDENTE	 ..... MG. CASUSOL IBERICO, GERMAN FERNANDO SECRETARIO
 ..... MG. CHOQUE FLORES, LEOPOLDO VOCAL	

Revisó	Vicerrectorado de Investigación/ <b>DEVAC</b> / Responsable del SGC	Aprobó	<b>Rectorado</b>
--------	---	--------	------------------

**NOTA:** Cualquier documento impreso diferente del original, y cualquier archivo electrónico que se encuentren fuera del Campus Virtual Trilce serán considerados como COPIA NO CONTROLADA.

## Declaratoria de autenticidad

Nosotros, Luis Antonio Davila Rodríguez con DNI N° 07467256, Percy Hugo Quispe Choque DNI N° 10712694, a efecto de cumplir con las disposiciones vigentes consideradas en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad Cesar Vallejo, Facultad de Ingeniería Civil, Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil, declaramos bajo juramento, que toda la documentación que acompañamos es veraz y auténtica.

Asimismo, declaro también bajo juramento que todos los datos e información que se presenta en la presente tesis son auténticos y veraces.

En tal sentido asumimos la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como la información aportada por lo cual me someto a lo dispuesto en las normas académicas de la Universidad Cesar Vallejo

Ate, 07 de diciembre de 2019



---

DAVILA RODRIGUEZ LUIS ANTONIO  
DNI N° 07467256



---

QUISPE CHOQUE PERCY HUGO  
DNI N° 10712694

## Índice

Dedicatoria.....	ii
Agradecimiento .....	iii
Página del Jurado.....	iv
Declaratoria de autenticidad .....	vi
Índice .....	vii
RESUMEN .....	xv
ABSTRACT .....	xvi
<b>I. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>1</b>
<b>II. MÉTODO.....</b>	<b>45</b>
<b>2.1. Tipo de investigación .....</b>	<b>45</b>
<b>2.2. Diseño de investigación.....</b>	<b>45</b>
<b>2.3. Variables, Operacionalización .....</b>	<b>46</b>
<b>2.4. Población y muestra.....</b>	<b>48</b>
<b>2.5. Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad ...</b>	<b>48</b>
<b>2.6. Métodos de análisis de datos .....</b>	<b>49</b>
<b>2.7. Procedimiento de la investigación .....</b>	<b>50</b>
<b>2.8. Aspectos éticos .....</b>	<b>50</b>
<b>III. RESULTADOS .....</b>	<b>51</b>
<b>IV. DISCUSIÓN .....</b>	<b>93</b>
<b>V. CONCLUSIONES.....</b>	<b>94</b>
<b>VI. RECOMENDACIONES .....</b>	<b>95</b>
<b>REFERENCIAS.....</b>	<b>96</b>
<b>ANEXOS.....</b>	<b>100</b>
<b>Acta de aprobación de originalidad de Tesis .....</b>	<b>151</b>

<b>Acta de aprobación de originalidad de Tesis .....</b>	<b>152</b>
<b>Pantallazo del software turnitin .....</b>	<b>153</b>
<b>Autorización para la publicación de Tesis .....</b>	<b>154</b>
<b>Autorización de la Versión Final del Trabajo de Investigación.....</b>	<b>155</b>



## Índice de figuras

Figura 01: Cinturón de fuego del Pacífico .....	1
Figura 02: Distribución de áreas de ruptura y lagunas sísmicas .....	2
Figura 03: Porcentaje de edificaciones escolares por tipo de intervención .....	3
Figura 04: Ubicación y límites de la I.E. N° 1254 María Reiche Newmann .....	4
Figura 05: Frontis de la I.E. N° 1254 María Reiche Newmann .....	5
Figura 06: Informe de Riesgo de la IE N° 1254 Maria Reiche Newmann .....	6
Figura 07: Estructuración de albañilería confinada .....	13
Figura 08: Estructuración de concreto armado / aporticado .....	14
Figura 09: Se aprecia la torsión .....	15
Figura 10: Se aprecia la irregularidad torsional .....	15
Figura 11: Se aprecia la irregularidad en diafragma .....	16
Figura 12: Se aprecia el piso blando en muchas edificaciones .....	16
Figura 13: Instituciones educativas con columnas cortas en sus aulas (sismo Arequipa 2001) .....	17
Figura 14: Relación de la deriva de entre piso .....	18
Figura 15: Toma de muestra calicata N° 1 de pabellón A de la institución educativa. ..	19
Figura 16: Toma de muestra calicata N° 2 de pabellón A de la institución educativa. ..	19
Figura 17: Ecuación Terzaghi para calcular capacidad admisible .....	20
Figura 18: Esquema del Pushover .....	24
Figura 19: Diagrama de interacción .....	24
Figura 20: Apuntalamiento .....	32
Figura 21: Nueva armadura .....	33
Figura 22: Encamisado de concreto .....	34
Figura 23: Diagrama del proceso constructivo .....	35

Figura 24: Apuntalamiento de vigas.....	36
Figura 25: Descubrimiento de acero en viga .....	37
Figura 26: Armadura en viga plana para con refuerzo a flexión. ....	37
Figura 27: Armado en viga de cuelgue para refuerzo a flexión .....	38
Figura 28: Armado en viga para refuerzo a flexión y cortante.....	38
Figura 29: Preparación de viga para soldar horquillas metálicas.....	39
Figura 30: Preparación de viga para perforar transversalmente.....	39
Figura 31: Perforaciones en viga.....	40
Figura 32: Perforaciones en viga a través de la losa .....	40
Figura 33: Encofrado de viga .....	41
Figura 34: Vaciado de concreto .....	42
Figura 35: Procedimiento del proceso constructivo .....	42
Figura 36: Vista de planta del pabellón A de la institución educativa N° 1254 – María Reiche Newman.....	52
Figura 37: Vista en elevación del pabellón A de la institución educativa N° 1254 – María Reiche Newmann.....	53
Figura 38: Detalle de columnas del pabellón A de la Institución educativa N° 1254 – María Reiche Newmann.....	53
Figura 39: Detalle de vigas del pabellón A de la Institución educativa N° 1254 – María Reiche Newmann.....	54
Figura 40: Modelamiento de la edificación , periodo y modo de vibración.....	56
Figura 41: Consideraciones para irregularidad torsional.....	60
Figura 42: Cálculo de esfuerzos axiales en muros Eje X.....	64
Figura 43: Cálculo de esfuerzos axiales en muros Eje Y.....	65
Figura 44: Creación de muro en ejes C-Y y E-Y.....	66

Figura 45: Área tributaria de losa corredor.....	67
Figura 46: Sección de la losa a estudiar.....	68
Figura 47: Losa con las cargas muertas y cargas vías distribuidas.....	69
Figura 48: Interacciones de cargas en la losa del corredor – pasadizo.....	69
Figura 49: Gráfica de momento de losas aligerada por T/m.....	70
Figura 50: Momento máximo en tramo A-B.....	70
Figura 51: Cálculo del área del acero ( $A_s$ ) máximo.....	71
Figura 52: Área tributaria de losa corredor.....	71
Figura 53: Losa del aula con las cargas muertas y cargas vivas distribuidas.....	72
Figura 54: Interacciones de cargas en la losa de aulas.....	72
Figura 55: Interacciones de cargas en la losa de aulas.....	73
Figura 56: Gráfica de momento de losas aligerada por T/m.....	73
Figura 57: Momento máximo en tramo A-B.....	74
Figura 58: Cálculo del área del acero ( $A_s$ ) máximo para losa aulas.....	74
Figura 59: Cálculo Área tributaria de la Viga chata.....	75
Figura 60: Momentos máximos y cortantes ultimas.....	77
Figura 61: Diagramas de momento y corte.....	78
Figura 62: Sección de la nueva viga reforzada.....	79
Figura 63: Acero existente en las columnas de la edificación.....	79
Figura 64: Muestra las interacciones entre la columnas 2B y 2D primer piso, No cumple.....	80
Figura 65: Muestra las interacciones entre la columnas 2B y 2D segundo piso, No cumple.....	80
Figura 66: Selección de area tributaria.....	81

Figura 67: Predimensionamiento de las columnas a reforzar.....	82
Figura 68: Se muestra la nueva columna en el modelamiento.....	83
Figura 69: Nueva columna cumple.....	84
Figura 70: Muestra las interacciones entre la columnas 2B y 2D primer piso, No cumple .....	84
Figura 71: Muestra las interacciones entre las columnas 2B y 2D. Cumple.....	85
Figura 72: Estructura inicial del pabellón A.....	88
Figura 73: Estructura reforzada del pabellón A.....	88
Figura 74: Estructura inicial pabellón A.....	88
Figura 75: Estructura reforzada del pabellón A.....	88
Figura 76: Curva de capacidad edificación inicial.....	90
Figura 77: Curva de capacidad edificación reforzada.....	90
Figura 78: Punto de desempeño edificación inicial.....	91
Figura 79: Punto de desempeño edificación inicial reforzada.....	92
Figura 80: Punto de desempeño edificación reforzada.....	92

## Índice de tablas

Tabla 01: Clasificación de sismos .....	3
Tabla 02: Reporte de daños (Elaboración propia) .....	4
Tabla 03: Estructura de la ficha de Inspección Visual Rápida FEMA 154 .....	21
Tabla 04: Ficha de Inspección Visual Rápida FEMA 154 .....	22
Tabla 05: Amenaza sísmica, propuesta del comité VISIÓN 2000 .....	26
Tabla 06: Nivel de desempeño esperado de la edificación .....	28
Tabla 07: Desempeño fundamentales de la edificación .....	29
Tabla 08: Consolidado del análisis FEMA a la institución educativa N° 1254 – María Reiche Newmann.....	51
Tabla 09: Categorías y usos de las edificaciones.....	55
Tabla 10: Características de los materiales.....	56
Tabla 11: Comparación de cortantes basales sin escalar.....	57
Tabla 12: Periodos fundamentales y masa participativa del Pabellón A, sin reforzar....	57
Tabla 13: Pesos iniciales de la edificaciones en Kg.....	58
Tabla 14: Cálculo de fuerzas en la altura para el análisis sísmico longitudinal.....	58
Tabla 15: Cálculo de fuerzas en la altura para el análisis sísmico transversal.....	59
Tabla 16: Deriva en X corregida presenta irregularidad torsional.....	60
Tabla 17: Deriva en Y corregida presenta irregularidad torsional.....	60
Tabla 18: Derivas en X, con respecto al centro de masa.....	61
Tabla 19: Derivas en Y, con respecto al centro de masa.....	61
Tabla 20: Cortantes analizado con el factor de escala.....	61
Tabla 21: Derivas después de escalar en eje X, NO CUMPLE.....	62
Tabla 22: Derivas después de escalar en eje Y, NO CUMPLE.....	62

Tabla 23: Comparando con la deriva limite.....	62
Tabla 24: Límites de distorsiones.....	62
Tabla 25: Cálculo de espesor efectivo de muro sin reforzar.....	63
Tabla 26: Cálculo de espesor efectivo de NUEVO muro.....	64
Tabla 27: Cuadro de resumen de esfuerzo axial ( $\sigma_m$ ) en sentido X y Y.....	65
Tabla 28: Periodos fundamentales y masa participativa.....	66
Tabla 29: Espesor de losas, según luces a techar y cargas normales.....	67
Tabla N° 30: Metrado de losa para corredores.....	68
Tabla N° 31: Metrado de losa para viga chata.....	75
Tabla N° 32: Metrado de cargas para viga chata.....	77
Tabla N° 33: Metrado de columna a reforzada.....	81
Tabla 34: Periodos fundamentales y masa participativa del Pabellón A, sin reforzar.....	85
Tabla 35: Periodos fundamentales y masa participativa del Pabellón A, con reforzamiento.....	86
Tabla 36: Derivas después de escalar en eje X, NO CUMPLE.....	86
Tabla 37: Derivas después de escalar en eje Y, NO CUMPLE.....	86
Tabla 38: Comparando con la deriva limite.....	86
Tabla 39: Derivas después de la nueva estructura reforzada, mejora su desplazamiento. Es menor .....	86
Tabla 40: Mejoran las derivas limite.....	87
Tabla 41: Desempeño de la edificación.....	89

## RESUMEN

La presente investigación tiene como propósito determinar el nivel de Vulnerabilidad, sísmica y el nivel de desempeño estructural del pabellón A de la institución educativa María Reich Newman, Ate 2019 y proponer técnicas adecuadas de reforzamiento.

El tipo de investigación es aplicada, de nivel descriptivo, el diseño de la investigación se considera cuantitativo además cualitativo - no experimental, la población es el pabellón A del colegio María Reich, el tipo de muestra será no probabilístico por conveniencia por lo que se toma el pabellón A como muestra.

Habiendo realizado una evaluación a la edificación en un primer momento observacional a través del método Fema 154 teniendo como resultado la necesidad de ser evaluado con mayor exhaustividad, por tal motivo recurrimos a la norma E 030-2018, los softwares Etabs 2017.01.1 y SAP 2000-21 y realizar análisis estáticos y dinámicos, para determinar con mayor precisión el nivel de vulnerabilidad; asimismo se aplicó el método de análisis no lineal - pushover para determinar el nivel de desempeño estructural que presenta el colegio.

La conclusión a la que llegamos es que el Pabellón A de la Institución educativa María Reich Newman presenta un desempeño en colapso y necesita refuerzo en los muros del eje “x” y “y” refuerzo en columnas; para ello se propone reemplazar los muros en las coordenadas 2A y 2C con muros de espesor efectivo de 0.23 m y agregar un muro de 0.13 m de espesor efectivo en la coordenada 2E; en las columnas y vigas, se plantea aplicar la técnica de encamisado de concreto proponiendo una nueva columna de 0.35 m x 0.35 m y vigas de 0.25 m x 0.50 m en las coordenadas 2B y 2D para que se comporte como pórtico en esos ejes, luego del modelamiento y análisis se comprobó que se redujeron los desplazamiento y derivas de entrepiso, los periodos de vibración hacen participar a más del 90% de la masa del edificio; además al aplicar fuerzas laterales de 2000 tn en el primer entrepiso y 1,000 ton en el segundo entrepiso y analizar por método pushover se verificó que el desempeño estructural mejoro de nivel de colapso a nivel de seguridad de vida, por lo que concluimos que las técnicas de reforzamiento propuestas son adecuadas.

Palabras clave: Vulnerabilidad Sísmica, desempeño estructural, norma E 030-2018.

## ABSTRACT

The purpose of this research is to determine the level of Seismic Vulnerability of Hall A of the María Reich Newman educational institution, Ate 2019 for this we adhere to what is embodied in the Earthquake Resistant E-030-2018 standard.

The type of research is applied, of a descriptive level, the design of the research is real and measurable, so it is considered quantitative as well as qualitative - not experimental, the population is Hall A of María Reich School, the type of sample will be non-probabilistic for convenience so that Hall A is taken as a sample.

Having carried out an evaluation of the building at a first observational moment through the Fema 154 method, resulting in the need to be evaluated more thoroughly, for this reason we resorted to the Peruvian earthquake-resistant standard E 030, the Etabs and Sap 2000 software to determine more precisely the level of vulnerability presented by the school.

The main conclusion we reached is that the María Reich Newman Educational Institution has a collapsing performance and needs reinforcement on the walls of the “x” and “y” axis as well as reinforcement in columns with the jacketing technique.

Keywords: Seismic vulnerability, structural performance, earthquake resistant standard E 30.



## I. INTRODUCCIÓN

El Perú está ubicado en una zona de alta sismicidad, aquí se genera el 80% de la energía sísmica en todo el mundo (Arone, 2019, p. 28.), proceso de subducción que se desarrolla en la convergencia de la presentación de las placas sudamericana y de nazca. Figura 1.

Figura 1 – Cinturón de fuego del Pacífico



(Fuente: Arone 2019)

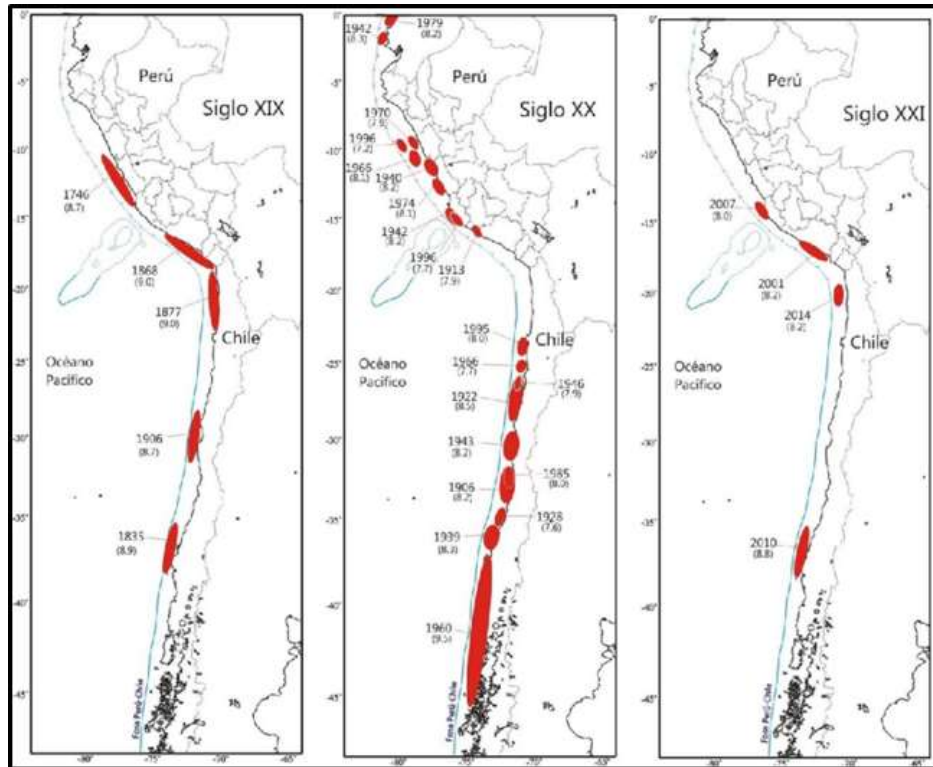
Se evidencia que Lima ha soportado sismos destructores y tsunamis, debido principalmente, a que está ubicada en área de influencia sísmica por el litoral, el más reciente evento sísmico manifestado en Pisco el día 15 de agosto del 2007 con una magnitud de 7.9; lo cual refleja la necesidad de aplicar cultura de prevención ante riesgos por desastres, (Morales y Zavala, 2008, p. 1).

En el análisis espacial de sismicidad, se observa la reducción de eventos frente a las costas de Lima, ubicados en las zonas de silencio sísmico donde existen asperezas en un área de 60,000 km<sup>2</sup>, suponiendo que la energía que se liberaría generaría un sismo de 8.8 Mw y que el grado de afectación sería considerable. (Tavera, 2017, p. 3).

Se ha caracterizado y localizado hasta cinco zonas de acumulación de energía denominadas lagunas sísmicas y áreas de ruptura, ubicadas en áreas de silencio sísmico denominadas

asperezas, con alta probabilidad de generar sismos futuros, los mismos que según sus características, serían de grandes magnitudes. Figura 2.

Figura 2.- Distribución de áreas de ruptura y lagunas sísmicas



Fuente: (Tavera y Bernal, 2005).

De acuerdo a la figura N° 3 y 4, las áreas donde el parámetro “b” tiene valores bajos, están ubicadas en los departamentos de Tacna, Moquegua y zona norte de Arequipa frente a Yauca, toda la costa de Lima hacia el norte frente a Ancash y el litoral de Lambayeque y Piura (Condori y Tavera, 2012, p. 26. 28). La distancia de ruptura sería de 100 a 150 Km.

Los “sismos se definen como la propagación de ondas, producidas por la liberación de cúmulos de energía que se liberan en el interior de la tierra; cuando están en la superficie terrestre, son percibidas por la población y por las estructuras son medidas por las estaciones sísmicas. (Choque y Solís (2019, p. 2).

Se clasifican por su profundidad y su origen.

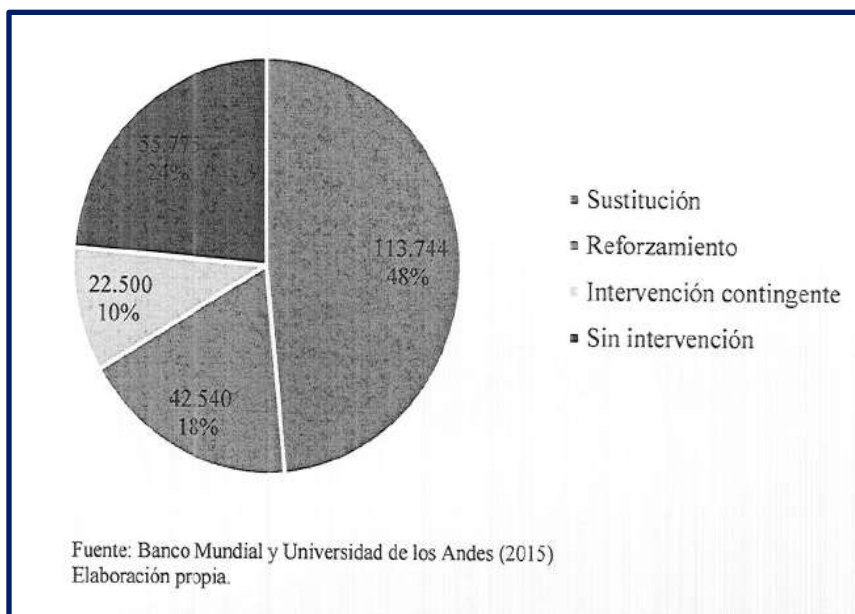
Tabla 1. – Clasificación de sismos

Clasificación	Tipo	Descripción
<b>Por su profundidad</b> (Foco ó Hipocentro, H)	Superficiales	$H \leq 30 \text{ Km}$
	Intermedios	$70 \text{ Km} \leq H \leq 200 \text{ Km}$
	Profundos	$H > 200 \text{ Km}$
<b>Por su origen</b>	Tectónicos	Representa el 90% de los sismos
	Volcánicos	Generalmente son de baja magnitud
	De colapso	Afectan regiones muy pequeñas, debido al hundimiento de cavernas y cavidades subterráneas

Fuente: tomado de (Choque y Solís, 2019)

El MINEDU, elaboró el Plan Nacional de Infraestructura Educativa al 2025, en concordancia con el Censo de Infraestructura Educativa del año 2014 (CIE 2014), como resultado se observó que 111,888 escuelas presentan bajo desempeño sísmico, 77,377 escuelas han sido construidas por los padres de familia sin asistencia técnica y 79,325 colegios han sido construidos antes que existiesen normas nacionales de sismorresistencia; además que, 48% requiere sustitución, el 18% requiere reforzamiento, el 10% requiere intervención contingente y solo un 24% no requiere intervención. (MINEDU- Plan Nacional de Infraestructura Educativa al 2025 – PNIE-Ministerio de Educación –Perú, p. 9-10). Figura 5.

Figura 3: Porcentaje de edificaciones escolares por tipo de intervención



Fuente: MINEDU

Como resultado del último simulacro de sismo y tsunami en Lima y el Callao, el jefe de instituto nacional de defensa civil –INDECI, general Jorge Chávez Cresta, informó que de manifestarse un evento sísmico de 8.5 Mw, los daños serian catastróficos (Indeci, 2019).

Tabla 2. – Reporte de daños (Elaboración propia)

Viviendas Colapsadas	Viviendas Inhabitables	Viviendas afectadas	Personas damnificadas	Personas afectadas	Personas fallecidas	Personas heridas	Personas desaparecidas
352,960	310,569	444,534	2'438,589	1'871,356	42,480	394,000	2,200

Fuente: INDECI

La institución educativa N° 1254 – María Reiche Newmann, se ubica en el distrito de Ate, zona 3; limita por el norte con la Asociación de Vivienda Copacabana; hacia el sur con la Cooperativa de Vivienda Alfa y Omega; por el este con el Asentamiento Humano Augusto Salazar Bondi y por el oeste con el Asentamiento Humano María Parado de Bellido. Figura 4.

Figura 4.- Ubicación y límites de la I.E. N° 1254 María Reiche Newmann



Fuente: Google Earth – Elaboración propia

Fue fundado el 5 de abril de 1988 y reconocido el 17 de marzo de 1989 con Resolución Directoral N° 181-1989 por la USE N° 6.

Antigüedad: 30 años

Área: 6,600 m<sup>2</sup>

Pabellones: cinco pabellones (inicial, primaria y secundaria)

Aulas: 30 aulas

Población estudiantil: 1,550 alumnos en los tres niveles (inicial, primaria y secundaria)

Docentes: 52 docentes

Personal administrativo y mantenimiento: 6 personas.

Figura 5.- Frontis de la I.E. N° 1254 María Reiche Newmann



Fuente: Elaboración propia

El primer pabellón es de albañilería confinada y consta de seis aulas en dos pisos o niveles y fue construido por los padres de familia en 1991 financiado por INIED, el segundo pabellón además de los servicios higiénicos, fueron construidos el año 1992 financiados por FONCODES, el tercer pabellón y una losa deportiva fue construido en 1995 financiado por IMBERMET y posteriormente dos aulas fueron construidas con el financiamiento de Cooperación Popular. Por la necesidad de atender a la población estudiantil, el año 1998 los padres de familia han construido otros dos pabellones, bajo la modalidad de autoconstrucción sin asistencia técnica.

La oficina de gestión del riesgo de la municipalidad de Ate, ha realizado una inspección ocular con profesionales de arquitectura, ingeniería civil y eléctrica a las instalaciones de la





institución educativa N° 1254 – María Reiche Newman, quienes luego de evaluar las condiciones de seguridad de la mencionada edificación escolar concluye que; “*de acuerdo a todo lo detallado y sustentado en paneles fotográficos, el COLEGIO N° 1254 MARIA REICHE NEWMANN, se encuentra actualmente en situación de MUYALTO RIESGO, para COLAPSO IMNINENTE, ya que el local se encuentra totalmente desprotegido ante un movimiento sísmico de mediana a gran magnitud.....*”.

Figura 6.- Informe de Riesgo de la IE N° 1254 Maria Reiche Newmann

señales de evacuación están mal ubicados por lo tanto deben implementar y completar de acuerdo a la NTP 399.010-1 y RNE, A.130, art. 39

- Implementar o completar las luces de emergencia en el segundo nivel, de acuerdo a la RNE A.130 Art.40
- Instalar extintores y Actualizar las tarjetas de control de los extintores según la NTP. 350.043
- La edificación no cuenta con un sistema de detección y alarma de incendios centralizados en un panel de control, implementar según RNE: A.130 Art.69

PANEL DE FOTOS


	
LA INSTITUCIÓN NO CUENTA CON EXTINTORES NI SEÑALES DE EVACUACION	ÉN EL KIOSKO INSTALAR EXTINTORES RETIRAR LOS CABLEA MELLIZOS
	
LA INSTITUCIÓN NO CUENTA CON EXTINTORES NI SEÑALES DE EVACUACION	COLOCAR SEÑAL DE SALIDA EN LAS PUERTAS PRINCIPALES


**CONCLUSION**


De acuerdo a todo lo detallado y sustentado con paneles fotográficos, el **COLEGIO N° 1254 "MARIA REICHE NEWMAN"** se encuentra actualmente en situación de **RIESGO MUY ALTO** para **COLAPSO IMNINENTE**, debido a que el local se encuentra totalmente desprotegido ante un sismo de mediana a gran magnitud, ya que esta colindante con un cerro por la parte posterior, el cual tiene rocas de 1.50 m. de altura que están a punto de desprenderse.

Es todo lo que informo a usted para los fines que estime convenientes.

Atentamente,

  
 EDWIN AGUILAR PARRAGA GENTINI  
 ING. MECÁNICO ELECTRICISTA  
 (D.F. 0139)

  
 JOHN B. HIDALGO LÓPEZ  
 ARQUITECTO CAP N° 7685

  
 MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE ATE

C.C.  
 Archivo

Fuente: Municipalidad distrital de Ate – sub gerencia de gestión del riesgo de desastres.

Las especificaciones contenidas en la norma E-030, son de obligatorio cumplimiento para las nuevas construcciones, así como en el reforzamiento de las existentes, reparando los daños que resulten por la manifestación del sismo; se sabe que proteger completamente las

edificaciones ante los eventos sísmicos, a veces no se puede, porque ello implica un factor económico alto; por lo cual, se busca que las edificaciones diseñadas bajo los lineamientos de esta norma no lleguen a presentar pérdidas de seres humanos, asegurando que se minimicen daños y garantizando que se dé una buena funcionalidad operativa de los servicios básicos.

En esta norma se clasifican los suelos en el Perú en cuatro zonas sísmicas, por lo que de acuerdo con este mapa, se verifica que Ate se ubica en áreas costeras del departamento de Lima, siendo la zona 4 determinada como de alta sismicidad, lo que evidencia que de manifestarse un sismo de 8.5 a 8.8 Mw, como el que se está esperando, se perderían muchas vidas humanas así como gran cantidad de infraestructuras públicas, privadas y de servicio.

El primer paso para proteger una ciudad de un desastre causado por terremotos, es contar con un modelo teórico de predicción de las consecuencias (daño estructural y pérdidas socio-económicas) que pueden ocurrir. Es crucial evaluar la vulnerabilidad, con objeto de proponer medidas de orden estructural para reducirla y evitar pérdidas, además para estar preparados ante una emergencia (Hadzima-Nyarko, 2016, p. 2).

La actividad sísmica en los países sudamericanos es recurrente, esto ha motivado que los países generen nuevos estándares para mitigar el efecto de estos eventos sísmicos; primeramente se han apoyado en normativa extranjera, pero actualmente, están generando su propios lineamientos y normativas, haciendo que los estudios locales sirvan para el conocimiento del territorio y se propongan nuevos diseños de construcción de edificaciones, así como proceso constructivos adecuados, para estar a la altura de estándares internacionales (Yépez-Estrada, 2017, p. 2).

“En el caso del Perú, se han desarrollado diferentes estudios y análisis de los peligros sísmicos y los riesgos a diferentes escalas geográficas (especialmente en Lima). El CISMID, desarrolló el modelo de exposición de Lima en base a los estudios de microzonificación sísmica” (Yépez-Estrada, 2017, p. 6-7).

Para el desarrollo del presente trabajo, se han verificado diferentes fuentes y/o trabajos similares tanto nacionales como internacionales.

En el ámbito nacional, se recogió información de diferentes trabajos es así que; (Saavedra, 2018) tiene como objetivo, realizar la evaluación estructural del colegio primario del caserío

de Chagavara en Santiago de Chuco; el cual se desarrollará de acuerdo a los requerimientos de las normas aplicables; en su metodología de análisis realizó un estudio de suelo para conocer capacidad portante y asentamientos de la edificación, modelamiento del edificio con Etabs y otros software, obteniendo como resultados una estructura con pórticos en dirección X y dual en Y, que cumple con los requerimientos de la norma peruana.

(Córdova, 2019), describe que realizando un ensayo con el esclerómetro la vivienda evaluada, en compresión tiene una resistencia de  $f'c$  160 kg/cm<sup>2</sup> por lo que está expuesto a padecer daños ante sismos de gran envergadura, se propuso encamisado de elementos estructurales, como una posible solución ante las deficiencias de las estructuras; se verifica que, la edificación mejora su comportamiento a compresión, los desplazamientos de las derivas disminuyeron de (0.0097 a 0.0034) y el periodo disminuye de 1.061 a 0.421 segundos, obteniendo mejor desempeño sísmico; aplicando la técnica en las vigas se obtiene que la técnica de reforzamiento influye en un mejor comportamiento estructural a flexión; se concluye que el diseño de reforzamiento con encamisado mejorara el comportamiento estructural al esfuerzo a compresión y se podrá edificar sin ningún problema hasta cinco plantas.

(Arana, 2018) La tesis plantea como objetivo primordial un reforzamiento estructural que brinde la certeza de un buen desempeño del pabellón P-3 en la Institución Educativa Santa Fortunata - Moquegua, para que pueda funcionar en un futuro inmediato. Se aplicó método experimental, diseño cuasi – experimental, los resultados son favorablemente positivos para la solución de las deficiencias desde el cálculo numéricos; se concluye con una propuesta de reforzamiento que permita una correcta funcionabilidad del pabellón P-3 teniendo principal atención el aspecto de desempeño.

En su trabajo de pre grado, (Gameros, 2015 indica que en el año 1992, se comenzó a construir edificaciones educativas con los mismos parámetros de sismo resistencia de la época, no analizando adecuadamente los efectos que producen en las estructuras los desplazamientos laterales, así se construyeron colegios con escasa rigidez lateral, haciéndolos altamente vulnerable; realizó una comparación de diversas técnicas para reforzar los colegios, entre ellas, se colocó concreto armado en columnas en forma de aletas, se realizaron cerramientos en algunos paños con albañilería y arriostraron las columnas de manera lateral; tomando como referencias el costo y desempeño; se quiere conocer cómo se comporta sísmicamente



los colegios según norma peruana E-030 – 2014 y con los refuerzos aplicados; concluyendo que las columnas con aletas de concreto armado se comporta muy bien tomando gran parte del cortante sísmico, la técnica de reforzamiento de cerramiento de paños, satisface estructural y económicamente, además de cumplir con los requerimientos de desplazamientos y derivas, por último, colocando arriostres de acero en columnas el comportamiento mejora.

Asimismo, (Pérez, 2019), en su objetivo de conocer la capacidad de una estructura ante determinado evento sísmico, utilizo AENL, para poder pronosticar la performance sísmica de la edificación; concluye que el desempeño de la estructura es operacional, sin daños y comportamiento elástico, ante eventos sísmicos frecuentes, y en el desempeño funcional, presenta daños reparables cuando es sometido a aceleraciones espectrales mayores, respecto a la norma E.030, pero cuando es sometido a una demanda que hace colapsar la estructura, con aceleración inferior a 0.9 g.

(Chávez, 2018), con el objetivo de determinar el comportamiento estructural (Sistema estructural Dual), en relación con la debilidad sísmica que tiene un pabellón escolar para cumplir con la funcionalidad y seguridad estructural, realiza la modelación con el ETABS 2016 v16.2.1 en un sistema estructural dual obteniendo los parámetros y resultados adecuados de control de acuerdo a la E.030, así como también se desarrolló el Pushover de la edificación escolar; las conclusiones definen que la edificación, tiene un comportamiento estructural adecuada y requerida por la norma vigente; además que, ante la aplicación de cargas se producirían derivas de entrepiso que no superan lo indicado en la norma.

(Gamboa, 2018), analizó del comportamiento sísmico del colegio Augusto B. Leguía, con el objetivo de precisar la repercusión de la vulnerabilidad sísmica y proponer el mejoramiento estructural, el resultado determinó que se pueden mejorar las derivas de entre piso que son de 8.0 % y 7.5 % con tres posibles mejoras; instalando disipadores de energía se obtiene 6.2 % y 4.0 %; al colocar placas 1.7 % y 1.4 %, y con muros de ductilidad limitada bajaron a 1.8 % y 1.5 %; determinando el mejor desempeño sísmico que tendrá dicha estructura, en conclusión se pudo notar como los datos de las derivas, varían con cada mejoramiento de la estructura.

Para (Herrera, 2019) en el desarrollo de su investigación aplica el método del FEMA 154: que consiste en una inspección rápida de edificios para conocer los riesgos sísmicos; dicho

método se usa con frecuencia en los E.E.U.U. para determinar la vulnerabilidad sísmica en edificaciones tomando en cuenta tres parámetros: tipo de estructura, irregularidad (altura y planta) y tipo de suelo. Se concluye que el método es rápido y sencillo, pero es limitado por no considerar el sistema de albañilería confinada, muy usado en Latinoamérica.

En el aspecto internacional, se han recopilado información de (Celi, 2019), en el presente trabajo realiza el análisis no lineal en una edificación esencial hospital “Moreno Vázquez” de Gualaceo, que posee una estructura porticada, se analizó y verificó basándose en las actuales normas de construcción; se evalúa el comportamiento ante acciones sísmicas y determina además de los periodos y frecuencias, la generación de rótulas plásticas y derivas como tiempos de posible colapso, se realiza un análisis Pushover y tiempo historia con escalamientos de sismos ocurrentes; como resultados se puede observar las deficiencias estructurales de la edificación hospitalaria.

Para (Aguirre, 2018), el presente proyecto tiene la finalidad realizar un análisis estructural utilizando métodos no lineales para determinar el tipo de reforzamiento más conveniente para una estructura, buscando mejorar el desempeño sísmico del edificio se proponen parámetros de interés para el reforzamiento estructural tales como; tipo de ensayos, número de muestras necesarias, influencia de la mampostería y tipos de análisis estructural a utilizar. Se ha realizado análisis no lineal de tipo estático y dinámico en la estructura original y en la estructura reforzada. Esto, a fin de conocer su nivel de desempeño actual, mejorarlo y de esta manera garantizar la servicialidad a futuro de la edificación reforzada ante posibles eventos sísmicos. Se concluye planteando un reforzamiento que emplea una junta para reducir la irregularidad en planta y elevación. Además, se propone una combinación de braces externos y encamisado de estructura para disminuir los efectos de torsión y llegar a los niveles deseados.

En la misma línea, (Meléndez y Santisteban, 2014) buscan rehabilitar el hospital San Ignacio de nivel IV se encuentra en Bogotá – Colombia, basado en curvas de fragilidad. La preocupación de los autores de esta tesis es la construcción de este hospital donde las primeras construcciones del módulo A y B se realizaron mediante un sistema reticulado, este sistema soporta grandes cargas gravitatorias pero no grandes cargas sísmicas. Se evalúa la vulnerabilidad sísmica del hospital en los módulos A, B y edificio 24, este último construido en el año 1993, utilizando los resultados de la curva de fragilidad, esta curva es un

procedimiento gráfico entre la probabilidad acumulada y el desplazamiento espectral y sirve para estimar un riesgo sísmico ya sea leve, moderado, severo y completo; Los autores de esta tesis realizan el análisis mediante los siguientes pasos: recopilan información como las características de los materiales, plantas típicas y limitaciones en el uso, realizan una modelación de la estructura, calibran la estructura, realizan comparaciones de periodos para obtener un periodo de vibración, realizan el ajuste de un acelerograma al espectro local y por último, cuantifican el daño ocasionado en la estructura. El Software ETABS sirve como apoyo con el fin de hacer modelamientos y un análisis espectral. Para eso analizan 25 diferentes señales sísmicas cercanas tomando en cuenta las leyes de atenuación horizontal máxima (PGA) de cada sismo, los autores concluyen que para el módulo A tiene una probabilidad de daño extenso lo cual significa que la estructura sufrirá daños graves. Para el módulo B con la probabilidad de un 100% de daño leve, 80% moderado, 35 % extenso y 12% a sufrir un daño completo; y el edificio 24 un 100% de daño leve, moderado 99%, extenso 55% y 12% de daño completo, a pesar que el edificio 24 es una ampliación construida 51 años después que los módulos A y B, sin embargo se puede apreciar que tiene mayor porcentaje de daño moderado que el módulo B a ello los autores asocian a la falta de algunas columnas principales.

(Guaicha, 2017), estudia la vulnerabilidad sísmica de cuatro bloques de aulas del colegio “9 de Octubre” de la ciudad de Machala, basándose en la normatividad vigente en Ecuador, la cual recomienda la utilización del manual “Chequeo visual rápido de edificios para potencial amenaza sísmica” desarrollado por FEMA. La metodología implica inspeccionar visualmente la estructura a evaluar y registrar datos en uno de los tres formularios del FEMA 154. El formulario es seleccionado de acuerdo a la zona de riesgo sísmico (baja, moderada o alta sismicidad) donde se encuentra ubicada la edificación. La vulnerabilidad sísmica es determinada mediante una puntuación final “S”; la misma es obtenida partiendo del puntaje inicial seleccionado de acuerdo al tipo de construcción (el manual ofrece 15 construcciones diferentes) más la puntuación que poseen los modificadores, que el método considera importantes en un edificio ante un sismo, como: altura, irregularidades en planta y elevación, código de construcción y tipo de suelo. Si el puntaje final obtenido es menor o igual a dos ( $S \leq 2$ ), la edificación necesita una evaluación más detallada. Efectuado el análisis de vulnerabilidad con todos los parámetros que la metodología FEMA 154 propone, se

obtuvieron los puntajes finales “S” de cada bloque, en las conclusiones se estableció que sí necesitan un posterior análisis detallado.

Se han realizado búsqueda de teorías relacionadas al tema, presentando definiciones, así como conceptos, teorías y normativas relacionadas con el tema a desarrollar:

Según (Abanto 2015, p. 156), en el conocimiento de la vulnerabilidad de edificios, es indispensable conocer los daños y determinar sus causas; los mismos que son de orden estructural (con afectación en los elementos resistentes) y de orden no estructural.

Para (Safina, 2003, p. 38), la vulnerabilidad es una condición propia y única que posee cada elemento o grupos de elementos (estructuras) para ser afectado o dañado por fuerzas externas (sismos); estas fuerzas determinan sus grados o niveles de vulnerabilidad.

Si antes de diseñar no se conocen las condiciones adversas que podrían generar vulnerabilidad a las estructuras y no controlamos el proceso constructivo; definitivamente el edificio sería severamente afectado por el sacudimiento sísmico; he ahí, la necesidad de conocer y cuantificar la posible afectación. (Chávez, 2015, p. 5).

Según Kosaka (2001), se define sismicidad como la actividad de tipo sísmica en un área concreta durante un determinado periodo. Esto es, una cantidad de energía que se libera en forma de ondas. Sin embargo, para representarla se debe tener en cuenta, además del número de eventos registrados, las dimensión, frecuencia y distribución en el espacio, y su modo de ocurrencia ( p. 49).

Según el tipo de importancia de la infraestructura se tiene que respetar cierto sismo mínimo que debe ser el sismo de diseño. Hay sismo que aparece cada 100 años con habilidad de resistir sismos frecuentes sin daño; otros cada 500 años llamados sismos raros o poco frecuente con poco daño estructural y no estructural. Hay los sismos muy raros que aparecen cada 2500 años con habilidad de resistir el peor sismo que pueda ocurrir sin colapsar y salvaguardar la vida de los ocupantes.

Para Maldonado, Chío, 2009, la vulnerabilidad en las edificaciones se puede definir como, la capacidad intrínseca del comportamiento de las estructuras ante un sismo, es una relación matemática entre el índice de vulnerabilidad - daños debidos a los sismos y a la aceleración del terreno; con la posibilidad de ser observadas o calculadas, y cuantificada de “nada vulnerable a muy vulnerable”. (p.6).

La organización panamericana de la salud, refiere a la estructura en su capacidad (columnas, vigas, cimentaciones, placas, etc.) de resistir sismos manteniéndose de pie, sería vulnerabilidad estructural (2004, p. 12).

Si ante un sismo los elementos estructurales sufren muchos daños, las instalaciones perderían su capacidad de funcionamiento lo que equivaldría a un colapso operacional. (Hidalgo, Schmidt y Cruz, 2016 p. 18)

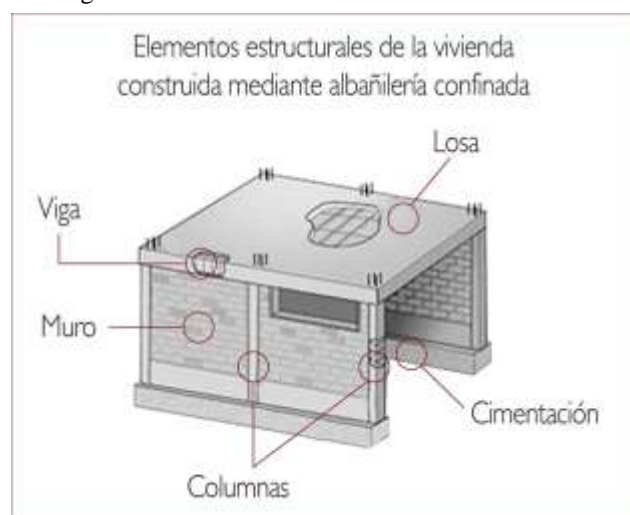
La E.030 del RNE, plantea proteger la vida humana, los servicios básicos y minimizar el impacto en la propiedad.

La vulnerabilidad en edificaciones incluye la suma de vulnerabilidades de tipo funcional estructural, sísmica y no estructural.

Se pretende evaluar la vulnerabilidad estructural de la I.E. N° 1254 María Reiche Newmann del distrito de ATE, con la finalidad de proponer técnicas de reforzamiento adecuadas para reducirla o mitigarla.

El sistema estructural de una edificación, define que la albañilería confinada es una edificación construida y diseñada para que sean los muros quienes resistan a los terremotos, deben tener simetría y ser de forma simple, para que estos muros puedan resistir un sismo tienen que estar bien contruidos y confinados (columnas y vigas) en concreto armado. (Blondet, 2017, p. 14).

Figura 7.- Estructuración de albañilería confinada



Fuente.- Manual\_ Concremax

Para Fargier (2013), el concreto u hormigón armado contiene refuerzos de metal dispuestos de manera adecuada. El material es resistente (diferentes esfuerzos), adaptable (estructuras monolítico) y de larga duración (incluso a mantenimiento mínimo)” (p, 8).

La estructura en concreto armado o aporcado, se puede considerar como un esqueleto unido rígidamente por columnas y vigas, que una vez construida, recibirá las instalaciones sanitarias, eléctricas. Etc. (Vargas, 2016, p. 68).

Figura 8.- Estructuración de concreto armado / aporcado



Fuente: tomado de (Lezama, 2017, p. 21)

“Las irregularidades estructurales se forman cuando se interrumpe la trayectoria de carga (resistencia o rigidez en una estructura), por lo tanto causando daño” (Designing for Earthquakes, 2015 p. 15).

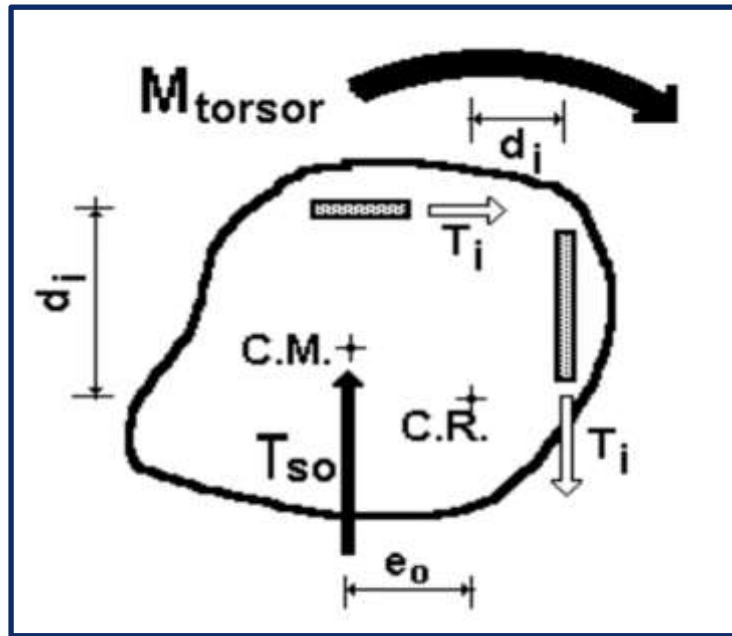
Observando terremotos anteriores se analizó el comportamiento de las estructuras irregulares y estas se dividen en 2, horizontales y verticales.

Las irregularidades estructurales horizontales incluyen: irregularidad torsional, rincón de reentrada irregularidad, discontinuidad diafragma. Las irregularidades estructurales verticales pueden ser por: piso blando, peso, geométrica vertical.

La irregularidad de torsión (horizontal) se define: Si el centro de masa no coincide con el centro de resistencia, el edificio trata de rotar alrededor del centro de resistencia (FEMA P-424, 2010 p. 24).

En la figura 24 se aprecia que el centro de masa no coincide con el centro de resistencia, creándose así efectos de torsión ante la fuerza de un sismo.

Figura 9 – Se aprecia la torsión

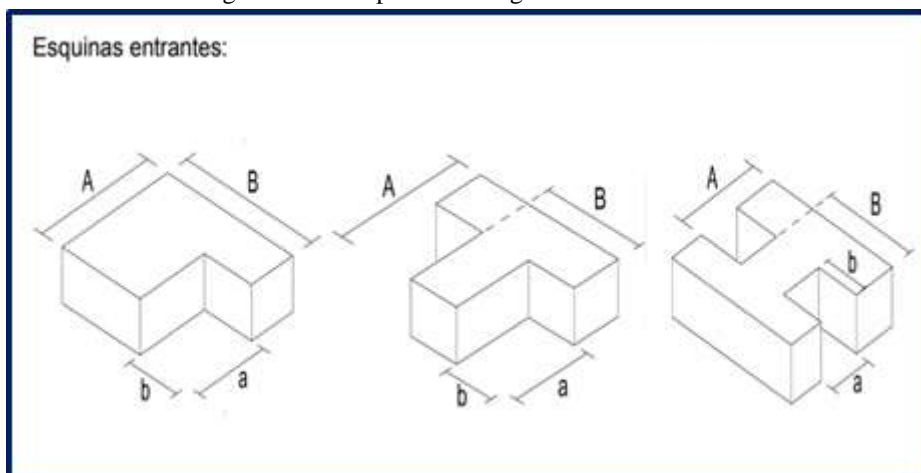


Fuente: tomado de Revista científica cielo (Medina, 2014)

Otra irregularidad es de esquinas entrantes, como ejemplo edificios que han sufrido daños sísmicos debido a esquinas de reingreso. Ocasionalmente aparecen en los informes de reconocimiento de terremotos. A pesar de que las geometrías de reingreso pueden tomar muchas formas. (Andrew, 2010 p. 132).

La figura 10, muestra la irregularidad torsional que se produciría en estos tipos de irregularidades ya que el centro de masa y el de resistencia difieren.

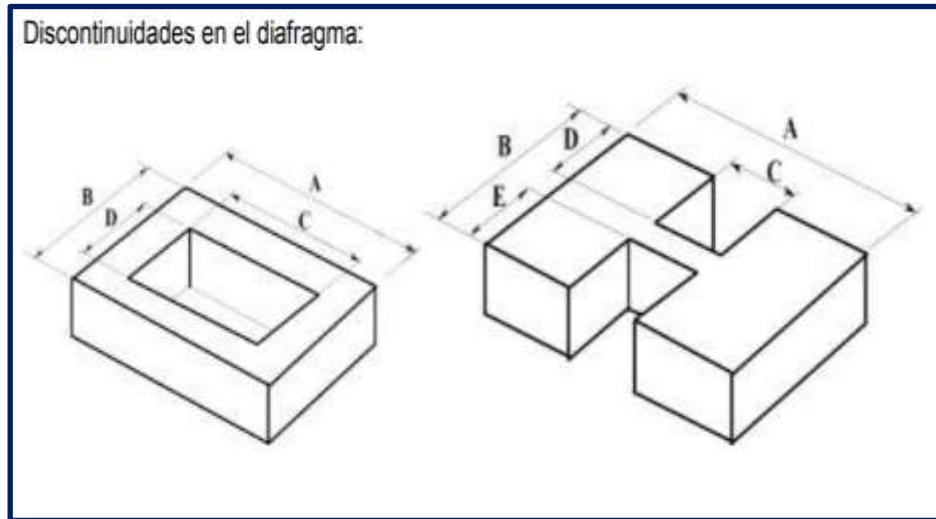
Figura 10 – Se aprecia la irregularidad torsional



Fuente: tomado de (Padilla, 2010, p. 15)

En ingeniería estructural, un diafragma es un sistema estructural utilizado para transferir cargas laterales. Dos tipos principales de diafragma son rígidos y flexibles. Los diafragmas flexibles resisten las fuerzas laterales dependiendo del área, independientemente de la flexibilidad de los miembros que están transfiriendo fuerza a los diafragmas rígidos, transfieren la carga a marcos o muros cortantes (Meriya, 2017 p. 1966).

Figura 11 – Se aprecia la irregularidad en diafragma



Fuente: tomado de (Padilla, 2010, p. 16)

Dentro de las irregularidades verticales, se analiza la existencia de piso de construcción que presenta un nivel significativamente de menor rigidez que las otras (piso blando), por eso también se le llama: historia flexible. (Guevara, 2015 p. 2).

Figura 12 – Se aprecia el piso blando en muchas edificaciones



Fuente: tomado de (Paez, 2018)



“Las columnas cortas son relativamente rígidas en comparación con otras columnas regulares debido a sus alturas efectivas más bajas, por lo que tienen una alta demanda sísmica.

Estas columnas apelan a valores más altos de fuerzas inducidas por terremotos que sus contrapartes; haciéndolo muy vulnerable en terremotos. Este efecto se denomina Efecto de columna corta; en la estructura del cuadro, la formación de la columna corta se produce debido a la presencia de vigas” (Kshitz, 2017, p 16)

Figura 13 – Instituciones educativas con columnas cortas en sus aulas (sismo Arequipa 2001)



Fuente: tomado de (López, 2008, p. 9)

Es común encontrar columnas cortas en instituciones educativas debida a las ventanas altas con la finalidad de aprovechar la luz solar.

La deriva de los pisos se expresa como la diferencia de las desviaciones de la parte superior e inferior del piso en consideración. Los límites de deriva sirven para prevenir posibles daños (FEMA 454, 2006 p.128).

La norma E. 030 tiene la finalidad de resguardar la vida en grandes terremotos. También minimizar los daños. La deriva de entrepiso se relaciona directamente con el daño en los eventos sísmicos.

Figura N° 14, se aprecia la deriva que viene a ser la diferencia de los desplazamientos de dos entrepisos entre la altura de esta. Sin embargo, se debe corregir en estructuras regulares (0.75) e irregulares (0.85).

Figura 14: Relación de la deriva de entre piso



Fuente: tomado de CACIP-PERU

**La Cimentación** traslada la carga de la estructura al suelo. Se encuentra en contacto directo con el suelo. (Geotecnia y cimentaciones 2014).

**La Capacidad de carga** se puede decir que es el esfuerzo (que ejerce una estructura sobre el terreno) que no causa asentamientos ni peligro de falla (esfuerzo cortante). (Geotecnia y cimentaciones 2014).

**El Estudio de mecánica de suelos** brinda información de un determinado terreno, el cual nos va permitir planificar, diseñar y ejecutar una construcción. Se efectúa de manera anticipada al proyecto con el objetivo de determinar sus propiedades y naturaleza, para decidir el tipo y las condiciones de cimentación. Rodríguez (1984).

Este proporciona:

- Características de tipo físicas, químicas y mecánicas.
- Composición estratigráfica (capas o estratos en profundidad).
- Existencia de cuerpos de agua (Napa Freáticas).
- Profundidad para fundación (Nivel de fundación).

Por tal motivo es necesario saber con exactitud el tipo de suelo que se tiene para calcular las cimentaciones necesarias. Para este trabajo, se tomó muestras de suelo en dos calicatas en el terreno de fundación donde se ubica el Pabellón A de la IE N° 1254 - María Reiche Newmann (Ate), como se muestran en las siguientes imágenes:

Figura 15.- Toma de muestra calicata N° 1de pabellón A de IE.



Fuente: Elaboración propia

Figura 16.- Toma muestra calicata N° 2 de pabellón A de la IE.



Fuente: Elaboración propia

**La Capacidad portante** le permite al terreno tolerar cargas. Implica que:

- La carga de hundimiento aparece cuando el terreno de cimentación soporta la tensión de manera independiente de la deformación.
- Se calcula la capacidad portante con criterios de asiento admisible para lograr equilibrio entre la tensión aplicada y la deformación sufrida del terreno.

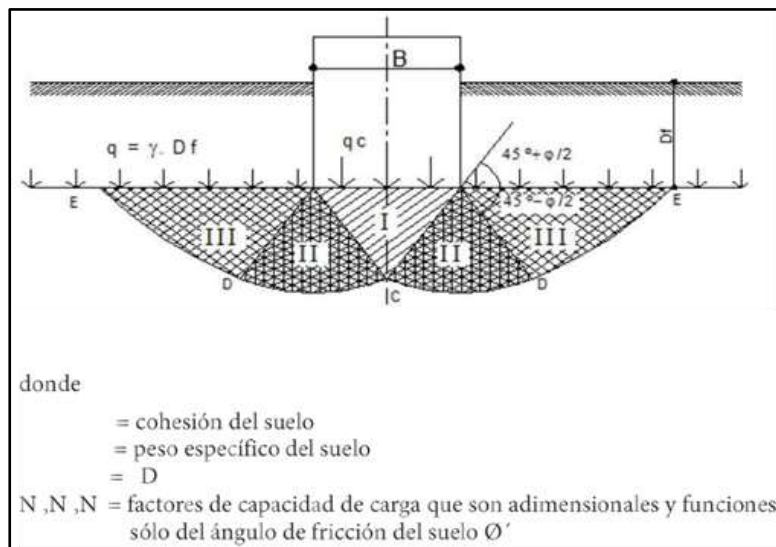
Requisitos fundamentales de cimentaciones:

- Factor de seguridad (FS) mayor de 2.

- Asentamiento adecuado.

La aproximación de Terzaghi (1943) condiciona en equilibrio límite a bloques rígidos (en mecanismo de falla Prandtl) con ángulos basales iguales a  $\phi$  para la cuña central (ya no  $45^\circ + \phi/2$ ).

Figura 17.- Ecuación Terzaghi para calcular capacidad admisible



Fuente: (Tomado de San Bartolomé)

Según Castro, (2019, p. 19) la FEMA desarrolló el método de inspección visual rápido para reducir las pérdidas humanas y materiales, y proteger a las comunidades de los riesgos originados de desastres naturales, actos de terrorismo y desastres provocados por el hombre”.

El método procura recopilar datos de la edificación en formatos para baja, mediana y alta sismicidad. Se obtiene la puntuación que indicará la necesidad de evaluaciones más detalladas en el procedimiento *Rapid Visual Screening* (RVS); la planificación, la ejecución y la interpretación de datos son los ejes primordiales de esta metodología, facilita la planificación y la ejecución de la inspección visual rápida, clasificando a las construcciones existentes como de baja, media y alta vulnerabilidad sísmica, persiguiendo como objetivo determinar cuáles estructuras son vulnerables; los datos de campo se registran en el respectivo formulario según el tipo de zona sísmica, dentro del cual se detalla la edificación mediante la identificación del edificio, boceto en planta y elevación del edificio, tipo de suelo, ocupación del edificio, peligros no estructurales, caracterización del tipo de estructura, puntuación básica, modificadores y puntuación final; como se mencionó, la puntuación resultante de la evaluación del edificio, determinará si la edificación deberá reforzarse; si

esta es menor o igual a dos ( $\leq 2$ ) hay que utilizar un método más minucioso para su análisis estructural, si el índice de puntuación es 2 indica que la posibilidad de colapso es de 1 a 10, y si el índice es mayor a dos ( $>2$ ) no se necesita reforzarlo, (Guaicha, 2017, p.10).

Tabla 3: Estructura de la ficha de Inspección Visual Rápida FEMA 154

TIPO DE ESTRUCTURA		Disposiciones de diseño sísmico			
		BOCA	SBCC	UBC	NEHRP
W1	Estructura de madera liviana, edificios residenciales y comerciales con área construida menor o igual a 465 metros cuadrados	1992	1993	1976	1985
W2	Estructura de madera liviana, edificios residenciales y comerciales con área construida de más de 465 metros cuadrados	1992	1993	1976	1985
S1	Edificios con pórticos de acero.	**	**	1994	**
S2	Edificios arriostrados con pórticos de acero.	1992	1993	1988	1991
S3	Construcciones livianas de metal.	*	*	*	*
S4	Edificios con estructura de acero con muros de corte de concreto.	1992	1993	1976	1985
S5	Edificios con estructura de acero con muros de corte de albañilería no reforzada.	*	*	*	*
C1	Edificios con pórticos de concreto.	1992	1993	1976	1985
C2	Edificios con muros de corte de concreto.	1992	1993	1976	1985
C3	Edificios de concreto reforzados y rellenos con muros de mampostería.	*	*	*	*
PC1	Edificios Tilt-up.	*	*	1997	*
PC2	Estructuras de concreto prefabricadas.	*	*	*	*
RM1	Edificios de mampostería reforzada con diafragma flexible.	*	*	1997	*
RM2	Edificios de mampostería reforzada con diafragma rígido.	1992	1993	1976	1985
URM	Edificaciones con muros de albañilería no reforzada.	*	*	1991	*
* No cuenta con Año de referencia.					
**Se debe contactar al departamento local de construcción para conocer el año de referencia.					
BOCA: Administradores de código y edificaciones oficiales, Código Nacional de Construcción.					
SBCC: Congreso Código de Construcción del Sur, Standard Código de Edificación.					
UBC: Conferencia Internacional de la Construcción, Código Uniforme de Construcción.					
NEHRP: Programa Nacional de Reducción del riesgo de terremoto, FEMA 302 - Disposiciones recomendadas para el Desarrollo de la normativa sísmica para edificios nuevos.					

Fuente: Según el Manual de Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic

Tabla 4: Ficha de Inspección Visual Rápida FEMA 154

Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards  
FEMA-154 Data Collection Form

**HIGH Seismicity**

	Address: _____ _____ Zip _____ Other Identifiers _____ No. Stories _____ Year Built _____ Screener _____ Date _____ Total Floor Area (sq. ft.) _____ Building Name _____ Use _____																																						
PHOTOGRAPH																																							
Scale: _____																																							
<b>OCCUPANCY      SOIL      TYPE      FALLING HAZARDS</b>																																							
<table border="0" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 15%;">Assembly</td> <td style="width: 15%;">Govt</td> <td style="width: 15%;">Office</td> <td rowspan="2" style="width: 15%;">Number of Persons</td> <td style="width: 10%;">A</td> <td style="width: 10%;">B</td> <td style="width: 10%;">C</td> <td style="width: 10%;">D</td> <td style="width: 10%;">E</td> <td style="width: 10%;">F</td> <td rowspan="2" style="width: 15%;"> <input type="checkbox"/> Unreinforced Chimneys                 </td> <td rowspan="2" style="width: 15%;"> <input type="checkbox"/> Parapets                 </td> <td rowspan="2" style="width: 15%;"> <input type="checkbox"/> Cladding                 </td> <td rowspan="2" style="width: 15%;"> <input type="checkbox"/> Other:                 </td> </tr> <tr> <td>Commercial</td> <td>Historic</td> <td>Residential</td> <td>0 - 10    11 - 100</td> <td>Hard Rock</td> <td>Avg. Rock</td> <td>Dense Soil</td> <td>Stiff Soil</td> <td>Soft Soil</td> <td>Poor Soil</td> </tr> <tr> <td>Emer. Services</td> <td>Industrial</td> <td>School</td> <td>101-1000    1000+</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </table>		Assembly	Govt	Office	Number of Persons	A	B	C	D	E	F	<input type="checkbox"/> Unreinforced Chimneys	<input type="checkbox"/> Parapets	<input type="checkbox"/> Cladding	<input type="checkbox"/> Other:	Commercial	Historic	Residential	0 - 10    11 - 100	Hard Rock	Avg. Rock	Dense Soil	Stiff Soil	Soft Soil	Poor Soil	Emer. Services	Industrial	School	101-1000    1000+										
Assembly	Govt	Office	Number of Persons	A		B	C	D	E	F	<input type="checkbox"/> Unreinforced Chimneys					<input type="checkbox"/> Parapets	<input type="checkbox"/> Cladding	<input type="checkbox"/> Other:																					
Commercial	Historic	Residential		0 - 10    11 - 100	Hard Rock	Avg. Rock	Dense Soil	Stiff Soil	Soft Soil	Poor Soil																													
Emer. Services	Industrial	School	101-1000    1000+																																				
<b>BASIC SCORE, MODIFIERS, AND FINAL SCORE, S</b>																																							
BUILDING TYPE	W1	W2	S1 (MRF)	S2 (BR)	S3 (LM)	S4 (RC SW)	S5 (URM INF)	C1 (MRF)	C2 (SW)	C3 (URM INF)	PC1 (TU)	PC2	RM1 (FD)	RM2 (RD)	URM																								
Basic Score	4.4	3.8	2.8	3.0	3.2	2.8	2.0	2.5	2.8	1.6	2.6	2.4	2.8	2.8	1.8																								
Mid Rise (4 to 7 stories)	N/A	N/A	+0.2	+0.4	N/A	+0.4	+0.4	+0.4	+0.4	+0.2	N/A	+0.2	+0.4	+0.4	0.0																								
High Rise (> 7 stories)	N/A	N/A	+0.6	+0.8	N/A	+0.8	+0.8	+0.6	+0.8	+0.3	N/A	+0.4	N/A	+0.6	N/A																								
Vertical Irregularity	-2.5	-2.0	-1.0	-1.5	N/A	-1.0	-1.0	-1.5	-1.0	-1.0	N/A	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0																								
Plan Irregularity	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5																								
Pre-Code	0.0	-1.0	-1.0	-0.8	-0.6	-0.8	-0.2	-1.2	-1.0	-0.2	-0.8	-0.8	-1.0	-0.8	-0.2																								
Post-Benchmark	+2.4	+2.4	+1.4	+1.4	N/A	+1.6	N/A	+1.4	+2.4	N/A	+2.4	N/A	+2.8	+2.6	N/A																								
Soil Type C	0.0	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4																								
Soil Type D	0.0	-0.8	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6																								
Soil Type E	0.0	-0.8	-1.2	-1.2	-1.0	-1.2	-0.8	-1.2	-0.8	-0.8	-0.4	-1.2	-0.4	-0.6	-0.8																								
<b>FINAL SCORE, S</b>																																							
COMMENTS														Detailed Evaluation Required YES NO																									

\* = Estimated, subjective, or unreliable data    DNK = Do Not Know  
 BR = Braced frame    MRF = Moment-resisting frame    SW = Shear wall  
 FD = Flexible diaphragm    RC = Reinforced concrete    TU = Tilt up  
 LM = Light metal    RD = Rigid diaphragm    URM INF = Unreinforced masonry infill

Fuente: Según el Manual de Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic

En los últimos años, **ETABS** (lo cual significa en español Análisis Tridimensional Extendido de Edificaciones), ha conseguido estatus de estándar internacional en el Diseño y Análisis de edificaciones a nivel mundial. También se emplea como herramienta en educación e

investigación (Benítez Villatoro, et al., 2005). La utilización del ETABS para la modelación, el análisis y el diseño de edificios u otro tipo de estructura no resulta muy frecuente en nuestro país, este tema todavía resulta novedoso ya que se cuenta con muy pocos antecedentes en la temática. Las causas pueden ser varias, desconocimiento del manejo del software, falta de tiempo para el aprendizaje de nuevos softwares, apatía de los proyectistas hacia la introducción de nuevos métodos, etc. (Pérez, 2016, p.9).

**El software SAP2000**, se utiliza para hacer cálculos de estructuras basadas en el MEF (Método de Elementos Finitos). Tiene interfaz gráfica orientada a objetos en tres dimensiones. Integra modelación, análisis y dimensionamiento en ingeniería de estructuras.

### **Análisis sísmico**

Es el diseño antisísmico que se realiza a las estructuras, mediante un análisis elástico, es decir de análisis estático y dinámico. (Choque y Solís, 2019, p. 73).

### **Análisis estático**

Es cuándo se requiere conocer las solicitaciones sísmicas frente al centro de masa de cada parte o estructura del edificio. Pueden analizar estructuras regulares e irregulares, los movimientos modales deben ser traslacionales (Norma técnica E-030-2018, p. 21).

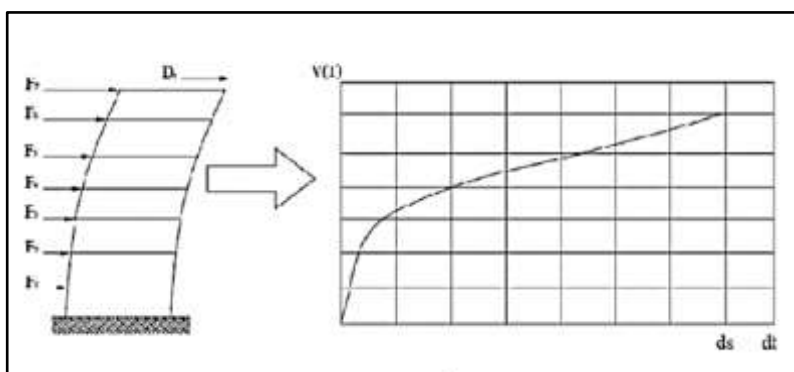
### **Análisis dinámico**

Es cuando un análisis modal espectral involucra la aproximación de la combinación del análisis modal y su espectro de respuesta que representa el diseño de un sismo, donde cada dirección, se utilizará en un espectro inelástico de un periodo, donde las aceleraciones podemos definirlo por:

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

**Análisis estático no lineal - Pushover:** Este método se basa en la distribución vertical de la carga lateral de una estructura, la que se incrementa monoatómicamente hasta que una estructura pueda alcanzar el máximo desplazamiento, podemos observarlo en la gráfica del cortante en la base y su desplazamiento de la estructura en su tope. (Fema 356); además en el documento FEMA 440 se describe el llamado método de Pushover, de este resulta la capacidad de la curva de un sistema de interés.

Figura 18: Esquema del Pushover



(Alcántara, 2016 p 25)

**Ductilidad:** Es la deformación del armado, es cuando el acero permite alcanzar deformaciones que permiten superar el límite de elasticidad, las cuales se pueden dar por ductilidad disponible y demandada para un nivel de sismo específico.

**Rotulas plásticas**

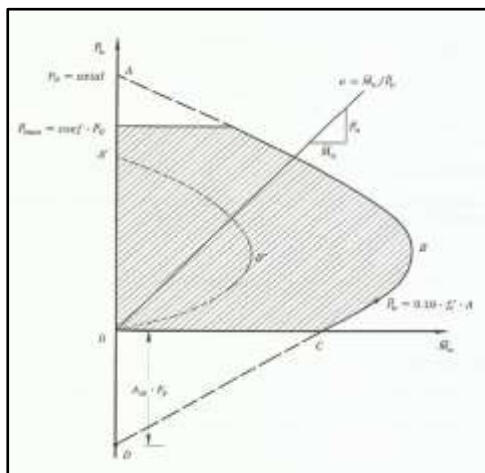
Es el dispositivo de disipación de energía que nos permite mantener una rotación plástica, las cuales son necesarias para poder definir el modelo la estructura no lineal.

**Curva de Capacidad**

Es la que nos muestra el desplazamiento de un nivel de estructura con una fuerza cortante.

**Diagrama de interacción:** Es el lugar geométrico de los valores del momento y de la carga axial que rompen la columna.

Figura 19: Diagrama de interacción



(Fargier, 2009 p 103)



**Pre dimensionamiento:**

Es cuando se dan los criterios y recomendaciones para el dimensionamiento de las diversas estructuras, basándose en la experiencia de ingenieros y mediante norma estipulada en el RNE E – 0.60

Se trata de estimar adecuadamente el peso de la estructura y modularla relacionándola con la capacidad estructural de tengas sus elementos, además en un proyecto en etapa final, se define las características de los elementos que conforma el soporte del proyecto. En esta etapa se considera el tipo de material estructural que se considera en el proyecto.

**Carga:** Peso o fuerza que actúa sobre un elemento (Rojas, 2017, p. 15).

**Centro de masa:** Punto en el centro de un cuerpo donde actúan todas las cargas (Rojas, 2017, p. 15).

**Centro de rigidez:** Punto al centro del cuerpo donde actúan todas las rigideces y rota el edificio, no coincide con el centro de masa (Rojas, 2017, p. 15).

**Compresión:** Cuando actúan fuerzas sobre un cuerpo (Rojas, 2017, p. 15).

**Cortante:** Fuerza que actúan sobre un cuerpo para hacerlo fallar por volteo (Rojas, 2017, p. 15).

**Fuerza de Inercia:** Fuerza que cambia la condición del reposo en el que las edificaciones tienen cargas gravitacionales, mediante su estado de movimientos vibratorio que generan cargas actuando en las direcciones más críticas horizontales de los cimientos. (Abanto, 2014, p.116).

**Deformación:** Cuando un cuerpo sufre alteración de sus características físicas, por fuerzas externas que actúan sobre el (Rojas, 2017, p.16).

**Elementos de refuerzo:** Sirve de arriostre o confinamiento (Rojas, 2017, p. 16).

**Esfuerzo:** Relación de la fuerza aplicada y la superficie en la que actúa (Rojas, 2017, p. 16).

**Fuerza:** Acción mecánica sobre un cuerpo, alterando su estado de reposo (Rojas, 2017, p. 16).

**Módulo de elasticidad:** Por cada esfuerzo, corresponde una deformación, ya sea por tensión o compresión (Rojas, 2017, p. 16).

**Tensión o tracción:** Cuando la fuerza actuante en un cuerpo tiende a romperlo (Rojas, 2017, p. 16).

### **Prueba del concreto (Extracción de testigos Diamantinos)**

La prueba de diamantina es el ensayo no destructivo que se da en el concreto, para poder así comprobar la resistencia de este.

El objetivo de este ensayo es conocer las características de la estructura del concreto, para determinar un resultado de este ensayo, se establece extraer toma de especímenes, realizados en las columnas y vigas de la Institución, las cuales serán llevadas a laboratorio.

### **Amenaza sísmica**

Según el tipo de importancia de la infraestructura se tiene que respetar cierto sismo mínimo que debe ser el sismo de diseño. Hay sismo que aparece cada 100 años con habilidad de resistir sismos frecuentes sin daño; otros 500 años llamados sismos raros o poco frecuente con poco daño estructural y no estructural. Hay los sismos muy raros que aparecen cada 2500 años con habilidad de resistir el peor sismo que pueda ocurrir sin colapsar y salvaguardar la vida de los ocupantes.

Tabla 5 - Amenaza sísmica, propuesta del comité VISIÓN 2000

<b>Movimiento sísmico de diseño</b>	<b>Intervalo de frecuencia</b>	<b>Probabilidad de excedencia</b>
Frecuente	43 años	50% en 30 años
Ocasional	72 años	50% en 50 años
Raro	475 años	50% en 50 años
Muy raro	950 años	50% en 100 años

Fuente: Performance-based design in earthquake engineering

## **Diagnóstico de las condiciones estructurales de la institución educativa n° 1254 – María Reiche Newmann**

En las visitas previas realizadas a la Institución educativa N° 1254, se han podido observar pabellones de dos plantas, construidos de ladrillos de arcilla, hechos de manera artesanal, así también las aulas divididas con paneles prefabricados en madera y metal, que son livianas que no brindan seguridad alguna.

Se verificaron los cinco pabellones, a fin de realizar encuestas de Inspección Visual Rápida – FEMA 154, donde se consideran situaciones que nos ayuda a determinar los inconvenientes que se presentan en las edificaciones de la parte estructural, analizando la conformación, la ubicación y sus peligros ante deslizamientos, clasificando la construcción actual como de baja, media y de alta vulnerabilidad sísmica, persiguiendo como objetivo determinar cuáles estructuras son vulnerables.

Los datos de campo se registran en el respectivo formulario de datos, clasificados por tipo de zona sísmica; dentro del cual se detalla la edificación mediante la identificación del edificio, boceto en planta y elevación del edificio, tipo de suelo, ocupación del edificio, peligros no estructurales, caracterización del tipo de estructura, puntuación básica, modificadores y puntuación final.

### **Diagnóstico estructural del desempeño de I.E.N° 1254 – María Reiche Newmann**

De esta forma hablaremos del desempeño estructural de una edificación, referidos al movimiento especificado de los diferentes niveles de confiabilidad, donde la estructura no debe ser dañada en ciertos límites.

Podemos decir que una edificación, presenta características comunes e importantes de cada una de ellas teniendo un desempeño esperado diferente, donde se puede cuantificar la cantidad de daño sufrido por un sismo y su impacto. (Alcántara, et, al, 2016, p.38).

Según los datos obtenidos con la Inspección Visual Rápida – FEMA 154, se pueden determinar que el desempeño estructural de la edificación educativa no será beneficiosa para la seguridad de las personas que se albergan en estos recintos, por ello se deberá realizar estudios más minuciosos.

## El Desempeño que se espera en la edificación

Se define como el comportamiento satisfactorio en la construcción de una edificación que es sometida a sismos de diversa intensidad. (ATC-40, 1996).

La característica de una edificación radica en la importancia de sus instalaciones y sus consideraciones económicas relacionadas con el costo del daño y de interrupción de servicios (ATC-40, 1996).

El desempeño, se establece identificando los daños de un edificio y sus niveles de movimientos, ante un sismo.

De acuerdo a ATC-40 (1996), el nivel de desempeño esperado en una edificación, va de acuerdo a las consideraciones funcionales, políticas, económicas (costos) y de su preservación.

Existen combinaciones, de acuerdo al uso funcional e importancia de cada edificación.

En el cuadro se observa un ejemplo de un nivel esperado de desempeño, llamado seguridad básica, empleando edificaciones, donde la edificación presente un nivel de seguridad vital (3-C) para un sismo de diseño (SD) y un nivel de estabilidad estructural (5-E) para un sismo de nivel máximo (SM)” (Alcántara, 2016, p. 42).

Tabla 6 – Nivel Esperado de desempeño de una edificación

Nivel de movimiento del terreno	Nivel de desempeño de la edificación			
	Operacional	Inmediata ocupación	Seguridad Vital	Estabilidad estructural
Servicio (SS)				
Diseño (SD)		X		
Máximo (SM)				X

Fuente: Tomado de (Alcántara, 2016, p. 42)

## El desempeño no estructural

Los objetivos de rendimiento en una edificación, con elementos no estructurales varían, ya que son relativamente sensibles a diversas aceleraciones, afectados por el desplazamiento.

## El nivel de desempeño no estructural

Existen cuatro niveles de desempeño para los elementos no estructurales, que son la ocupación inmediata, la seguridad y la amenaza reducida, cuyos niveles tiene la siguiente

abreviatura NP-n, NP, que significan Nonstructurale performance y la letra n toma los valores de A y B.

- Operacional NP-A.- son los elementos no estructurales, las maquinarias y los sistemas que siguen funcionando con normalidad.
- Ocupación inmediata NP-B.- es cuando se presentan algunas interrupciones en el funcionamiento de equipos y maquinarias.
- Seguridad NP-C.- es cuando se presentan daños severos en elementos no estructurales dentro del edificio, sin llegar al colapso.
- Amenaza reducida NP-D.- es cuando se presentan daños severos en los elementos no estructurales, pero sin llegar al colapso (parapetos, muros exteriores).
- No considerado NP-E.- no es un nivel de desempeño, se usa para ver si no han evaluado los elementos, a menos que tengan un efecto directo sobre la estructura. (muros de mampostería de relleno o las particiones).

Tabla 7 – Desempeño fundamentales de la edificación

Niveles de Desempeño No Estructural	Niveles de Desempeño Estructural					
	SP-1 Ocupación Inmediata	SP-2 Control de daño	SP-3 Seguridad de Vida	SP-4 Seguridad Limitada	SP-5 Estabilidad Estructural	SP-6 No Considerado
NP-A Operacional	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Ocupación Inmediata	1-B Ocupación Inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Seguridad de Vida	1-C	2-C	3-C Seguridad de Vida	4-C	5-C	6-C
NP-D Peligro Reducido	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E No Considerado	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	No Aplicable

Niveles de desempeño comúnmente utilizados  
 Otras posibles combinaciones de SP-NP  
 Combinaciones No Recomendadas de SP-NP

Fuente: (ATC-40, 1996)

Fuente: Tomado de (Sucasaca y Solis, 2019, p. 44)

### Sistema estructural

La norma E-030, nos indica que los muros estructurales actúan en un 70% como fuerza cortante en la base de una edificación ya que es un sistema de resistencia sísmica predominante.

Los sistemas duales, se dan cuando las acciones sísmicas, resisten a la combinación de pórticos y muros estructurales.

### **Reforzamiento estructural**

El reforzamiento estructural es la capacidad de incrementar la estructura, añadiendo nuevos elementos, para mejorar la edificación, es el refuerzo de una estructura por encima de su desempeño original" (Belisario, 2017, p. 6).

La necesidad de reforzar elementos como el del hormigón armado surge por diversos motivos, por seguridad, por un cambio de tipo de ocupación, por un diseño incorrecto y/o por la degradación de los mismos.

### **El encamisado de los elementos estructurales**

Viene hacer el proceso, que consiste en incrementar capas de hormigón reforzado con varillas, estribos, mallas de alambre soldado o diversos materiales. (Monir & Maged, 2018).

Un reforzamiento estructural, garantiza la correcta unión entre el hormigón existente y el nuevo. En los ensayos desarrollados por (Alcocer, 1991) la superficie es limpiada y aspirada con una brocha pequeña, para posteriormente humedecerla antes de unirla.

### **Encamisado de columnas**

Principalmente las columnas poseen una mayor dimensión a las vigas además que son estas las que las soportan. Cuando se hace el encamisado de columnas, las varillas pasan por los agujeros hechos en el piso de la. Diferentes publicaciones han certificado que no existen diferencias relevantes entre la distribución de varillas longitudinales y las varillas en esquinas del elemento encamisado, pero no han encontrado diferencias significativas. (FEMA 547, 2006)

### **Encamisado de vigas**

Cuando se realiza el encamisado de vigas se trabaja en la parte inferior y lados de la misma incrementando las dimensiones y en la parte superior generalmente mantiene su nivel. En los extremos de la viga en la parte superior se debe hacer ranuras. (FEMA 547, 2006).

## **Técnicas de reforzamiento de elementos estructurales con encamisados**

### **a. Encamisado de columnas con concreto armado:**

Es en esta etapa donde se envuelve de concreto la columna como una camisa o corona, que forma una armadura nueva con continuidad al soporte, conectándose elásticamente al nuevo refuerzo de las estructuras horizontales.

En los encamisados el elemento original deja de ser resistente ya la camisa de concreto que tiene esa función. Este método se realiza con la finalidad de resistir nuevas sobrecargas verticales que se generen en la columna a ser rehabilitada. (Chirico, et al. 2012, p 38).

#### **Ventajas:**

Las cargas se transmiten no sólo en los extremos de las columnas, además por fricción de los dos concretos (el existente y el nuevo). De esta manera, se puede evitar la hacer esfuerzos cortantes en las losas, como es en el caso de los refuerzos que se proyectan en los perfiles laminados.

- Es el método más utilizado, por su practicidad en cuanto al proceso constructivo.

#### **Desventajas:**

- El incremento de las dimensiones de la columna original.
- La dificultad de ejecución y su costo que lleva a disponer armadura y concreto adicional.

#### **Materiales utilizados:**

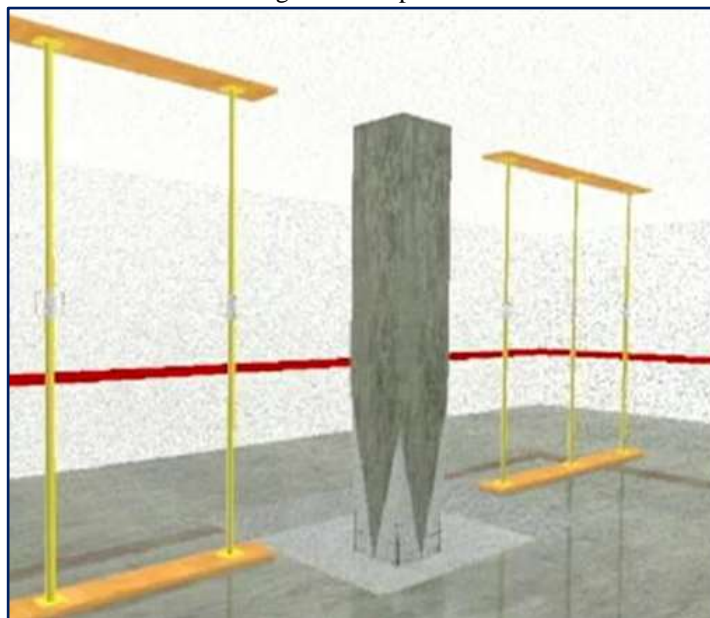
- Barras de acero de refuerzo (Cabillas).
- Concreto Autocompactable o Autonivelante.
- Material para Encofrado: Madera, Acero o Plástico.
- Resina Epódica.

## **Procedimiento constructivo:**

### **Apuntalamiento.**

Las implicaciones de apuntalamiento de la columna original se deben considerar de tal manera que la camisa de concreto armado resistirá parte de la carga total y no sólo una parte de los incrementos de carga. (Chirico, et al. 2012, p 39).

Figura 20 - Apuntalamiento



(Chirico, et al. 2012, p 39)

### **Limpieza de la superficie de la columna existente.**

De acuerdo al estado en el que se encuentre la interface del concreto original y la del refuerzo, existen diferentes métodos o soluciones de limpieza de la superficie existente:

- La primera, consiste en poder limpiar la superficie de un concreto, eliminando el polvo o suciedad, aplicando una capa de lechado, para una buena adherencia del concreto.
- Otra opción, es cajear la columna original en intervalos de 30 cm. aproximadamente, creando entrantes y salientes para mejorar los esfuerzos.
- Los refuerzos, consisten en picar el recubrimiento de las esquinas, luego descubrir las armaduras originales, conectadas en nuevas barras dobladas en forma de horquillas soldadas. Aquí, el refuerzo es completando la ejecución de un zunchado helicoidal de paso reducido (10 cm) que conecta con las armaduras originales de esquinas centrales que incrementen el efecto confinante.



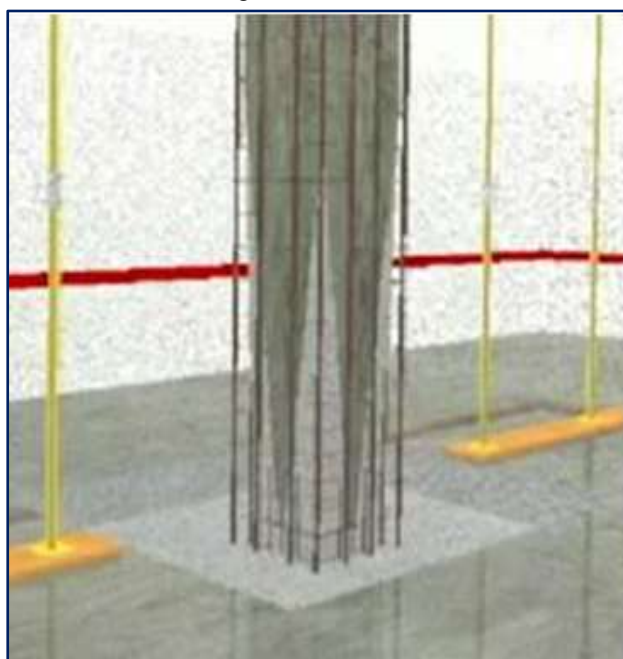
- Finalmente, el gran deterioro del concreto, es picar completamente el recubrimiento de su columna inicial.

### **Colocación de la armadura longitudinal y de las ligaduras.**

La posición de las barras de acero del refuerzo longitudinal debe ser distribuida de manera uniforme. Si esto no es posible, se debe prestar atención para evitar la agrupación excesiva en las esquinas.

En cuanto a la adición de las ligaduras, se recomiendan que las mismas tengan una separación mínima de 10 cm. (Chirico, et al. 2012, p 40)

Figura 21 - Nueva armadura



(Chirico, et al. 2012, p 40)

### **Anclaje de la armadura longitudinal añadida:**

Se perforan agujeros en las zapatas, los cuales deben ser limpiados adecuadamente por lo que el uso de una aspiradora es muy recomendable. Las barras de acero pueden ser eficientemente ancladas a la zapata con una resina epóxica, para un buen anclaje se debe taladrar una perforación de diámetro 1 a 2 mm mayor que el diámetro de la cabilla y de una profundidad adecuada, para que pueda ser cubierta toda la superficie con la resina. Se debe

recalcar que la longitud de anclaje depende de las condiciones de la resina epóxica a utilizar. (Chirico, et al. 2012, p 41)

**Continuidad entre los pisos de los refuerzos longitudinales añadido (en caso de tener pisos superiores o inferiores):**

Se perforan agujeros en la losa para pasar las nuevas barras de acero por la misma y garantizar la continuidad. De igual manera los agujeros deben ser limpiados y se debe añadir una resina epóxica a los mismos para que las nuevas barras de acero se adhieran perfectamente

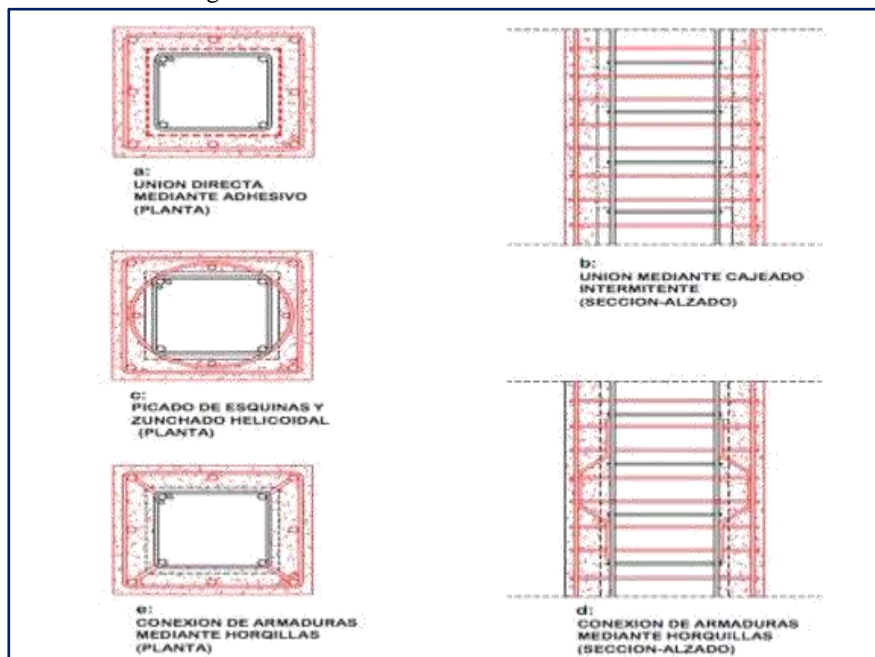
**La colocación de encofrado.**

Se debe encofrar el elemento y colocarle contrafuertes y correas para asegurar una buena sección lo más confinada posible.

**Añadido de concreto.**

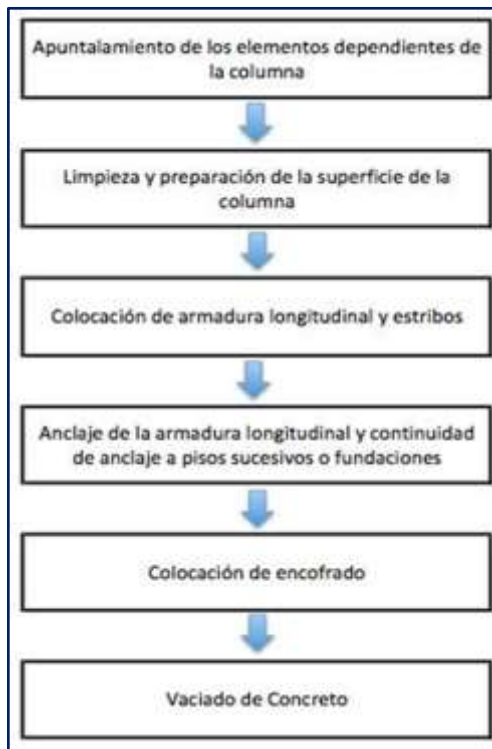
Se recomienda usar para que no se contraiga un concreto de alta auto compatibilidad, de alta para obtener una mayor resistencia y durabilidad. En el curado el concreto debe pasar un lapso de 10 días. (Chirico, et al. 2012, p 42).

Figura 22 - Encamisado de concreto



(Chirico, et al. 2012, p 43)

Figura 23- Diagrama del proceso constructivo



(Chirico, et al. 2012, p 44)

**b. Encamisado de vigas sometidas a flexión, con concreto armado (recrecido de canto de viga):**

El refuerzo de las vigas a flexión se da por un incremento de su capacidad flectora, ante momentos positivos.

Es un método que sirve para el refuerzo a flexión donde la viga original mediante una adición de hormigón realizando un armado conveniente. Donde el refuerzo va recreciendo en la viga original, en función a lo adicional que la armadura disponga, permitiendo así incrementar la capacidad de flexión positiva.

**Materiales utilizados:**

- Barras de acero de refuerzo (Cabillas).
- Concreto Autocompactable o Autonivelante.
- Resina Epóxica.
- Material para Encofrado: Madera, Acero o Plástico.

## **Procedimiento constructivo:**

### **Apuntalamiento**

El apuntalamiento es el primer paso a realizar en casi cualquier rehabilitación estructural, principalmente porque sirve también de medida preventiva en caso de sospecha de falla o riesgo en un elemento.

Se debe apuntalar los elementos estructurales adyacentes, que pudieran estar vinculados y ser afectados por alguna falla en el elemento a rehabilitar.

En el caso de la viga se procederá a apuntalar la placa que reposa sobre esta para así desestresar la viga de cualquier sollicitación generada por la placa. (Chirico, et al. 2012, p 55).

Figura 24 – Apuntalamiento de vigas



(Chirico, et al. 2012, p 56)

### **Descubrimiento y limpieza del acero de la viga existente.**

De acuerdo al estado en el que se encuentre la interface entre concreto original y de refuerzo se debe, descubrir la capa de concreto que protege la armadura y limpiar la superficie de concreto y la armadura, eliminando la suciedad, aplicando una capa epóxico de 1 mm de espesor.

Figura 25 – Descubrimiento de acero en viga



(Chirico, et al. 2012, p 56)

### Tipos de Armado

Ya que las vigas son elementos estructurales que muchas veces se encuentran empotrados en la losa, las armaduras y como ponerlas puede variar dependiendo de cuanto de la viga este descubierto o si es una viga descubierta se puede trabajar toda su superficie.

Por otro lado, lo más habitual es conseguir vigas de canto es decir que solo su parte inferior y parte de sus laterales están descubiertos, también se encuentran vigas planas, se entiende que existen distintos tipos de vigas y por ello existen varias formas de rehabilitarlas. (Chirico, et al. 2012, p 57).

A continuación, se destacarán tres tipos de armaduras aplicables en vigas, ilustradas en las figuras:

Figura 26 Armadura en viga plana para con refuerzo a flexión.



(Chirico, et al. 2012, p 57)

Viga Plana: Observando que el refuerzo de flexión va recreciendo inferiormente en la viga original.

Figura 27 Armado en viga de cuelgue para refuerzo a flexión

2.-



(Chirico, et al. 2012, p 58)

Viga de “cuelgue”: se muestra una solución apta para este caso, esencialmente cuando se consigue un refuerzo a flexión, donde se evita la necesidad de conectarse directamente a las armaduras.

Figura 28 Armado en viga para refuerzo a flexión y cortante



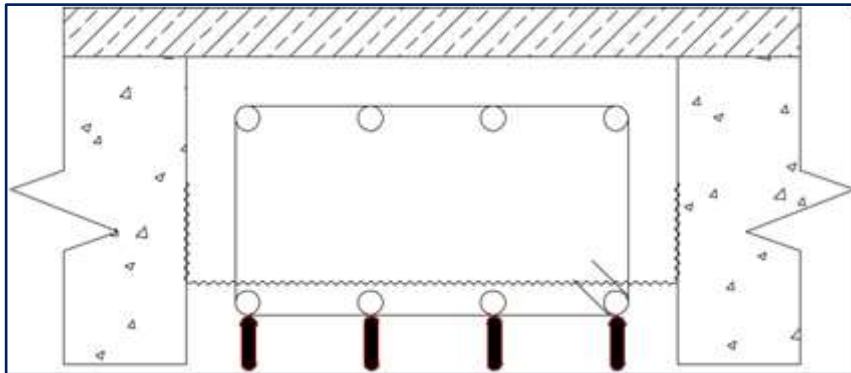
(Chirico, et al. 2012, p 58)

Podemos ver un sistema de refuerzo de flexión como cortante, en el cual se puede alcanzar aumentos en la resistencia.

## Preparación de la viga para la conexión de armaduras

En este tipo de vigas luego de descubrir por completo el acero original, es necesario soldar horquillas metálicas a lo largo de la viga donde luego se conectará el acero de refuerzo

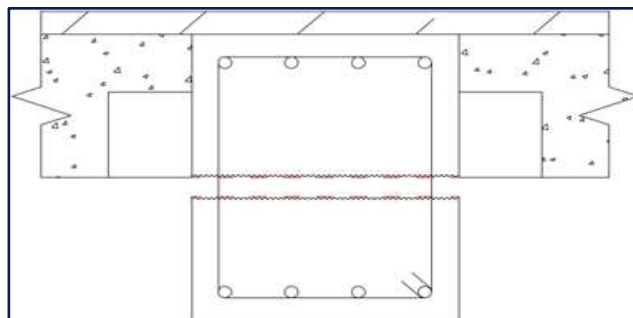
Figura 29 Preparación de viga para soldar horquillas metálicas



(Chirico, et al. 2012, p 59)

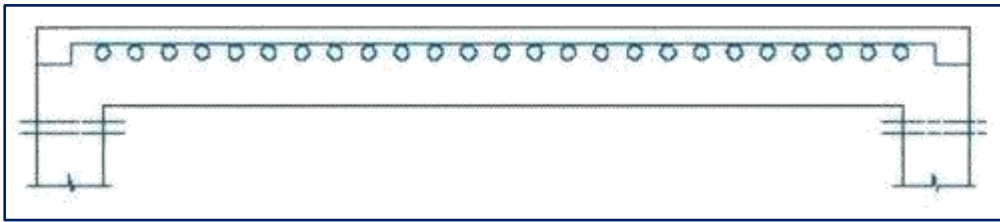
Partiendo de un previo diseño del refuerzo se debe tener la separación de los nuevos estribos de refuerzo en la viga, para proceder luego a perforar la viga transversalmente, a la altura donde se interceptan la viga con la losa, estos agujeros se rellenarán de resina epóxica y se dispondrán anclajes metálicos donde se colocarán los estribos luego. (Chirico, et al. 2012, p 59).

Figura 30 Preparación de viga para perforar transversalmente



(Chirico, et al. 2012, p 59)

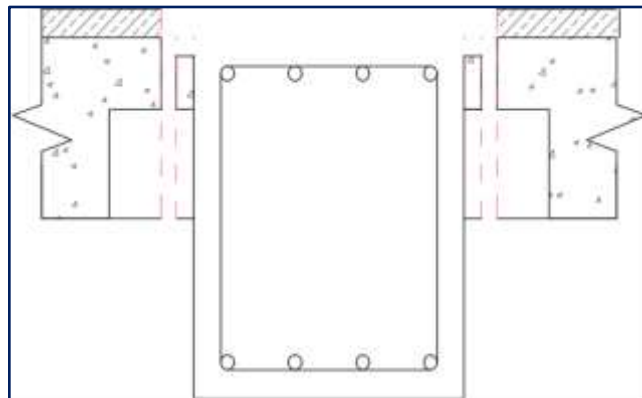
Figura 31 Perforaciones en viga



(Chirico, et al. 2012, p 60)

Este caso, aunque similar al anterior no es igual ya que las perforaciones deberán ser a través de las losas que se sostienen en las vigas y se debe descubrir por la parte superior de la viga y recubrir con resina epóxica.

Figura 32 - Perforaciones en viga a través de la losa



(Chirico, et al. 2012, p 60)

### Colocación de estribos

A diferencia de las columnas en las vigas es necesario posicionar y amarrar bien los estribos nuevos al elemento ya existente para que luego el acero longitudinal pueda apoyarse sobre estos.

En este caso no se utilizan estribos, se utilizan horquillas soldadas entre en acero nuevo y el original

Se colocarán estribos dejando los estribos y el refuerzo en general confinado a la parte inferior de la viga.



Se deben introducir los estribos y en la parte superior de la viga se removerá el recubrimiento para dar paso al estribo que reposará allí y luego recubrir tanto la parte superior como los agujeros perforados con resina epóxica.

### **Colocación de acero longitudinal de refuerzo**

Aunque los 3 casos anteriormente mencionados sean muy similares detallaremos la colocación del nuevo acero de refuerzo en cada uno de ellos:

Se colocará el nuevo acero longitudinal soldándolo a las horquillas metálicas ya soldadas al acero original.

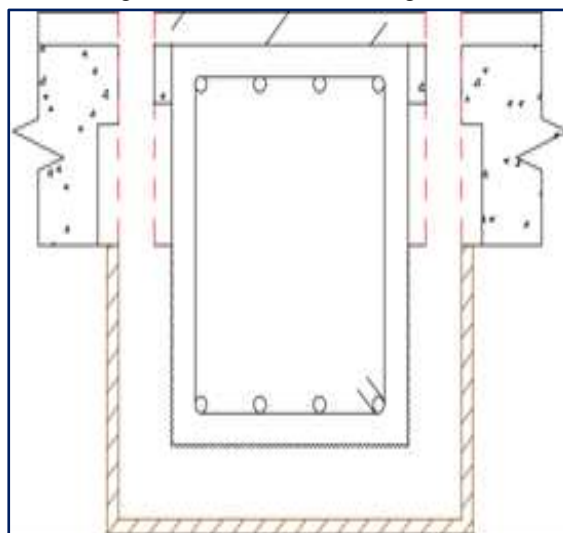
En este caso no se planteará la unión del acero mediante soldadura, simplemente se dejará descansar el acero longitudinal, previamente calculado, sobre los estribos ya colocados y en su lugar, se podrá amarrar el acero a los estribos con alambre para asegurar que no se mueva de su lugar durante el vaciado. (Chirico, et al. 2012, p 61).

Este procedimiento es igual al descrito para el caso “b”.

### **Colocación de encofrado.**

Se debe encofrar la viga por completo teniendo en cuenta que se debe perforar la losa o sección de losa inmediatamente superior al área de ensanchamiento de sección para poder vaciar el concreto por estos espacios.

Figura 33--- Encofrado de viga

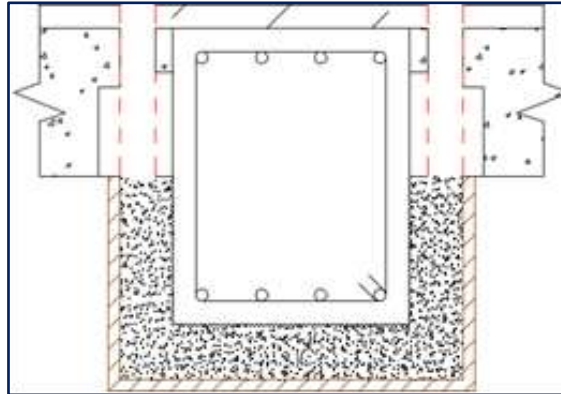


(Chirico, et al. 2012, p 62)

## Vaciado de concreto.

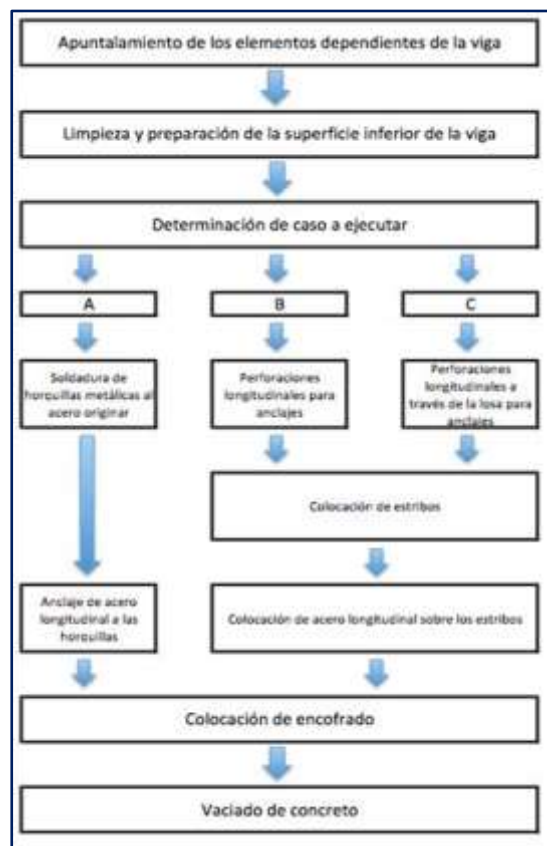
Se recomienda la utilización de un concreto para que no se contraiga y así sea Autocompactable, resistente y durable. Además, se sugiere utilizar un concreto que tenga un  $f'c$  mayor en 50 Kg/cm<sup>2</sup> que el utilizado en la viga original. Para el curado total del concreto debe pasar un lapso de 10 días.

Figura 34--- Vaciado de concreto



(Chirico, et al. 2012, p 62)

Figura 35--- Procedimiento del proceso constructivo



(Chirico, et al. 2012, p 63)

### **c. El Cierre de paños con Muros**

Cuando hablamos del refuerzo, podemos decir que consiste en aumentar la rigidez de la estructura, cerrando algunos vanos con muros de albañilería de una edificación.

Los muros serán de 25cm de espesor, los cuales encierran las columnas y vigas del paño a rellenar. (Gamerros, 2016, p 41).

#### **Formulación del problema:**

Ante ésta realidad existente, nos formulamos el siguiente problema general

¿Cuál es el nivel de vulnerabilidad sísmica del pabellón A de la Institución Educativa María Reiche Newmann distrito de Ate, Lima 2019?

Asimismo, los problemas específicos

PE-1.- ¿Cómo podemos determinar la vulnerabilidad sísmica en el pabellón A de la Institución Educativa María Reiche Newmann, según la Norma E-030-2018?

PE-2.- ¿Cuál es el nivel de desempeño estructural del pabellón A de la Institución Educativa María Reiche Newmann, según análisis estático no lineal-Pushover?

PE-3 – ¿Qué técnica se puede proponer para el reforzamiento estructural del pabellón A de la institución educativa María Reiche Newmann?

El presente estudio se justifica, porque busca asegurar la continuidad operativa de las edificaciones esenciales ya que están deben asegurar la vida de la población estudiantil cuando sea impactado por fuerzas sísmicas severas; con los lineamientos utilizados por el FEMA 440, ATC – 40, se pueden determinar condiciones de vulnerabilidad para poder proponer mediante estudios detallados, posibles soluciones y reforzamientos de las estructuras.

Estas metodologías son cada vez más usadas y están brindando análisis bien aproximadas; con el conocimiento de la vulnerabilidad estructural y el desempeño de la edificación evaluada, se puede brindar una propuesta de solución adecuada y se estaría brindando una edificación segura antes que se manifiesten los eventos sísmicos severos y garantizaría la seguridad de vida de los ocupantes.

## **Hipótesis**

Por ello, planteamos la siguiente hipótesis general:

El pabellón A de la institución educativa María Reiche Newmann, Ate 2019, presenta vulnerabilidad sísmica alta y requiere reforzamiento.

Asimismo, las hipótesis específicas

HE-1.- El pabellón A de la Institución Educativa María Reiche Newmann, mediante análisis estático y dinámico, no cumple con la norma E-030-2018.

HE-2.- El pabellón A de la Institución Educativa María Reiche Newmann, de acuerdo al análisis de desempeño, está en el colapso.

HE-3 – Con las técnicas de reforzamiento por encamisados, el pabellón A de la Institución Educativa María Reiche Newmann, mejora su desempeño.

## **Formulación de los objetivos**

Para el desarrollo de este trabajo nos proponemos como objetivo general:

Evaluar el nivel vulnerabilidad sísmica y proponer la técnica adecuada de reforzamiento de los elementos estructurales en el pabellón A de la Institución Educativa María Reiche Newmann, Ate, 2019.

Además de los objetivos específicos:

OE-1.- Determinar la vulnerabilidad sísmica del pabellón A de la institución educativa María Reiche Newmann, mediante análisis estáticos y dinámicos.

OE-2.- Determinar el nivel de desempeño estructural del pabellón A de la institución educativa María Reiche Newmann, mediante análisis estático no lineal Pushover.

OE-3 - Proponer técnicas de reforzamiento adecuada de los elementos estructurales en el pabellón A de la institución educativa María Reiche Newmann.

## **II. MÉTODO**

Cuando se habla de métodos cualitativos, podemos decir que es la forma de evaluar rápidamente las condiciones de la seguridad estructural de una obra. Ya que estos métodos reciben una clasificación por medio de la evaluación de parámetros, como la antigüedad de la edificación, su estado de conservación, sus características de los materiales empleados, los número de pisos construidos, su arquitectura y la estimación de resistencia en su base. (Hernández, 2014, p. 135.)

En cuanto a los métodos cuantitativos, son de recopilación de información, más precisa y más confiable al momento de poder investigar sobre la seguridad de un edificio frente a un sismo, ya que si no cumple con las normas vigentes no será resistente.

### **2.1. Tipo de investigación**

El presente trabajo se realizará la siguiente modalidad:

“Es descriptivo porque se selecciona la zona donde se realizará el estudio luego se describe todas las propiedades que se manifiestan en la variable en estudio (Vulnerabilidad sísmica, reforzamiento y albañilería confinada) tal y como se muestran en lo real para evaluar su comportamiento” (Rojas, 2017, p. 20).

Valderrama (2013, p. 165) expresa que el estatus vigente de los grupos de personas, es el estudio básico orientado por el interés de resolver las dificultades, así como de describir el producto y perfeccionar el desarrollo del estudio.

La investigación es aplicada, porque investiga el mejoramiento estructural de viviendas dañadas y con deficiencia estructural, para mejorarlas.

### **2.2. Diseño de investigación**

La investigación es No experimental, porque no hay modificación de las variables. Se revisan las particularidades de la Institución educativa para después analizarlos. Cuantitativo, porque la investigación es real y medible. Cualitativo, porque se recogieron datos a través de las entrevistas, encuesta y la observación” (Rojas, 2017, p. 20).

## **2.3. Variables, Operacionalización**

### **2.3.1. Variables**

Se realizó el análisis de las siguientes variables, las cuales son:

La Variable Independiente es:

Vulnerabilidad sísmica

La Variable Dependiente es :

Reforzamiento

### **2.3.2. Operacionalización:**

Según Hernández, Fernández, Baptista (2014), para realizar una Operacionalización correcta, las variables, deben definirse de forma conceptual y operacional; porque sin definición de las variables, no hay investigación (Añanca, 2018). Ver anexo 1 – Matriz de Operacionalización de las variables.

### Matriz de Operacionalización de las variables

**Evaluación de vulnerabilidad sísmica y propuesta de reforzamiento en el pabellón A de la institución educativa N° 1254 María Reiche Newmann Ate, Lima 2019.**

VARIABLES	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ESCALA DE MEDICIÓN	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS	
<b>Vulnerabilidad Sísmica</b>	La vulnerabilidad es el nivel de los daños que pueden presentar las edificaciones ante un sismo, dependiendo de las particularidades en una edificación y las técnicas constructivas aplicadas. (Rojas, 2017)	La vulnerabilidad sísmica fue estudiada en todas sus perspectivas, ya que los datos recogidos fueron establecidos en rangos de valoración (de 1 a 3), además se hicieron combinaciones con dichos valores.	Análisis estáticos y dinámicos Norma E-030	Cortante Basal	Nominal	Norma E-030	
				Modos de vibración	Nominal		
				Desplazamientos y Derivas.	Nominal		
<b>Reforzamiento</b>	Es el proceso de aumentar la capacidad de una estructura, incrementando elementos. Un refuerzo se caracteriza por el mejoramiento de las estructuras originales. (Soto ,E., 2008)	Previo a realizar un reforzamiento estructural, se debe realizar estudios preliminares donde se realiza un ensayo de diamantina, conociendo así la resistencia del concreto y la rigidez del elemento estructural, para luego proponer una técnica de reforzamiento.	Análisis estático no lineal - Pushover	Nivel de desempeño	Operacional 1A Operacional 1B Seguridad de vida Prevención de colapso	Nominal	Modelamiento software ETABS
				Reforzamiento estructural	Rigidez de la estructura	Nominal	

## **2.4. Población y muestra**

### **2.4.1. Población:**

La población, según Tamayo y Tamayo, (1997), se define como un total del estudio de un fenómeno o unidades de población que poseen características comunes. (p.114).

La investigación tiene como población todos los pabellones de la Institución Educativa N° 1254 – “María Reiche Newmann” ubicado en Ate.

### **2.4.2. Muestra:**

Es parte de la población que se investiga, mediante procedimientos podemos obtener una determinada cantidad con fórmulas, lógicas y otros. La muestra es conclusión es la parte que representa a la población (López, 2004).

En el presente proyecto, la muestra es seleccionada por el investigador tomando los criterios ya establecidos y en este caso la muestra será el pabellón A de la Institución educativa N° 1254 – “María Reiche Newmann”.

## **2.5. Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad**

### **2.5.1. Técnicas de recolección de datos**

En las técnicas encontramos respuestas de cómo realizar nuestra investigación, permitiéndonos la aplicación del método, donde la estructura de la investigación y entre sus principales rasgos tenemos: el diseño de investigación, instrumentos de recolección de datos, los sistemas de clasificación, así como también el procesamiento de datos. (Borja, 2012, p. 33).

Las técnicas fueron utilizadas de acuerdo a las metodologías FEMA 154, ensayos realizados en laboratorio, así como estudios de suelos, además del modelamiento con software ETABS.

### **2.5.2. Instrumentos de recolección de datos**

Estos instrumentos, son los apoyos para el cumplimiento del propósito de las técnicas. (Baena, 2017, p. 68).

Entre ellos tenemos: ficha de evaluación Fema 154, extracción de especímenes para ensayo de laboratorio del concreto (diamantina) de los elementos resistentes, estudio de suelos y el modelamiento ETABS.



### **2.5.3. Validez**

Es el grado del instrumento que mide la variable, pretendiendo medir el grado de evidencia que justifique la interpretación que se va a realizar. (Vara, 2012, p. 246)

La investigación tiene validez ya que la metodología FEMA se utiliza frecuentemente en los E.E.U.U., determinando así la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones, además que ha sido utilizada por diferentes tesis e investigadores tanto a nivel nacional como internacional; asimismo ha sido revisada por el asesor encargado del tema.

Los estudios de ensayos en laboratorio y los estudios de mecánica de suelos se están realizando en laboratorios de confiabilidad como el Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Universidad Nacional de Ingeniería - UNI.

### **2.5.4. Confiabilidad**

Confiabilidad se refiere a la consistencia de las puntuaciones obtenidas por las mismas personas cuando son examinadas en varias ocasiones con los mismos cuestionarios, también menciona que es como una capacidad de instrumento que arroja medidas congruentes de una medición (Bernal, 2010, p. 248).

Existen formatos y patrones estandarizados, que se han aplicado en la recolección de datos.

Los informes de los ensayos y estudios son refrendados por profesionales.

## **2.6. Métodos de análisis de datos**

Para analizar los datos, mediante el método cuantitativo que trata de una estadística descriptiva e inferencial el investigador confía en los procedimientos estandarizado de la investigación cuantitativa (Hernández, 2010, p. 196).

Según el Plan Nacional de Infraestructura Educativa al 2025- PNIE, la metodología utilizada se fundamenta en el análisis del riesgo sísmico de la infraestructura y para ello, analizan profundamente la vulnerabilidad sísmica ya que no existe otra suficiente información para evaluar el riesgo frente a otras amenazas naturales.

En el análisis de la vulnerabilidad sísmica el estudio muestra el conocimiento del tiempo de antigüedad de la infraestructura, el ejecutor de la obra y la tipología estructural de las edificaciones.

De conformidad con la Resolución Ministerial N° 071-2017-MINEDU, se ha establecido un Programa de mantenimiento y reforzamiento de las edificaciones educativas, para ello en el anexo 2 de la misma resolución han elaborado un formato que contiene los parámetros de recojo de información para el conocimiento de la vulnerabilidad y tales formatos se asemejan bastante a los criterios usados por el FEMA 154. Anexo 3

## **2.7. Procedimiento de la investigación**

El primer análisis, estará dirigido a evaluar la vulnerabilidad sísmica de la institución educativa N° 1254 - María Reiche Newmann distrito de Ate, determinando una base de datos obtenidos directamente en campo de la institución educativa durante nuestra visita en forma visual rápida con la Ficha FEMA 154. La respectiva evaluación y análisis se hará sólo en el pabellón A de la Institución Educativa.

Seguidamente, se dibujara en AUTOCAD civil 2018, los planos de arquitectura de la institución, los cortes y las elevaciones del pabellón en estudio, empleándolo para poder determinar el comportamiento de la estructura y su vulnerabilidad sísmica. Además de realizarse los planos de la estructura del pabellón, que servirá para su posterior modelación.

Al finalizar, se modelará un plano estructural en ETABS 2017.0.1, para poder determinar el comportamiento de la estructura de estudio con un sistema estructural dual, estableciendo las distorsiones que se dan entre piso, así como la fuerza cortante que se da en la base y el periodo sean resultados que se puedan verificar con las normas vigentes del RNE.

## **2.8. Aspectos éticos**

Para elaborar la presente tesis se pidió permiso al director, docentes encargado de la institución educativa, presentando una solicitud a la dirección siendo esta aceptada para su posterior evaluación.

Asimismo, para la presente investigación se utilizaron teorías relacionados al tema respetando las distintas fuentes de información y citando bajo las normas ISO-690.

### III. RESULTADOS

#### 3.1. Verificación estructural de la institución educativa N° 1254 – María Reiche Newmann

##### 3.1.1. Metodología FEMA

De las visitas realizadas a la institución educativa N° 1254 - María Reiche Newmann, se realizó la inspección de los 5 pabellones de material noble que albergan entes vulnerables, las inspecciones se realizaron utilizando los formatos Fema N° 154, obteniendo os siguientes valores:

Tabla N° 8 – Consolidado del análisis FEMA a la institución educativa N° 1254 – María Reiche Newmann

Institución Educativa N° 1254 - María Reiche Newmann											
Tipo de construccior											
C-1:Edificios con pórticos de concreto											
C-3: Edificios de concreto reforzado y rellenos con muros de mampostería											
				TIPO DE CONSTRUCCION		TIPO DE SUELO		IRREGULARIDAD		PUNAJE FINAL	
Pabellón	Pisos	Niveles	Área	C1	C3	C1	C3	C1	C3	C1	C3
A	2	Prim/secund	138.85 m2	2.5	1.6	0.6	0.4	0.5	0.5	1.4	0.7
B	2	Prim/secund	221.25 m2	2.5	1.6	0.6	0.4	0	0	1.9	1.2
C	3	Prim/secund	221.25 m2	2.5	1.6	0.6	0.4	0	0	1.9	1.2
D	2	Prim/secund	138.85 m2	2.5	1.6	0.6	0.4	0	0	1.9	1.2
E	2	Prim/secund	161.25 m2	2.5	1.6	0.6	0.4	0	0	1.9	1.2
				Evaluación detallada requerida		PUNAJE FINAL					
						C1 - C3					
						0.7					

Fuente: Elaboración propia

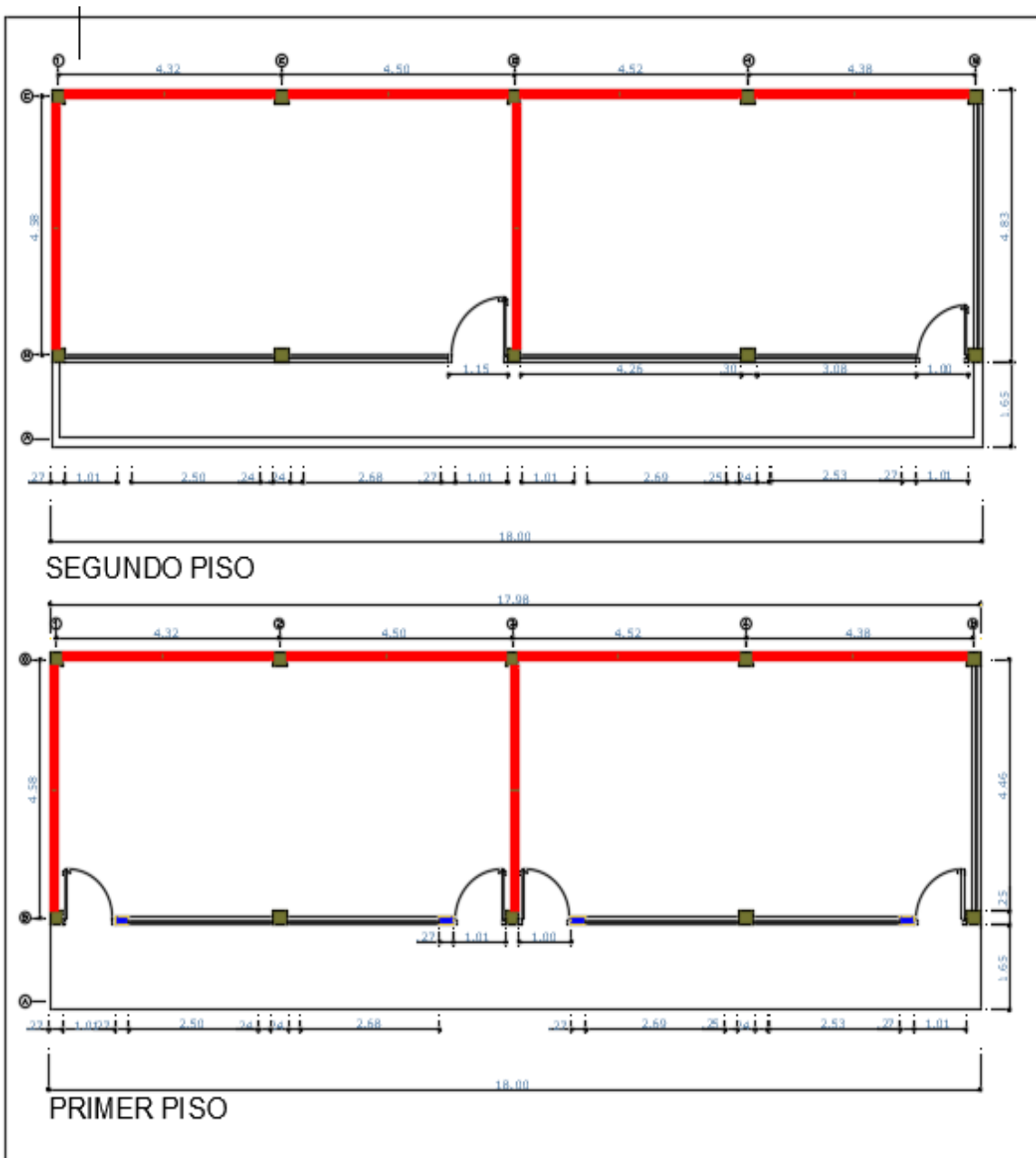
El resultado de la recolección de datos con la utilización de los formularios de Evaluación Visual Rápida – FEMA, se contrasta con los valores determinados en el Manual FEMA según el siguiente detalle:

- si el índice es menor o igual a dos ( $\leq 2$ ) hay que utilizar un método más minucioso
- si el índice es mayor a dos ( $> 2$ ) no se necesita reforzarlo.
- si el índice es dos (2) indica que la edificación tiene una posibilidad de 1 a 10 de que colapse.

Con estos resultados, se determina que el Pabellón A presenta deficiencias estructurales que merecen realizarse un estudio más detallado.

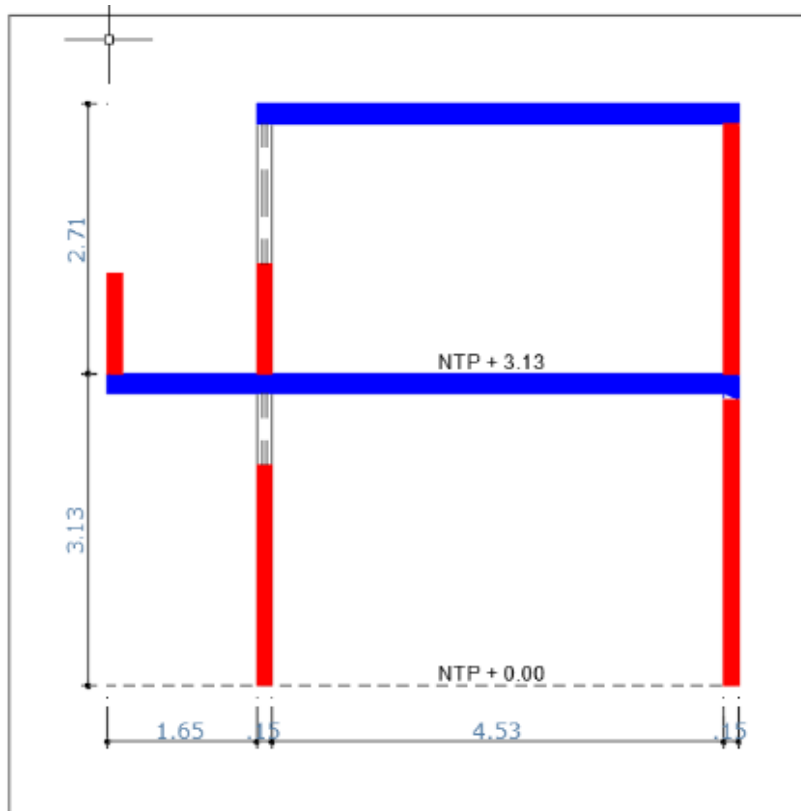
Se procedió a elaborar el plano con ayuda del software AutoCAD 20108 de la edificación en evaluación, para poder realizar el análisis y modelamiento por software Etabs 2017.0.1.

Figura 36: vista de planta del pabellón A de la institución educativa N° 1254 – María Reich Newman



Fuente: Elaboración propia

Figura 37: vista en elevación del pabellón A de la institución educativa N° 1254 – María Reich Newman



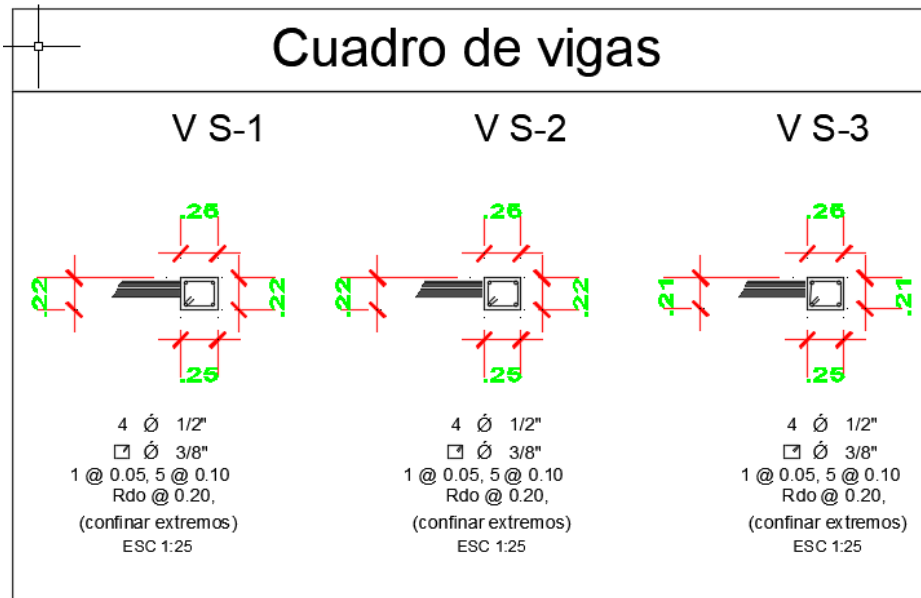
Fuente: Elaboración propia

Figura 38: Detalle de columnas del pabellón A de la Institución educativa N° 1254 – María Reiche Newmann

		Cuadro de columnas		
		ESC 1:25		
TIPO		C-1	C-2	C-3
PISOS	ACERO	4 Ø 1/2"	4 Ø 1/2"	4 Ø 1/2"
	ESTRIBOS	2 □ Ø 3/8" 1 @ 0.05, 5 @ 0.10 Rdo @ 0.20,	2 □ Ø 3/8" 1 @ 0.05, 5 @ 0.10 Rdo @ 0.20,	2 □ Ø 3/8" 1 @ 0.05, 5 @ 0.10 Rdo @ 0.20,
DIMENSION		 confinamiento □ ambos extremos	 confinamiento □ ambos extremos	 confinamiento □ ambos extremos

Fuente: Elaboración propia

Figura 39: Detalle de vigas del pabellón A de la Institución educativa N° 1254 – María Reiche Newmann



Fuente: Elaboración propia

### Caracterización del edificio con ETABS

El primer pabellón A, consta de cuatro aulas en dos pisos o niveles y fue construido en 1991 financiado por INIED, el segundo pabellón además de los servicios higiénicos fueron construidos el año 1992 financiados por FONCODES, el tercer pabellón y una losa deportiva fue construido en 1995 financiado por IMBERMET y posteriormente dos aulas fueron construidas con el financiamiento de Cooperación Popular y el año 1998 los padres de familia han construido dos pabellones más, bajo la modalidad de la autoconstrucción sin asistencia técnica.

El sistema estructural empleado en su construcción son pórticos de concreto en uno de los ejes y en el eje transversal de albañilería confinada.

De acuerdo a la Norma E. 030 actual de diseño sismorresistente, la categoría de uso es de edificaciones esenciales.

### Normas aplicables

Para el diseño estructural del módulo sistémico se tomaron en cuenta las siguientes exigencias del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), en sus normas estructurales.

- Norma técnica de Edificación E.020. Cargas
- Norma técnica de Edificación E.030. Diseño Sismorresistente

- Norma técnica de Edificación E.050. Cimentaciones
- Norma técnica de Edificación E.060. Concreto Armado
- Norma técnica de Edificación E.070. Albañilería

Tabla 9.- Categorías y usos de las edificaciones

Categoría	Descripción	Factor
A Edificaciones esenciales	<p><b>A2</b> - Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que pueden servir de refugios después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones:</p> <p>Establecimientos de salud</p> <p>Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transportes, locales municipales, centrales de telecomunicaciones.</p> <p>Establecimiento de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía.</p> <p>Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de aguas.</p> <p><b>Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades.</b></p> <p>Edificaciones cuyo colapso puede presentar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de material inflamables o tóxicos.</p> <p>Edificios que almacén archivo e información esencial del estado.</p>	1.5

Fuente. - Tomado de (Norma E-030-2018, p 13)

### Materiales utilizados

El material en los elementos resistentes (vigas y columnas) es de concreto, los cuales fueron sometidos a ensayos de testigos diamantinos según la norma ASTM C-42.

- De las columnas se extrajeron 3 especímenes o testigos de los dos ejes.
- De las vigas se extrajeron 3 especímenes o testigos de los ejes del primer piso.

### Evaluación de resultados:

Según Reglamento ACI, el concreto de la zona de las pruebas de probetas, se determinan estructuralmente adecuada, si el promedio de los tres valores obtenidos, es por lo menos igual al 85% de la resistencia especificada ( $f'c$ ) y ninguna probeta tiene una resistencia menor del 75% de la resistencia especificada ( $f'c$ ).

Entonces los resultados obtenidos al NO CUMPLIR con los parámetros indicados, evidencian que, ante la manifestación de sismos, presentarían fallas en los elementos estructurales.

Tabla 10: Características de los materiales

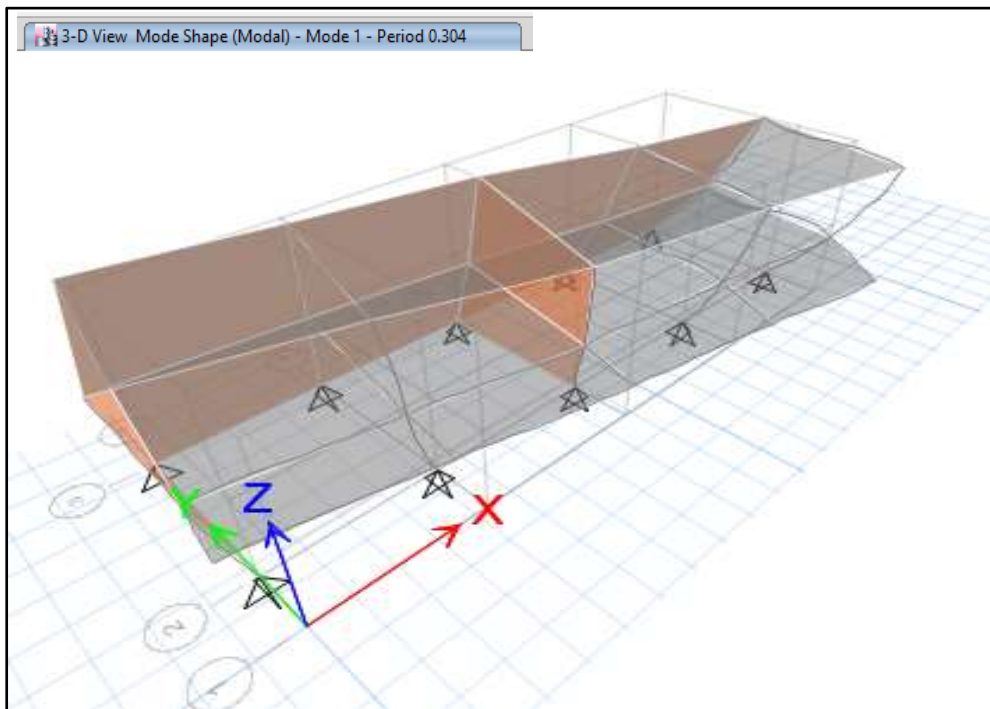
F'ý de acero	4200 Kg/cm <sup>2</sup>	Datos de la norma
F'c de vigas	55.7 Kg/cm <sup>2</sup> (E= 217370 kg/cm <sup>2</sup> )	Obtenido en el laboratorio
F'c de columnas	52.4 Kg/cm <sup>2</sup> (E= 217370 kg/cm <sup>2</sup> )	Obtenido en el laboratorio
Albañilería	F'm= 35kg/cm <sup>2</sup> (E= 32500 kg/cm <sup>2</sup> )	Datos de norma

Fuente: Elaboracio propia

### 3.2. Análisis sísmico estático y dinámico de Pabellón A de la IE N° 1254 María Reiche Newmann

Realizaremos el modelamiento de la estructura del pabellón A de la institución educativa María Reiche Newmann, para poder determinar los periodos y modos de vibración de la edificación de vibración.

Figura N° 40 Modelamiento de la edificacion , periodo y modo de vibracion



Fuente: Elaboración propia



## Cortante basal

Resultado de las cortantes basales de entrepiso, NO CUMPLEN con lo dispuesto en la norma E-030, referente a las cortantes mínimas.

Tabla 11: Comparación de cortantes basales sin escalar

	Direccion X	Direccion Y
Cortante estatico	166.59	166.59
Cortante dinamico	110.54211	105.0794
% del cortante estatico	149.931	149.931
factor de escala	1.35632475	1.42683533

Fuente: Elaboración propia

Se aprecian los valores del cortante dinámico que dan como resulta datos menores al 90 % los correspondientes a los valores del método estático. Es necesario escalar.

## Modos de vibración y masa participativa

En cada dirección se consideran aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa de la estructura (Norma E-030).

Tabla 12: Periodos fundamentales y masa participativa del Pabellón A, sin reforzar

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	0.304	0.098	0.4064	0	0.098	0.4064	0
Modal	2	0.138	0.28	0.4319	0	0.378	0.8383	0
Modal	3	0.124	0.0026	0.0723	0	0.3806	0.9106	0
Modal	4	0.094	0.5724	0.0397	0	0.953	0.9504	0
Modal	5	0.058	0.0166	0.0456	0	0.9696	0.996	0
Modal	6	0.04	0.0304	0.004	0	1	1	0

Fuente: Elaboración propia

Como se puede observar, la suma de las masas efectivas en los tres (03) primeros modos de vibración son menores al 90% de la masa total de la estructura, lo cual NO CUMPLE con lo especificado en la Norma E.030.

Tabla 13: Pesos iniciales de la edificaciones en Kg.

Story	Diaphragm	Mass X Kg	Mass Y Kg	Mass Moment of Inertia ton/m2	X Mass Center m	Y Mass Center m
Story2	D2	55690.92	55690.92	2009.0282	8.634	4.2658
Story1	D1	113547.96	113547.96	4340.4797	8.8111	3.2987

Fuente: Elaboracio propia

Pesos de la edificación modelada, en el programa Etabs 2017.0.1

Peso del 1° piso = 113.54 tn

Peso del 2° piso = 55.69 tn

Peso total = 169.23 tn

Existe diferencia entre pesos del primer y segundo piso, esto se debe porque en el pabellón A, tiene voladizo (pasadizo), en su primer nivel.

La hoja de cálculo (Excel) nos ayuda a hallar la distribución de las fuerzas de altura de la edificación, con los valores ya mencionados, mediante su fórmula según la norma E.030 – 2018.

Tabla N°14 - Calculo de fuerzas en la altura para el análisis sísmico longitudinal

analisis sismico (longitudinal)			T = 0.304seg.		
SISMO X-X					
Z	0.45		% del peso	22.15	22%
U	1.5				
C	2.5				
S	1.05		V=ZUCSP/R	40.53	
R	8				
P	183 ton				
entrepiso	h	h(al piso)	peso	pi*(hi)^k	
	2	3.13	5.84	55.69	325.23
	1	2.71	2.71	113.55	307.71
				632.94	40.53

Fuente: Elaboración propia

La fuerza cortante en la base es de 40.53 toneladas y se divide en 19.0 toneladas, en el primer entrepiso y 20.83 toneladas en el segundo entrepiso.

Tabla N°15 - Cálculo de fuerzas en la altura para el análisis sísmico transversal

análisis sísmico (transversal)					T = 0.138seg.	
SISMO Y-Y						
Z	0.45			% del peso	59.06	59%
U	1.5					
C	2.5					
S	1.05			V=ZUCSP/R	108.08	
R	3					
P	183 ton					
entrepiso	h	h(al piso)		peso	pi*(hi)´k	
2	3.13	5.84		55.69	325.23	55.54
1	2.71	2.71		113.55	307.71	52.55
					632.94	108.08

Fuente: Elaboración propia

La fuerza cortante en la base en el sentido transversal da igual a 108.08 toneladas y la distribuye en 52.55 toneladas, en el primer entrepiso y en el segundo entrepiso de 55.54 toneladas.

### Verificación de Irregularidades

La Norma E-030, se indica que el factor de reducción sísmica (R), es el producto del coeficiente básico de reducción (R<sub>0</sub>), de conformidad con el sistema constructivo utilizado y los factores de irregularidades en planta (I<sub>p</sub>) y la irregularidad en altura (I<sub>a</sub>), de acuerdo a la siguiente formula:

$$R = R_0 * I_a * I_p$$

### Irregularidad torsional

La Norma E-030-2018, compara las distorsiones máximas con relación al centro de masa, calificándola como irregular torsional si la distorsión es mayor a 1.20; además dice que si la distorsión máxima es mayor que 1.50 la irregularidad torsional es extrema. Ver la figura:

Figura 41: Consideraciones para irregularidad torsional

<b>Irregularidad</b> <b>Torsional <math>I_p = 0.75</math></b>
$\Delta_{max} > 1.2 \Delta_{CM}$ y $\Delta_{max} > 0.5 \Delta_{permisible}$
<b>Irregularidad</b> <b>Torsional Extrema <math>I_p = 0.60</math></b>
$\Delta_{max} > 1.5 \Delta_{CM}$ y $\Delta_{max} > 0.5 \Delta_{permisible}$

Fuente: Norma E-30

Con el modelamiento con el software ETABS 2017.0.1, se puede observar que en el primer modo de vibración existe torsión.

### Desplazamientos y derivas

Las distorsiones de entre piso de la estructura son como sigue:

No cumple en el eje X, en el primer piso.

Tabla 16: Deriva en X corregida presenta irregularidad torsional

Sentido X			0.75*R			
		Desplazamiento (m)	corregido	deriva corregida		
piso 2	5.84	0.004067	0.00915075	0.000710942		
piso1	2.71	0.003078	0.0069255	0.002555535		NO CUMPLE

Fuente: Norma E-30

No cumple en el eje Y, en el primer piso

Tabla 17: Deriva en Y corregida presenta irregularidad torsional

Sentido Y						
		Desplazamiento (m)	corregido	deriva		
piso 2	5.84	0.021555	0.04849875	0.006632109		
piso1	2.71	0.012329	0.02774025	0.010236255		NO CUMPLE

Fuente: Norma E-30

Se observa que, al comparar las distorsiones máximas con relación al centro de masa, existe irregularidad torsional extrema en ambos sentidos.

Tabla 18: Derivas en X, con respecto al centro de masa

Sentido X							
		Desplazamiento	corregido	deriva CM	DERIVA MAXIMA	DERIVA CM*1.2	DERIVA CM*1.5
piso 2	5.84	0.002341	0.00526725	0.00042412	0.000710942	0.000508946	0.000636182
piso1	2.71	0.001751	0.00393975	0.00145378	0.002555535	0.001744539	0.002180673

Fuente: Elaboración propia

Tabla 19: Derivas en Y, con respecto al centro de masa.

Sentido Y							
		Desplazamiento	corregido	deriva CM	DERIVA MAXIMA	DERIVA CM*1.2	DERIVA CM*1.5
piso 2	5.84	0.008463	0.01904175	0.00248578	0.006632109	0.002982939	0.003728674
piso1	2.71	0.005005	0.01126125	0.00415544	0.010236255	0.004986531	0.006233164

Fuente: Elaboración propia

### Escalando las cortantes basales

La norma E-030, establece que cada dirección analiza la fuerza cortante del primer entrepiso, que no podrá ser inferior al 80 %, para las estructuras regulares, ni inferior al 90 % para estructuras irregulares. Si se quiere incrementar se debe cumplir los lineamientos mínimos, donde se deberán escalar proporcionalmente, excepto por los desplazamientos.

Escalamos las cortantes basales, castigando a toda la estructura con el peso de la gravedad por 1.35 en el eje X y por 1.42 en el eje Y.

Se puede observar que al realizar el comparativo escalado, se logra cumplir con la cortante mínima, señalada en la Norma E-030.

Tabla 20: Cortantes analizado con el factor de escala

	Direccion X	Direccion Y
Cortante estatico	166.59	166.59
Cortante dinamico	149.93	149.933
% del cortante estatico	149.931	149.931

Fuente: Elaboración propia

Con estos resultados de cortantes escaladas, se vuelve a analizar las derivas y distorsiones después de escalar las cortantes basales en ambas direcciones.

Tabla 21: Derivas después de escalar en eje X, NO CUMPLE

Sentido X						
		Desplazamiento (m)	corregido	deriva		
piso 2	5.84	0.009186	0.0234243	0.00181677		
piso1	2.71	0.006956	0.0177378	0.00654531		NO CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Tabla 22: Derivas después de escalar en eje Y, NO CUMPLE

Sentido Y						
		Desplazamiento (m)	corregido	deriva		
piso 2	5.84	0.0511211	0.130358805	0.01777757		NO CUMPLE
piso1	2.71	0.0293	0.074715	0.02757011		NO CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Tabla 23: Comparando con la deriva limite

DERIVA LIMITE		0.005
	-0.012777573	
	-0.022570111	

Fuente: Elaboración propia

Se observa que no cumple con el límite de distorsiones que se establece en la norma E-030, por lo tanto, necesita reforzamiento en ambas direcciones.

Tabla 24: Limites de distorsiones

DISTORSIONES LIMITES DE ENTREPISO	
Mterial predominante	( $\Delta_i / h_{ei}$ )
Concreto armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005

Fuente: Norma E-30

### 3.3. Verificación de los elementos estructurales y propuesta de reforzamiento.

#### 3.3.1. Densidad de muros

Según la Norma E-070- Albañilería, la densidad mínima de los muros portantes se reforzaran en cada dirección del edificio se obtienen realizando la siguiente expresión

$$\frac{\text{Area de Corte de los Muros Reforzados}}{\text{Area de la Planta Típica}} = \frac{\sum L_t \cdot Z \cdot U \cdot S \cdot N}{A_p \cdot 56}$$

Fuente: Norma E-070

De no cumplirse, podrá cambiar el espesor en algunos de los muros agregando placas de concreto armado.

#### Muro existente:

Tabla N° 25: Cálculo de espesor efectivo de muro sin reforzar

Dirección "X"				Dirección "Y"					
Muro	Longitud y espesor efectivo de muros (m)		Área de muros portantes Lt (m <sup>2</sup> )	Material	Muro	Longitud y espesor efectivo de muros (m)		Área de muros portantes Lt (m <sup>2</sup> )	Material
	0.13	0.23				0.13	0.23		
1X	17.72		2.3036	ALBAÑILERÍA	1Y	4.58		0.5954	ALBAÑILERÍA
					2Y	4.58		0.5954	ALBAÑILERÍA
					3Y	4.58		0.5954	ALBAÑILERÍA

$$\frac{Z * U * S * N}{56} = 0.0253125$$

$$\frac{\sum L.t}{A_p} \quad \begin{array}{l} \text{DIRECCION EN X} = 0.02838428 \text{ CUMPLE} \\ \text{DIRECCION EN Y} = 0.02200903 \text{ NO CUMPLE} \end{array}$$

Fuente: Elaboración propia

#### Predimensionamiento de nuevo muro

Según norma E.070, se busca tener un área o espesor efectivo (t) del muro que pueda soportar las cargas gravitacionales y axiales que ejerzan sobre él, según esta fórmula (San Bartolomé, 2014, p. 205).

$$t > \frac{h}{20}$$

Fuente: San Bartolomé 2014

Muro de albañilería en el eje E-Y, con un espesor efectivo de 0.23 m.

Tabla N° 26: Calculo de espesor efectivo de NUEVO muro.

Dirección "X"					Dirección "Y"				
Muro	Longitud y espesor		Área de muros	Material	Muro	Longitud y espesor		Área de muros	Material
	0.13	0.23				0.13	0.23		
1X	17.72		2.3036	ALBAÑILERÍA	1Y	4.58		0.5954	ALBAÑILERÍA
					2Y		4.58	1.0534	ALBAÑILERÍA
					3Y	4.58		0.5954	ALBAÑILERÍA

$$\frac{Z * U * S * N}{56} = 0.0253125$$

$$\frac{\sum L \cdot t}{A_p} \begin{matrix} \text{DIRECCION EN X} - 0.02838428 \text{ CUMPLE} \\ \text{DIRECCION EN Y} - 0.02765237 \text{ CUMPLE} \end{matrix}$$

Fuente: Elaboración propia

### 3.3.2. Esfuerzo axial en muros

Según San Bartolomé (2014), el esfuerzo axial máximo y el esfuerzo actuante ( $\sigma_m$ ) es producido por la carga de gravedad máxima de servicio ( $P_m$ ), incluyendo el 100% de sobrecarga, será inferior a  $0.15 f_m$ , para que no se reduzca la ductilidad del muro ante sollicitaciones sísmicas severas, según la siguiente formula:

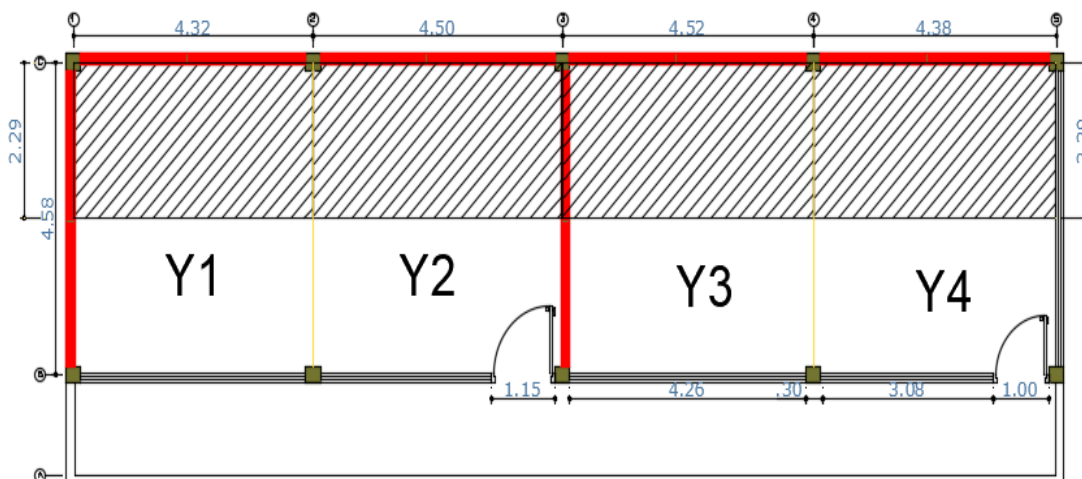
Fórmula para cálculo de esfuerzo axial en muros

$$\sigma_m = \frac{P}{L * t} \leq 0.2 f_m \left[ 1 - \left( \frac{h}{35 * t} \right)^2 \right] \leq 0.15 f_m$$

Fuente: Norma E-070.

### Análisis de muros por esfuerzos axiales

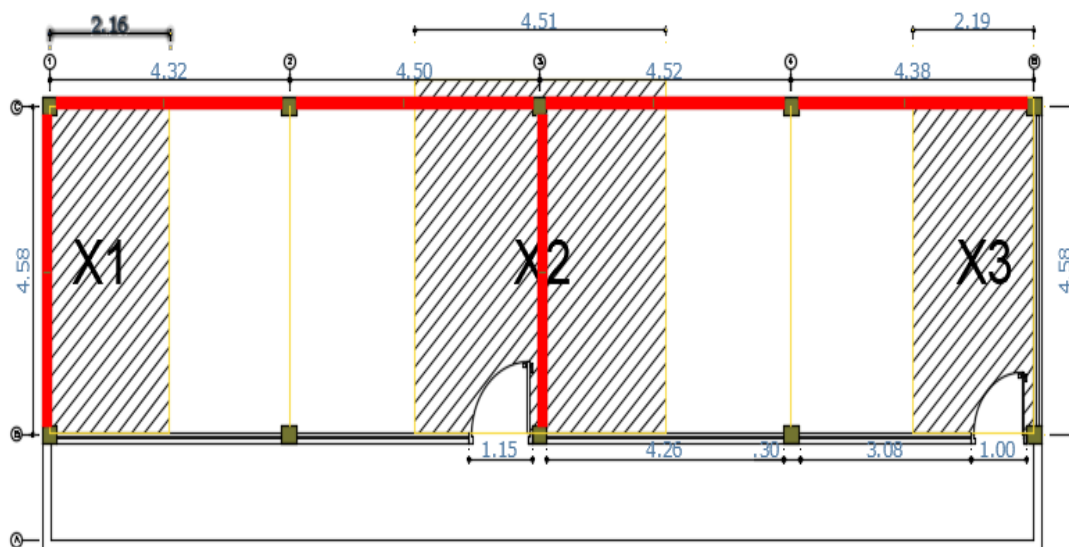
Figura 42: Calculo de esfuerzos axiales en muros Eje X.



Fuente: Elaboración propia.



Figura 43: Calculo de esfuerzos axiales en muros Eje Y



Fuente: Elaboración propia.

Considerando el valor máximo del esfuerzo axial ( $\sigma_m$ ) se limita a a  $0.15f'm$  para que no se reduzca la ductilidad del muro; es necesario que la relación  $Pm/L*t$ , nunca exceda del límite de  $0.15f'm$ . (San Bartolomé, 2014, p. 207).

Tabla 27: Cuadro de resumen de esfuerzo axial ( $\sigma_m$ ) en sentido X y Y

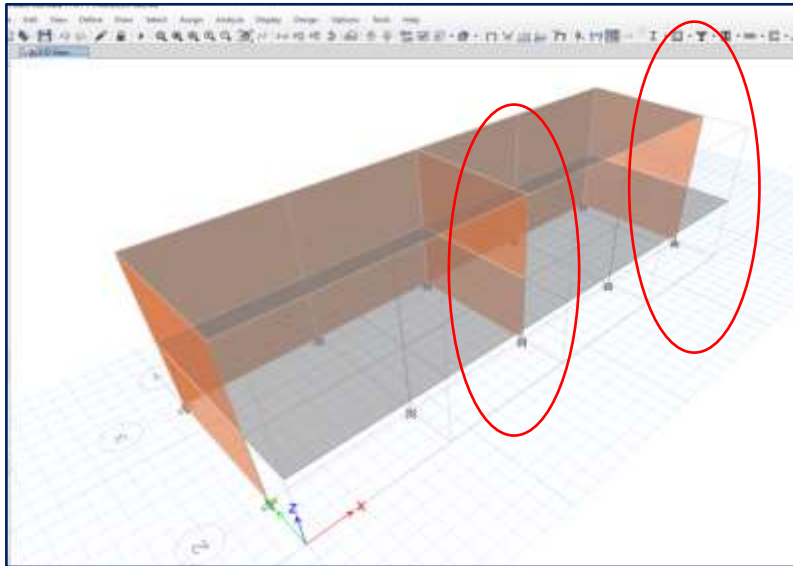
tramo	$\sigma_m = Pm/L*t$	$0.2 * F'm * (1 - (h/35*t)^2)$	$0.15 * F'm$	$\sigma_m$ Máximo
1X	61.38	45.16	52.50	No conforme
2X	114.71	45.16	52.50	No conforme
3X	62.06	45.16	52.50	No conforme
1Y	37.55	45.16	52.50	Conforme
2Y	36.05	45.16	52.50	Conforme
3Y	35.89	45.16	52.50	Conforme
4Y	37.04	45.16	52.50	Conforme

Fuente: Elaboración propia

### 3.3.3. Modelamiento del nuevo muro con el Etabs 2017.0.1.

Modificamos el muro de la dirección C-Y, construyendo un muro con espesor efectivo de 0.23 m y agregamos un muro en la última dirección E-Y, espesor efectivo 0.13 m. con la finalidad de restablecer o incrementar la resistencia, la ductilidad y la rigidez lateral de la edificación evaluada.

Figura 44: Creación de muro en ejes C-Y y E-Y



Fuente: Elaboración propia.

Observamos que en el eje Y, que es traslacional y hace participar a más del 90% de la masa a partir del segundo modo de vibración, lo cual CUMPLE con la norma E030-2018.

Periodo fundamental en el eje X = 0.138 y en el eje Y= 0.133, con lo cual se determina que los periodos fundamentales han mejorado considerablemente, respecto a lo indicado en la norma E-030; además se observa que la el 90% de la masa participa a partir del segundo modo de vibración.

Tabla 28: Periodos fundamentales y masa participativa

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	0.138	0.5157	0.0011	0	0.5157	0.0011	0
Modal	2	0.133	0.0007	0.905	0	0.5164	0.9062	0
Modal	3	0.087	0.4267	2.73E-06	0	0.9431	0.9062	0
Modal	4	0.059	0.0343	2.30E-05	0	0.9774	0.9062	0
Modal	5	0.056	4.54E-06	0.0938	0	0.9774	1	0
Modal	6	0.037	0.0226	0	0	1	1	0

Fuente: Elaboración propia.

### 3.4. Análisis de losa aligerada del Pabellón A de la IE N° 1254 María Reiche Newmann

#### Análisis de losa aligerada para corredores – pasadizo

De acuerdo con (Abanto 2017, p 155), dependiendo de las luces libres de las ambientes a techar y considerando las sobrecargas normales, el espesor de las losas se toman de la siguiente tabla:

Tabla 29: Espesor de losas, según luces a techar y cargas normales.

Luz libre (m): $L_n$	Espesor de aligerado (m): e	Altura del ladrillo (m) : H
$L_n \leq 4$	0.17	0.12
$4 < L_n \leq 5$	0.20	0.15
$5 < L_n \leq 6.5$	0.25	0.20
$6.5 < L_n \leq 7.5$	0.30	0.25

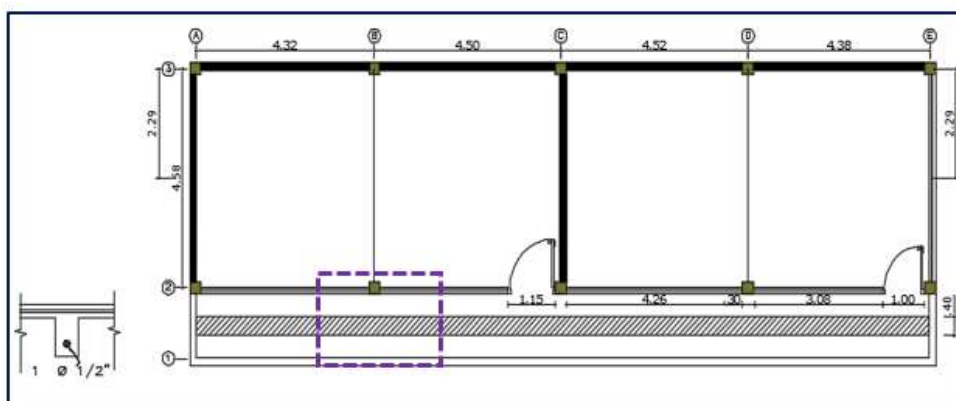
Fuente: Libro de Abanto 2017 p 155

En el caso de nuestro, para el análisis de la losa aligerada en el pasadizo, determinamos un área tributaria que vamos tomar una sección de 0.4 m x 1.0 m, los resultados se aplicarán en las demás áreas de la losa.

$$Q \text{ kgf} / \text{m}^2$$

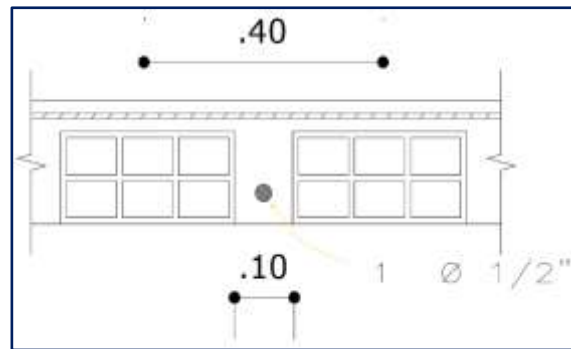
La carga de la losa en este caso estará dada; por la carga en un metro cuadrado que actual en la losa, por la carga del área tributaria que en este caso es un área de forma rectangular dividida entre la longitud de la losa, con ello se busca formar una carga distribuida.

Figura 45: Área tributaria de losa corredor.



Fuente: Elaboración propia

Figura 46: Sección de la losa a estudiar



Fuente: Elaboración propia

Sobre la losa actúa en una carga por metro cuadrado, que considera la carga por peso propio y la sobrecarga del uso de la edificación en un metro cuadrado.

Tabla N° 30: Metrado de losa para corredores

<b>Carga Muerta</b>	
Peso acabados	100 kg/m <sup>2</sup>
Peso ladrillo	63 Kg/cm <sup>2</sup>
∑ peso propio	163kg/cm <sup>2</sup>
∑ peso propio * 0.40	65.2 kg/cm <sup>2</sup>
Total	0.0652 tn/m
<b>Carga Viva</b>	
Corredores	0.4 x 0.4 = 0.16 tn/m
Aula	0.25 x 0.4 = 0.1 tn/m
Techo	0.1 x 0.4 = 0.04 tn/m
∑ peso propio * 0.40	65.2 kg/cm <sup>2</sup>
Total	0.0652 tn/m

Fuente: Elaboración propia

Finalmente se carga la losa con las cargas correspondientes en estado límite de servicio.

### **Cálculo de solicitaciones**

En el cálculo de solicitaciones del momento flector y de cortante en la viga se debe mayorar las cargas según requerimientos de la norma. En este caso la según la Norma E-030 pide una mayoración de cargas de 1.4 para peso propio y carga muerta; y 1.7 para la carga viva.

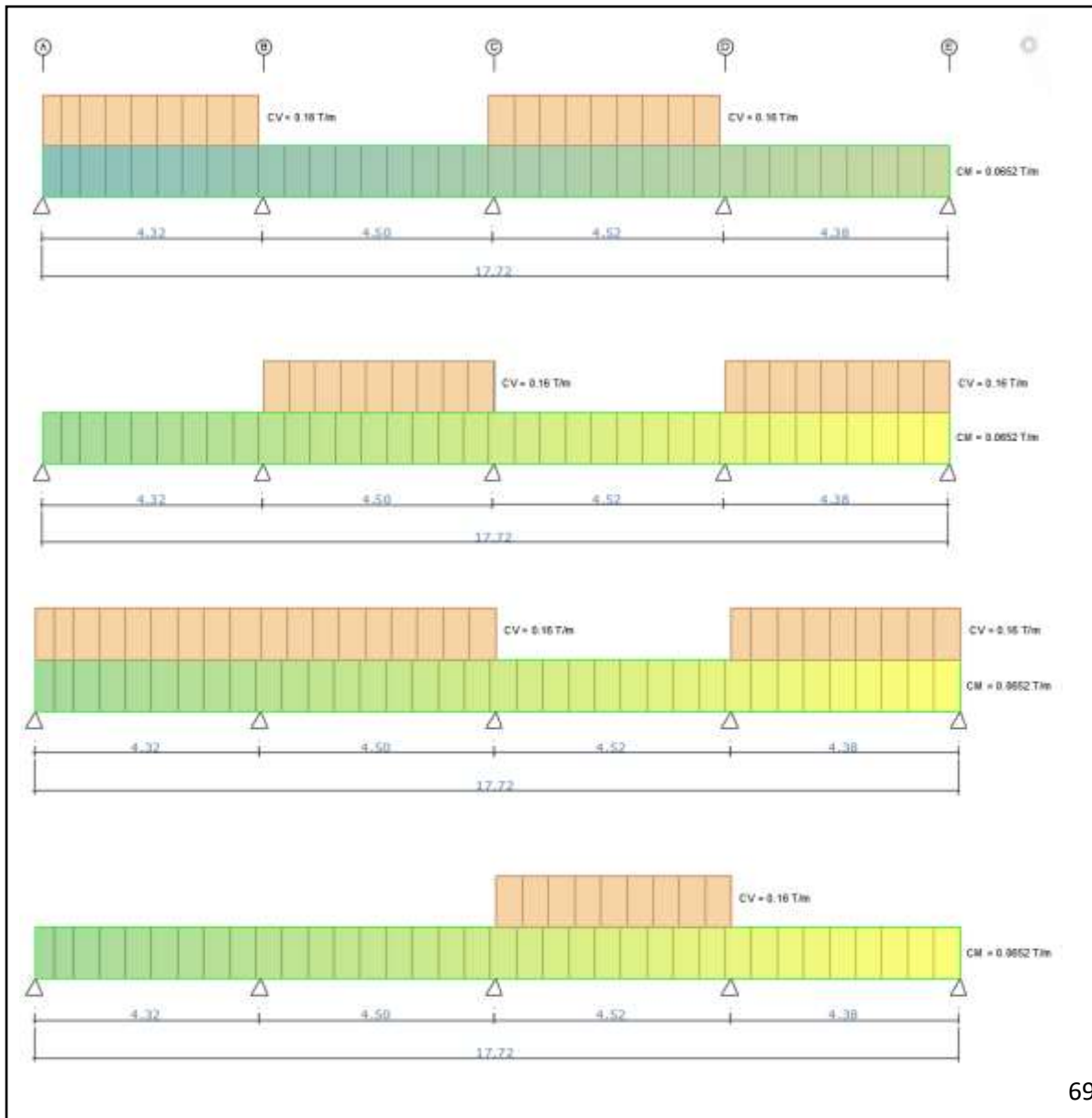
Por lo tanto, para generar la envolvente de los flectores se debe crear alternancia de cargas vivas según se muestra en la siguiente figura:

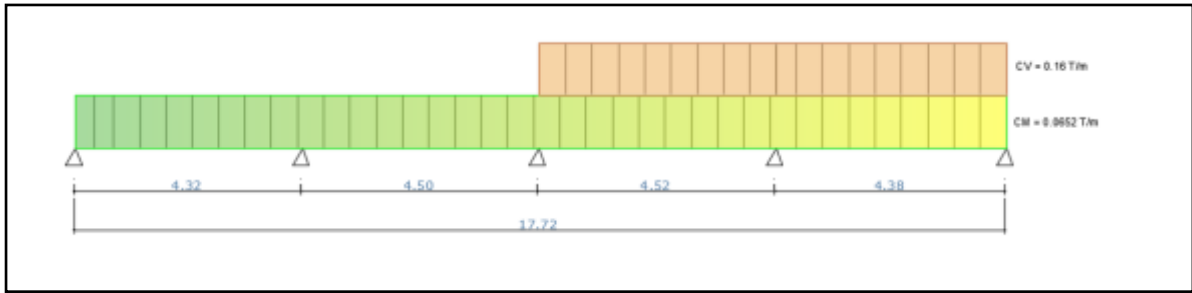
Figura 47: Losa con las cargas muertas y cargas vías distribuidas.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 48: Interacciones de cargas en la losa del corredor – pasadizo.



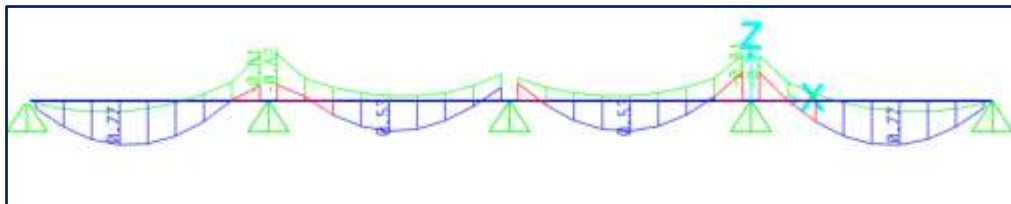


Fuente: Elaboración propia.

Con el software SAP 2000.21 se ha modelado la losa y se insertado estas configuraciones; con ellas se calcula entonces el diagrama de momentos flectores.

Se deben realizar los cálculos para las 5 configuraciones y obtenemos de esta manera las solicitaciones máximas en la viga.

Figura 49: Gráfica de momento de losas aligerada por T/m

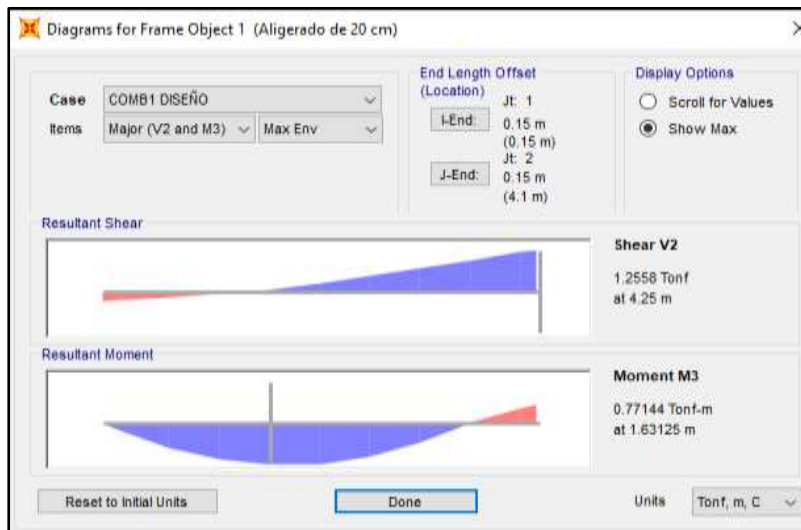


Fuente: Elaboración propia.

Hecho esto se sobrepone todos los diagramas para obtener la envolvente de momentos flectores para esta viga.

Así, el momento máximo en tramo A-B, que es el que estamos analizando es de 0.771 ton/m.

Figura 50: Momento máximo en tramo A-B



Fuente: Elaboración propia.

## Cálculo de As-max y Mmax

Resulta que el tramo de la losa estudiada, a partir del concepto de cuantía balanceada que dice que la falla de la viga debe ser dúctil, para lograr esto, la sección de viga  $b \cdot d$  solo puede tener una cantidad máxima de acero que garantice este tipo de falla. Si la viga se refuerza más allá del Acero máximo, la falla se produciría en el sector de compresión del hormigón, y esto no es bueno.

Entonces, el acero máximo a flexión que puede tener la losa y el correspondiente Momento máximo  $\phi M_{max}$  que puede aguantar ésta, se ha determinado con la siguiente formula:

Se necesita acero para un área de  $1.32 \text{ cm}^2$

Figura 51: Cálculo del área del acero (As) máximo

**DISEÑO POR FLEXIÓN**

$f'_c := 56 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$    
  $f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$    
  $b := 0.4 \text{ m}$    
  $d := 0.17 \text{ m}$    
  $\phi := 0.9$    
  $M_u := 777 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

$$A_s := \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d}{f_y} \cdot \sqrt{1.7 \cdot f'_c \cdot b \cdot \left( \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}{2} - \frac{M_u}{\phi} \right)} = 1.323 \text{ cm}^2$$

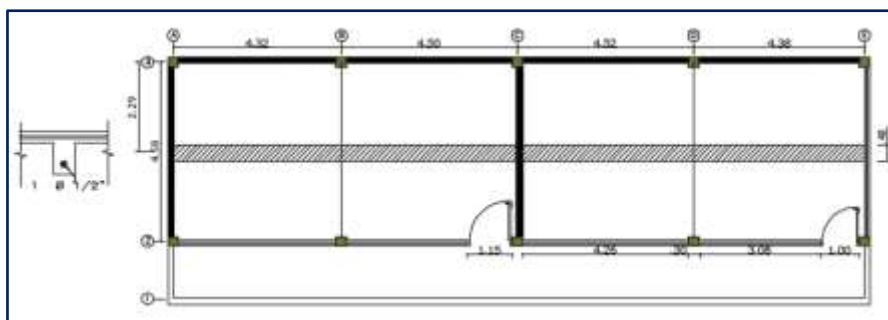
Fuente: Elaboración propia.

Se observa que la losa aligerada existente en corredores NO CUMPLE, porque el área de acero requerida es de  $1.32 \text{ cm}^2$ , y el acero existente en la losa de la edificación es un acero de media que tiene un área de  $1.29 \text{ cm}^2$ .

## Análisis de losa aligerada para aula

Se observa que el análisis área tributaria del análisis en la losa en las aulas si cumple con el acero existente.

Figura 52: Área tributaria de losa corredor

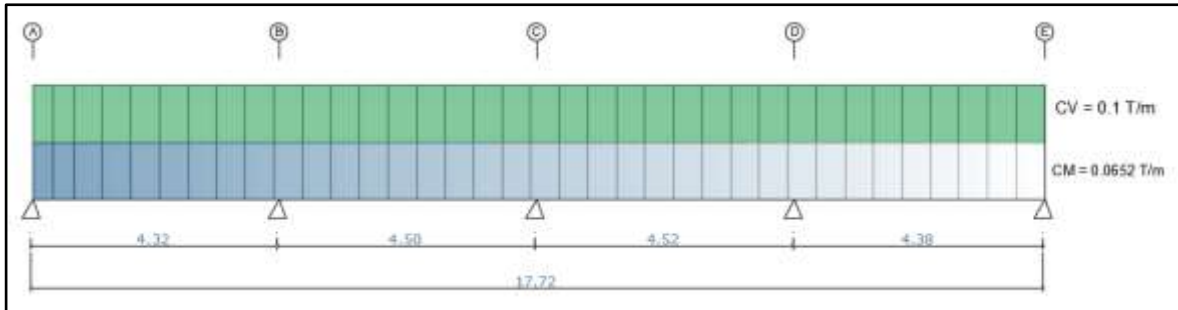


Fuente: Elaboración propia

## Cálculo de solicitaciones

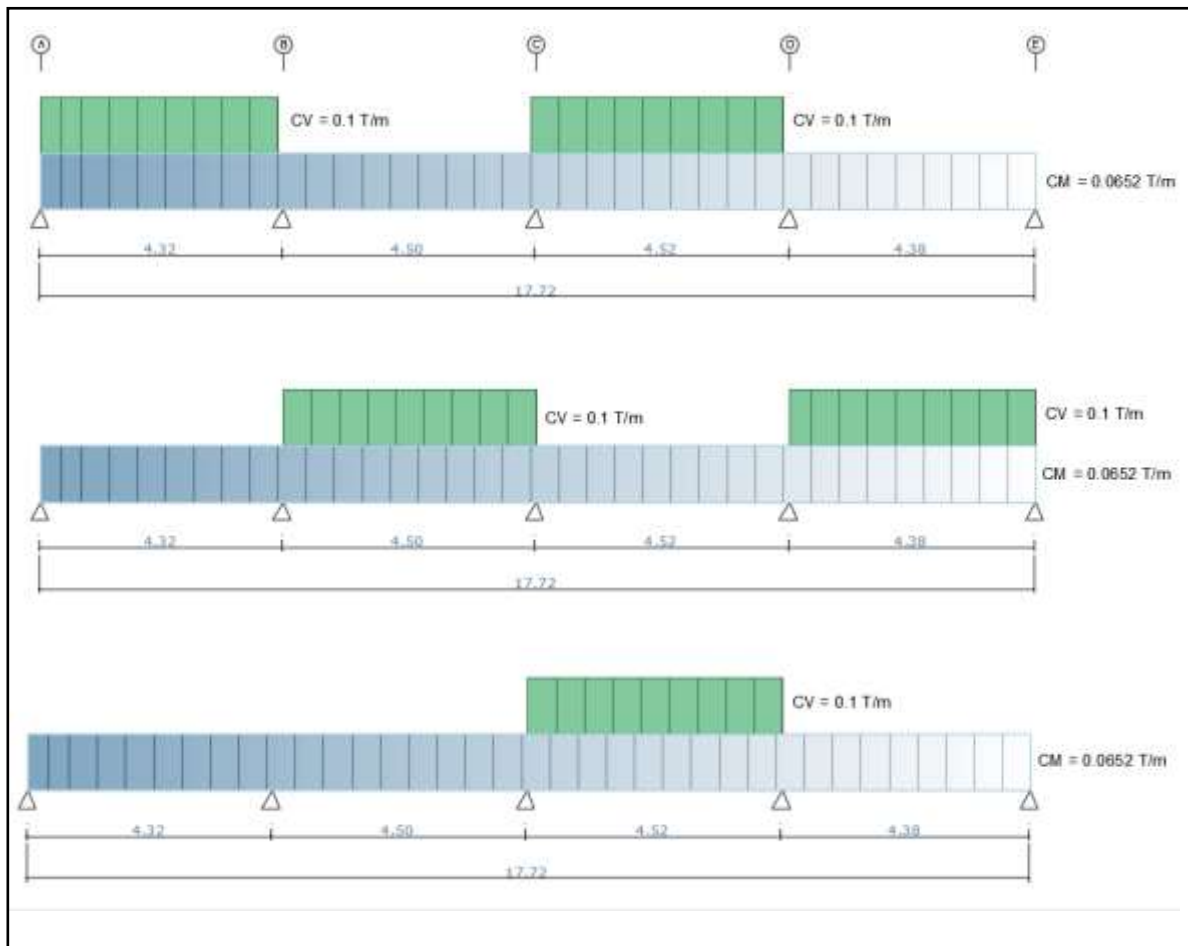
Con el mismo procedimiento, solo que varían las cargas vivas, las que se muestra en la siguiente figura:

Figura 53: Losa del aula con las cargas muertas y cargas vivas distribuidas



Fuente: Elaboración propia

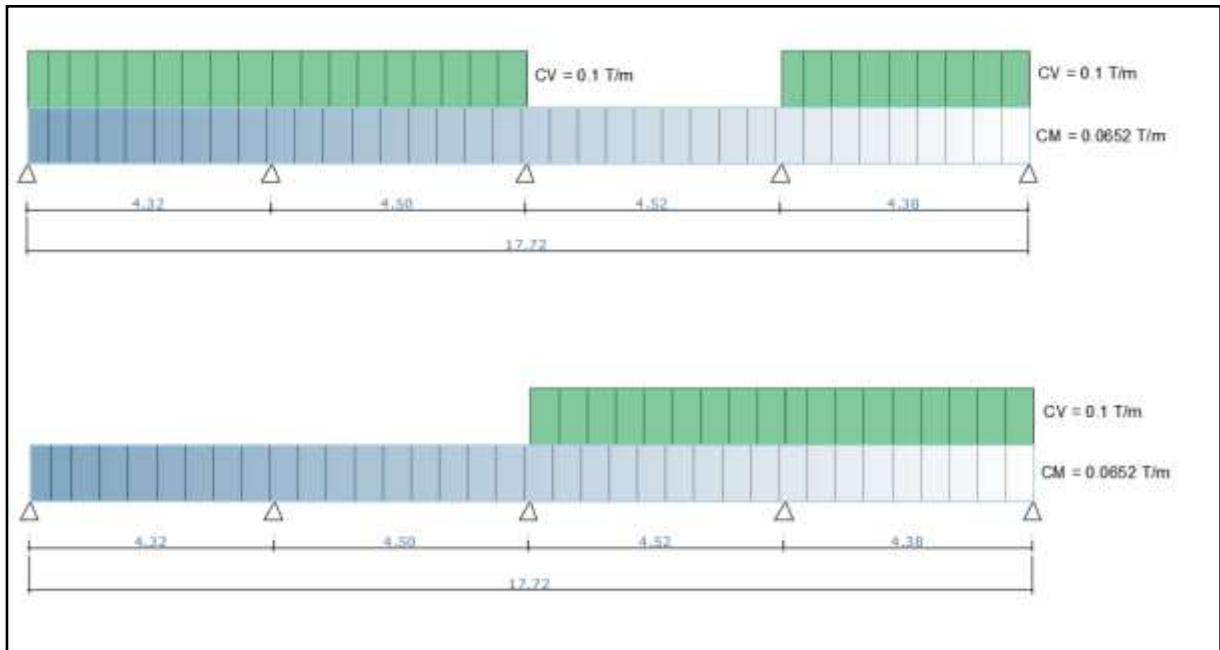
Figura 54: Interacciones de cargas en la losa de aulas



Fuente: Elaboración propia



Figura 55: Interacciones de cargas en la losa de aulas

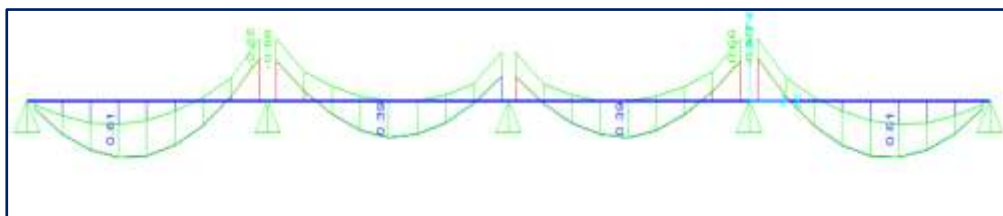


Fuente: Elaboración propia

Con el software SAP 2000.21 se ha modelado la losa para aulas y se insertado estas configuraciones; con ellas se calcula entonces el diagrama de momentos flectores.

Se deben realizar los cálculos para las 5 configuraciones y obtenemos de esta manera las sollicitaciones máximas en la viga.

Figura 56: Gráfica de momento de losas aligerada por T/m

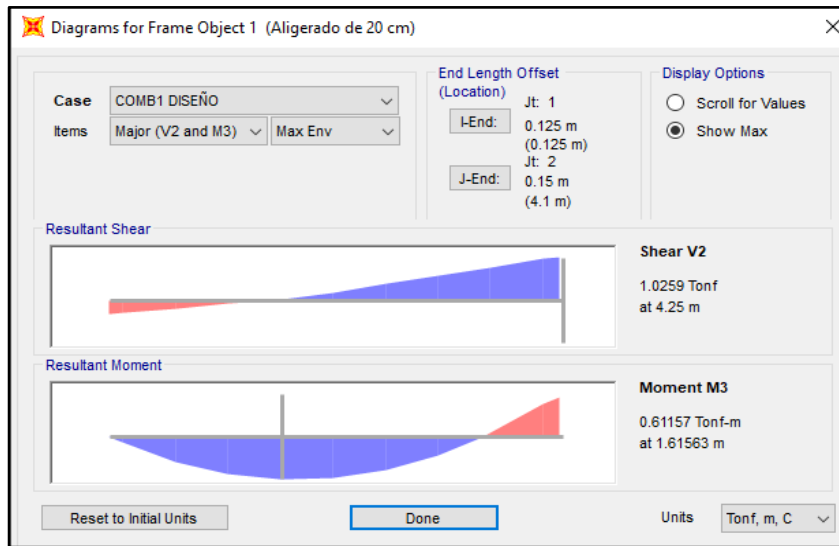


Fuente: Elaboración propia

Siguiendo el procedimiento, se sobrepone todos los diagramas para obtener la envolvente de momentos flectores para esta viga.

Así, el momento máximo en tramo A-B, que es el que estamos analizando es de 0.611 ton/m.

Figura 57: Momento máximo en tramo A-B



Fuente: Elaboración propia

Entonces, el acero máximo a flexión que puede tener la losa y el correspondiente Momento máximo  $\phi M_{max}$  que puede aguantar ésta, se ha determinado con la siguiente formula:

Se necesita acero para un área de  $1.016 \text{ cm}^2$ .

Figura 58: Cálculo del área del acero ( $A_s$ ) máximo para losa aulas

**DISEÑO POR FLEXIÓN**

$$f'_c := 56 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad b := 0.4 \text{ m} \quad d := 0.17 \text{ m} \quad \phi := 0.9 \quad M_u := 610 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$A_s := \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d}{f_y} \cdot \sqrt{\frac{1.7 \cdot f'_c \cdot b}{f_y^2} \cdot \left( \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}{2} - \frac{M_u}{\phi} \right)} = 1.016 \text{ cm}^2$$

Fuente: Elaboración propia.

Se observa que la losa aligerada existente en aulas, SI CUMPLE, porque el área requerida para el acero es de  $1.016 \text{ cm}^2$ , y en la losa existe un acero de  $1.29 \text{ cm}^2$ .

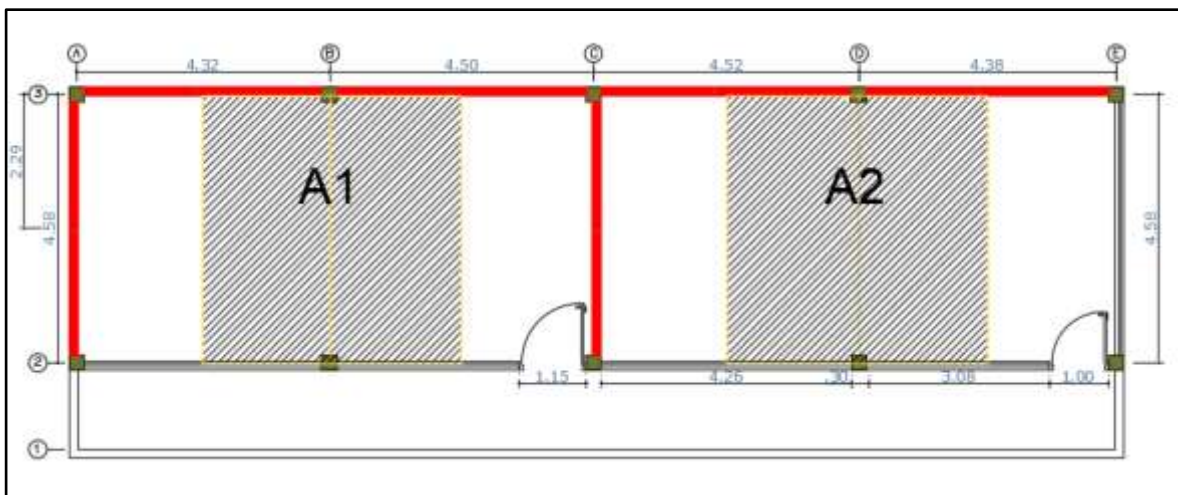
Lo cual determina que, al cumplir en losa de aula, también cumple la losa del techo por tener menos cargas.

### 3.5. Análisis de vigas

#### Edificación inicial

Se verifica la sección de la viga chata, suficiente para que pueda sostener al tabique que lleva encima. Por ello se verificara la fuerza cortante última ( $V_u$ ) y la sección crítica de la viga, la cual es menor que la fuerza cortante nominal ( $\Phi V_c$ ). El concreto se asume que su refuerzo no influye en la carga de agrietamiento diagonal, por su valor dado en los ensayos ejecutados en vigas sin refuerzo.

Figura 59: Cálculo Área tributaria de la Viga chata



Fuente: Elaboración propia

Metramos las cargas que intervienen sobre la viga.

Tabla N° 31 Metrado de losa para viga chata

<b>Carga Muerta</b>	
Peso losa	$4.16 \times 0.3 = 1.248 \text{ ton/m}$
Peso acabado	$4.41 \times 0.1 = 0.441 \text{ ton/m}$
Peso propio	$0.25 \times 0.20 \times 1 \times 2.4 = 0.12 \text{ ton/m}$
<b>Carga Muerta</b>	$1.248 + 0.441 + 0.12 = \mathbf{1.809 \text{ ton/m}}$
<b>Carga Viva</b>	$4.41 \times 0.25 = \mathbf{1.1025 \text{ ton/m}}$
CM + 1.4	$1.809 \times 1.4 = 2.532 \text{ tn/m}$
CV + 1.7	$1.1025 \times 1.7 = 1.874 \text{ tn/m}$
<b>Cu</b>	<b>4.47 ton/m</b>

Fuente: Elaboración propia

## Momento y cortante

Con la ayuda de una hoja de cálculo Excel 2010, determinanos las cortantes últimas y los momentos máximos.

**Momento:**  $M + 4.47x * \frac{x}{2} 10.2x = 0$   
 $M + 2.35x^2 + 10.24x = 0$   
 $M = 10.24x - 2.35x^2$   
 $X = 0 \{0$   
 $X = 4.58 \{0$

**M max con V=0**

$$0 = 10.24 - 4.47x$$
$$X = 2.29$$

$$\mathbf{M \max = 11.73}$$

Analizando Viga Chata

**V ultima = 10.23 tn/m**

$$\mathbf{\emptyset VC = 0.85x0.53\sqrt{56}x25x17}$$

$$1432.77 \text{ kg}$$
$$= \mathbf{1.43 \text{ tn}}$$

Dónde:

$\Phi$  : Factor de reducción de resistencia (corte= 0.85)

$f_c$  = resistencia especificada del concreto a la compresión (56 kg cm<sup>2</sup>), del ensayo diamantina.

$b$  = ancho de la sección

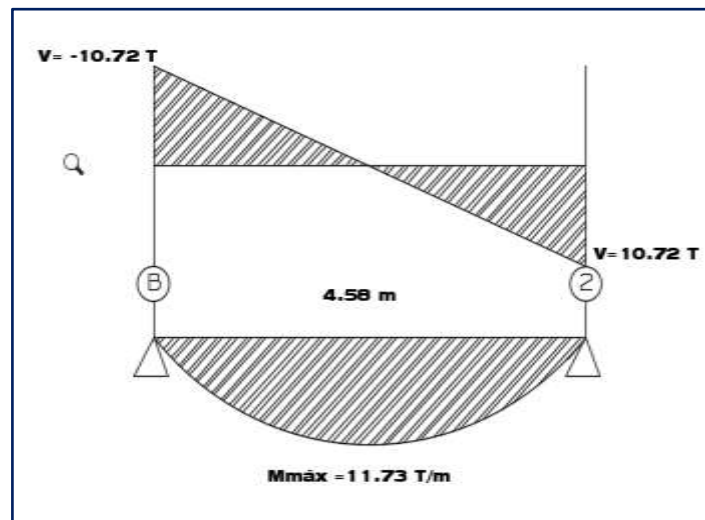
$d$  = peralte efectivo de la sección = peralte-3cm

El peralte de la viga chata será igual al de la losa que es de 20 cm. entonces el peralte efectivo será de 17 cm.

La Norma E-060, permite reducir la fuerza cortante de diseño a una distancia “ $d$ ” medida desde la cara del apoyo del elemento. Esto se debe a que las compresiones verticales que se presentan cerca de los apoyos mejoran la resistencia al corte de la sección.

## Resultado de momentos y cortantes

Figura 60: Momentos máximos y cortantes ultimas



Fuente: Elaboración propia

$$V_c = 1.43 \text{ tn}$$

## Viga nueva reforzada para diseño por flexión

Del análisis anterior en área tributaria se calcula la nueva viga.

### Pre dimensionamiento

Metrados nueva viga

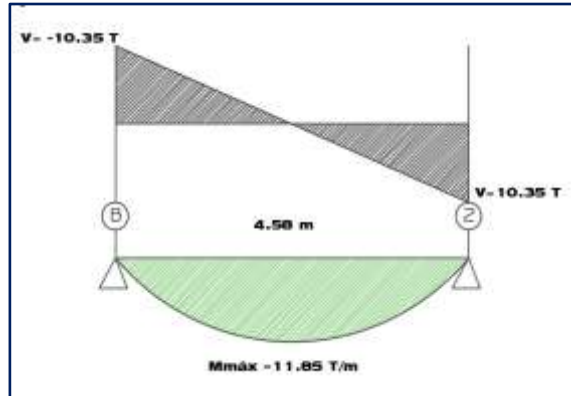
Tabla N° 32: Metrado de cargas para viga chata

<b>Carga Muerta</b>	
Peso losa	$4.16 \times 0.3 = 1.248 \text{ ton/m}$
Peso acabado	$4.16 \times 0.1 = 0.416 \text{ ton/m}$
Peso propio	$0.25 \times 0.5 \times 1 \times 2.4 = 0.3 \text{ ton/m}$
<b>Carga Muerta</b>	$1.248 + 0.441 + 0.12 = \mathbf{1.964 \text{ ton/m}}$
<b>Carga Viva</b>	$4.1 \times 0.25 = \mathbf{1.04 \text{ ton/m}}$
CM + 1.4	$1.964 \times 1.4 = 2.749 \text{ tn/m}$
CV + 1.7	$1.04 \times 1.7 = 1.768 \text{ tn/m}$
<b>Cu</b>	<b>4.517 ton/m</b>

Fuente: Elaboración propia

## Momentos y Cortantes

Figura 61: Diagramas de momento y corte



Fuente: Elaboración propia

## Hallando área de acero

$$R = 4 + \emptyset \text{ estribos} + \emptyset \text{ acero} / 2 \quad * \text{ asumimos que el acero de estribo es } \leq$$

$$R = 4 + 0.95 + 1.91/2$$

$$R = 5.91$$

$$R = 6$$

$$d = 50 - 6$$

$$d = 44$$

$$a = d/5$$

$$a = 44/5$$

$$a = 8.8$$

$$A_s = \frac{\mu u}{\emptyset f_y (d - \frac{a}{2})}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.8 f'c b}$$

## Tanteos 1,2 3

TANTEO Nro 1

$$A_s = \frac{11,85 \times 10^5}{0,9 \times 4200 (44 - \frac{8,8}{2})}$$

$$a = \frac{7,92 \times 4200}{0,85 \times 210 \times 25}$$

$$A_s = 7,92 \quad a = 7,45$$

TANTEO Nro 2

$$A_s = \frac{11,85 \times 10^5}{0,9 \times 4200 (44 - \frac{7,45}{2})}$$

$$a = \frac{7,78 \times 4200}{0,85 \times 210 \times 25}$$

$$A_s = 7,78 \quad a = 7,32$$

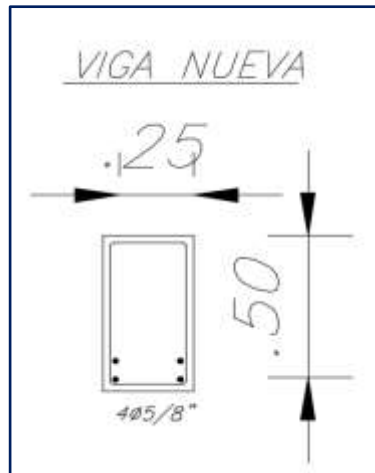
TANTEO Nro 3

$$A_s = \frac{11,85 \times 10^5}{0,9 \times 4200 (44 - \frac{7,32}{2})}$$

$$a = \frac{7,77 \times 4200}{0,85 \times 210 \times 25}$$

$$A_s = 7,77 \quad a = 7,31$$

Figura 62: Sección de la nueva viga reforzada



Fuente: Elaboración propia

### 3.6. Análisis de columnas de la edificación antigua

En el análisis de las columnas de la edificación existente verificamos que están en riesgo ya que el programa Etabs 2017.0.1, nos muestra en códigos de colores que la única columna que está cerca a cumplir con los requerimientos de la norma E-060 y E-030, es la 2C del segundo piso que presenta una coloración amarilla los demás están en rojo o rosado, lo cual indica que están más propensas a fallar ante cualquier sollicitación.

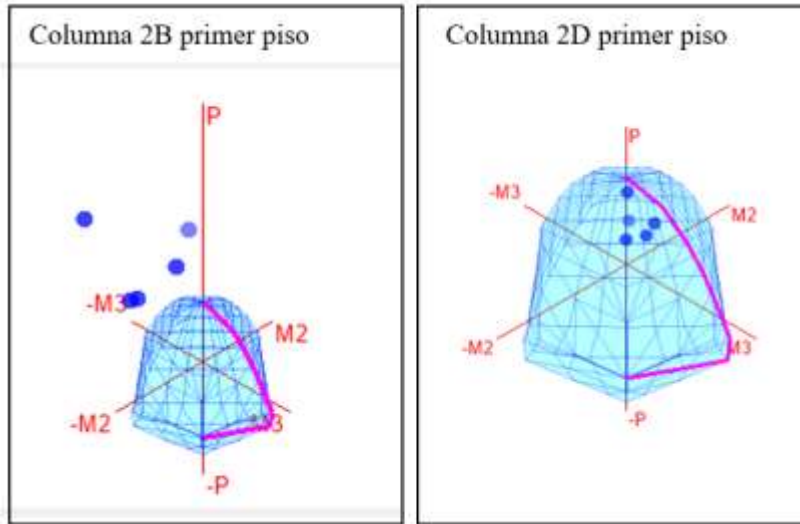
Figura 63: Acero existente en las columnas de la edificación



Fuente: Elaboración propia

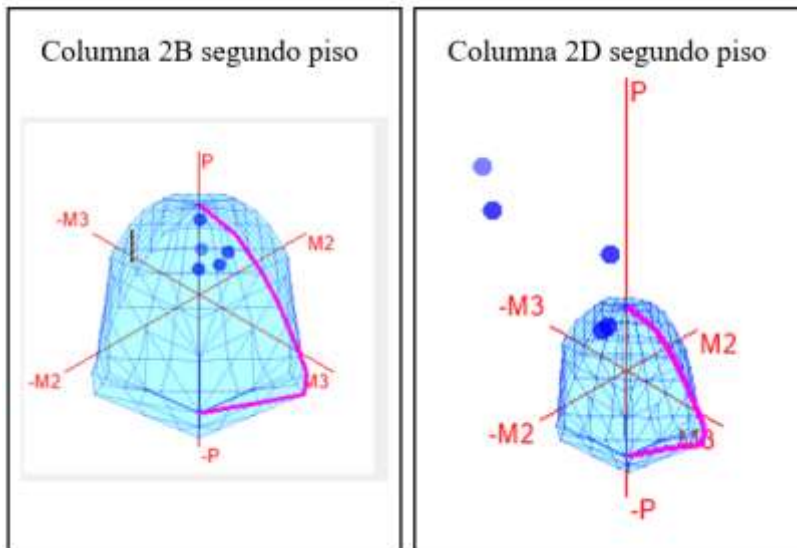
El diagrama de interacción, es el espacio donde los momentos y las cargas axiales rompen la columna, como podemos observar las cargas, por ende, allí se producirán las fallas de las columnas tanto por tracción, como compresión.

Figura 64: Muestra las interacciones entre la columnas 2B y 2D primer piso, No cumple



Fuente: Elaboración propia.

Figura 65: Muestra las interacciones entre la columnas 2B y 2D segundo piso, No cumple.



Fuente: Elaboración propia

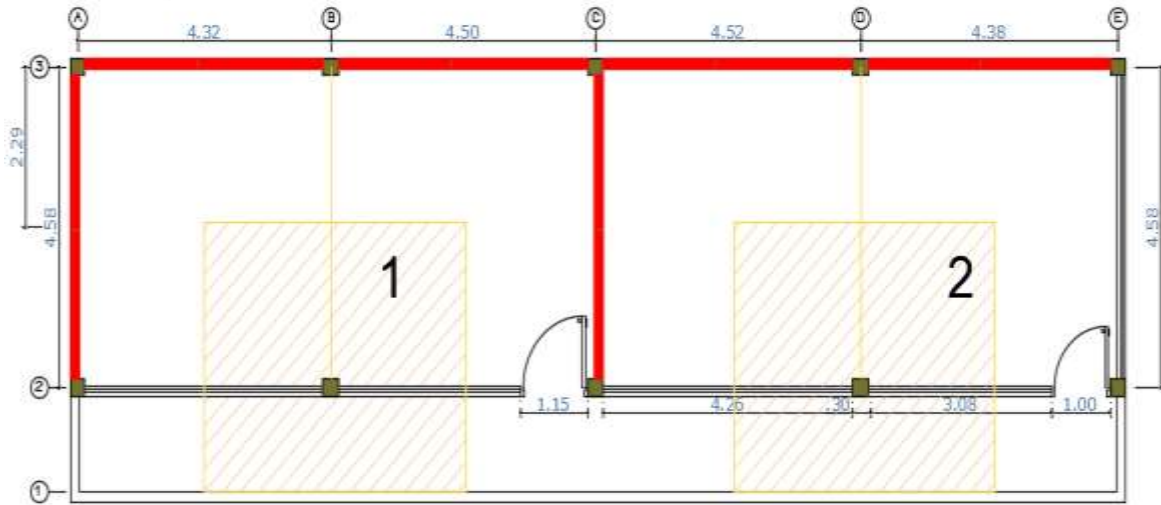
Si no realizamos el reforzamiento a las columnas más desfavorables, el edificio Pabellón A de la institución educativa N° 1254 – María Reiche Newmann, es altamente vulnerable, ante sollicitaciones sísmicas y podría colapsar.



## Diseño de nueva columna

Determinación del área tributaria para el estudio de la columna a reforzar:

Figura 66: Selección de área tributaria



Fuente: Elaboración propia

Podemos apreciar que la norma E-060, referida al concreto de armado, indica el diseño de un elemento estructural como el caso de las columnas, debemos de considerar que la base de la sección de acero estructural, se diseña manera que la carga total transmita a zapata.

La base es diseñada para que la transmisión sea únicamente la carga del núcleo de acero, siempre que este se disponga de una amplia sección de concreto capaz de transferir a la zapata la porción de la carga total soportada por la sección de concreto reforzado, por medio de compresión en el concreto y por refuerzo de acero; por ello la importancia de realizar el predimensionamiento de estos elementos.

Tabla N° 33: Metrado de columna a reforzada

<b>Carga Muerta</b>	
Peso viga (1° y 2°)	3.45 x 0.2 x 0.4 x 2.4 x 2
Peso parapeto	0.285 x 4.41 x 1
Peso losa aligerada	14.52 x 0.3 x 2
Peso de tabiquería aula	0.342 x 4.41
Peso de columna (1° y 2° piso)	5.04 x 0.25 x 0.25 x 2.4
<b>Carga Muerta</b>	<b>13.56 ton/m</b>

<b>Carga Viva</b>	<b>10.7 ton/m</b>
Peso de aula (1° piso)	0.25 x 2.29 x 4.41
Peso pasadizo (1° piso)	0.41 x 1.65 x 4.41
Peso techo	0.1 x 2.29 x 4.41

Fuente: Elaboración propia

Para realizar el Predimensionamiento de la columna nos ayudamos de una hoja de cálculo Excel 2010, donde aplicamos las formulas y hallamos la sección de la nueva columna, como se observa se proyecta una columna de 0.32 m x 0.32 m; como nuestros elementos deben ser con números exactos se propone una columna de 0.35 m x 0.35 m para el reforzamiento de las columnas 2B y 2D.

Figura 67 Predimensionamiento de las columnas a reforzar

**Calculo del peso sobre la columna:**

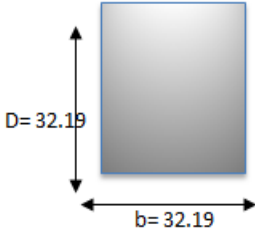
Area tributaria	17.38	m <sup>2</sup>
Carga por piso	400	kg
N° de pisos	2	

**Peso de servicio sobre la columna (P)= 13904 kg**

$$\frac{P_{servicio}}{0.45 * f'c} \geq Area \text{ de columna}$$

P	13904	Kg.
F'c	210	Kg/cm <sup>2</sup>
K	1.25	
n	0.25	
Area col.	331.047619	cm <sup>2</sup>

b	32.19	cm
D	10.2841758	cm



D= 32.19  
b= 32.19

**DIMENSIONES A USAR:**

b=	32.19	cm
D=	32.19	cm
Area col.	1036.1961	cm <sup>2</sup>

Fuente: Elaboración propia

Cálculo de Área de acero

$$Pu = 0.85 x f'c x As + As x fy$$

Del modelamiento tenemos que el Pu del acero es 43.68.

Hallando As:

$$43.68 \text{ tn} = 0.70 [ 0.85x As + As x fy ]$$

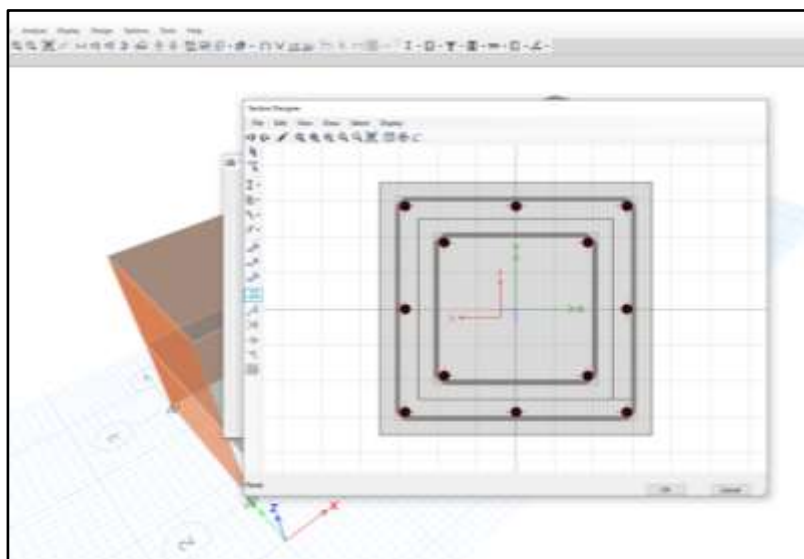
$$43.68 x 1000 = 0.70 [ 0.85 x 52 x As + As x 4200 ]$$

$$43.68 x 0.0010 = 0.70 [ 4244.2 x As ]$$

$$As = 14.70 \text{ m}^2.$$

Ingresando los datos al programa Etabs 2017.0.1, se modela la nueva columna, con ocho aceros de refuerzo en un área de  $14.70 \text{ m}^2$ , para lo cual se ha estimado diseñar con aceros # 4 de  $\frac{1}{2}$ ".

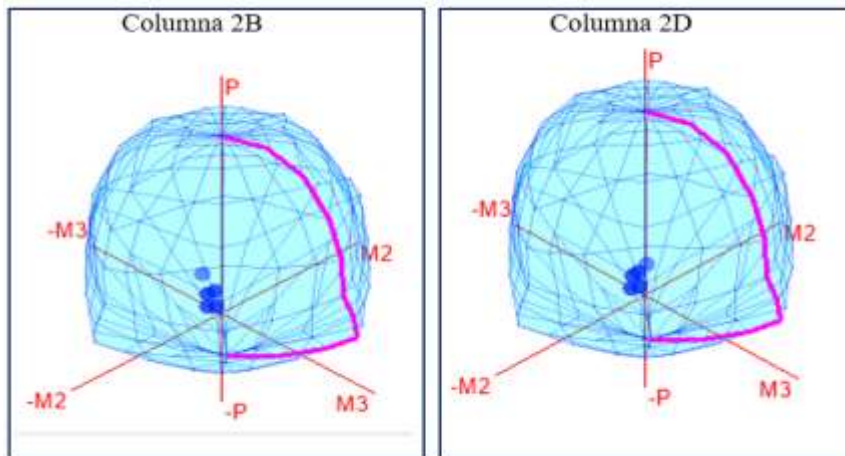
Figura 68: Se muestra la nueva columna en el modelamiento



Fuente: Elaboración propia

## Diagrama de interacción de la nueva columna

Figura 69: Nueva columna cumple

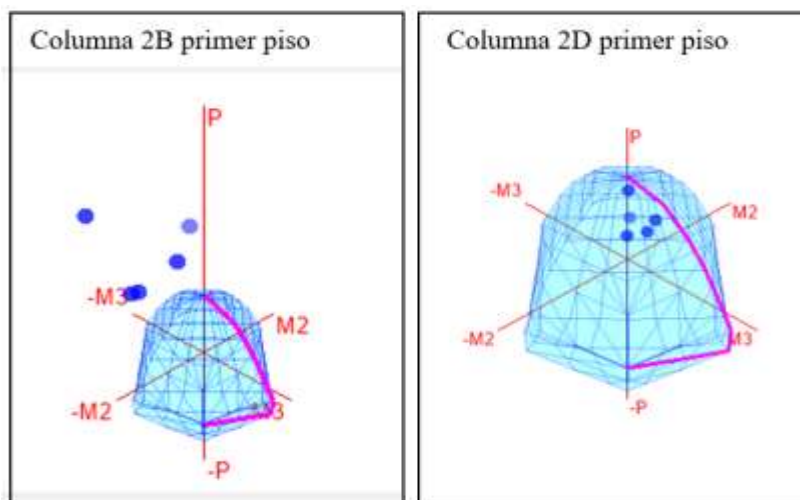


Fuente: Elaboración propia

### 3.7. Comparación de diagrama de interacción de columna nueva con la existente

#### Columna inicial

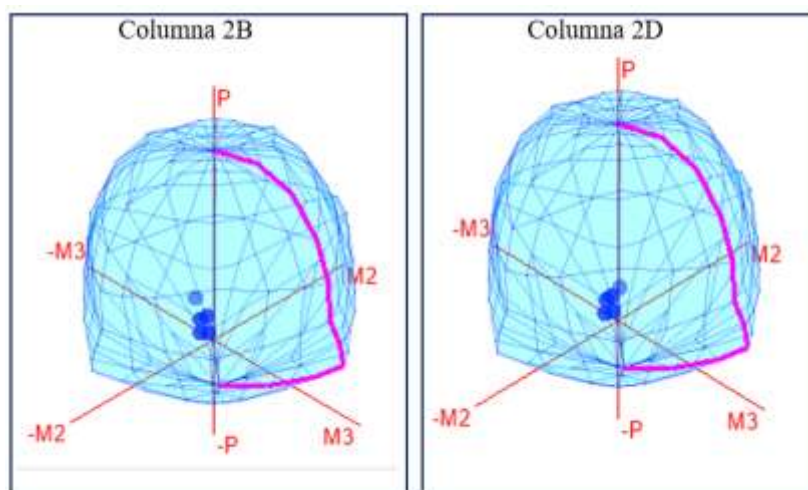
Figura 70: Muestra las interacciones entre la columnas 2B y 2D primer piso, No cumple



Fuente: Elaboración propia

## Columna nueva

Figura 71: Muestra las interacciones entre las columnas 2B y 2D. Cumple



Fuente: Elaboración propia

### 3.8. Análisis sísmico comparativo de estructura inicial y propuesta de reforzamiento.

#### Estructura inicial

#### No cumplen periodos y participación de las masas

En cada dirección se consideran aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa de la estructura (Norma E-030).

Tabla 34: Periodos fundamentales y masa participativa del Pabellón A, sin reforzar

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	0.304	0.098	0.4064	0	0.098	0.4064	0
Modal	2	0.138	0.28	0.4319	0	0.378	0.8383	0
Modal	3	0.124	0.0026	0.0723	0	0.3806	0.9106	0
Modal	4	0.094	0.5724	0.0397	0	0.953	0.9504	0
Modal	5	0.058	0.0166	0.0456	0	0.9696	0.996	0
Modal	6	0.04	0.0304	0.004	0	1	1	0

Fuente: Elaboración propia

#### Estructura reforzada mejora los periodos y la participación de la masa

Los periodos y la participación de la masa que alcanzaba el 90 % recién al cuarto modo, ahora la masa participa inicia su acción en el segundo modo.

Tabla 35: Periodos fundamentales y masa participativa del Pabellón A, con reforzamiento

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	0.137	0.5297	4.60E-05	0	0.5297	4.60E-05	0
Modal	2	0.122	3.45E-05	0.925	0	0.5297	0.9251	0
Modal	3	0.087	0.4093	0	0	0.939	0.9627	0
Modal	4	0.058	0.0391	2.78E-06	0	0.9781	0.925	0

### No cumplen desplazamientos y derivas

Tabla 36: Derivas después de escalar en eje X, NO CUMPLE

Sentido X						
		Desplazamiento (m)	corregido	deriva		
piso 2	5.84	0.009186	0.0234243	0.00181677		
piso1	2.71	0.006956	0.0177378	0.00654531		NO CUMPLE

Tabla 37: Derivas después de escalar en eje Y, NO CUMPLE

Sentido Y						
		Desplazamiento (m)	corregido	deriva		
piso 2	5.84	0.0511211	0.130358805	0.01777757		NO CUMPLE
piso1	2.71	0.0293	0.074715	0.02757011		NO CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Tabla 38: Comparando con la deriva limite

DERIVA LIMITE	0.005
-0.012777573	
-0.022570111	

Fuente: Elaboración propia

### Con el reforzamiento en la estructura mejoran los desplazamientos y derivas

Tabla 39 Derivas después de la nueva estructura reforzada, mejora su desplazamiento. Es menor

Sentido X						
		Desplazamiento (m)	corregido	deriva		
piso 2	5.84	0.003265	0.00734625	0.00082021		SI CUMPLE
piso1	2.71	0.002124	0.004779	0.00176347		SI CUMPLE
Sentido Y						
		Desplazamiento (m)	corregido	deriva		
piso 2	5.84	0.003929	0.00884025	0.00132053		SI CUMPLE
piso1	2.71	0.002092	0.004707	0.0017369		SI CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Tabla 40: Mejoran las derivas limite

DERIVA LIMITE		0.005
	0.003679473	
	0.0032631	

Fuente: Elaboración propia

### 3.9. Análisis sísmico No lineal Pushover

Procedemos al Run Now (correr), el análisis no-lineal (Pushover) y nos dirigimos en la siguiente ruta Analyze/Set Load Cases to Run y procedemos con la ejecución para obtener los resultados.

El análisis con Pushover, se genera en las rotulas plásticas, éstas rotulas deben evidenciarse en las vigas, con ello se estaría asegurando el desempeño de la estructura puesto que de manifestarse las rotulas en las columnas se estaría configurando un riesgo alto de colapso.

Las rotulas plásticas sirven como fusible de la estructura, para que las fallas se manifiesten en vigas y no en columnas, recordar el principio columna fuerte y viga debil.

#### **Analisis comparativo del Pabellon A, mediante analisis Pyushover, edificaicon inicial vs edifiacion reforzada.**

Una vez modelado la edificación, definimos los materiales y asignamos las cargas a las estructuras, procedemos a ejecutar el análisis con el Pushover forzando a la estructura, para ello hemos idealizado una fuerza constante en el primer entrepiso de 2000 ton, y para el segundo entrepiso le asignamos una fuerza de 1,000 ton, con ellas se procede a forzar la estructura primero a la estructura inicial obteniéndose los siguientes resultados:

#### **Rótulas plásticas**

Se observa en el primer modo, que la deformacion es severa y la aparicion de las primeras dos rotulas.

Se observa que en la primera estructura inicial del pabellón A de la IE. 1254 María Reiche Newmann, las rotulas plásticas aparecen en el primer modo, manifestando una deformación mucho más crítica.

Sin embargo en la estructura reforzada presenta mas rigidez, solo aparece una rotula plastica y las deformaciones son leves, ello indica que la tecnica de reforzamiento propuesta, mejora el comportamiento sismico de la edificacion y por consiguiente se obtiene un mejor nivel de la vulnerabilidad sismica.

Figura 72: Estructura inicial del pabellón A

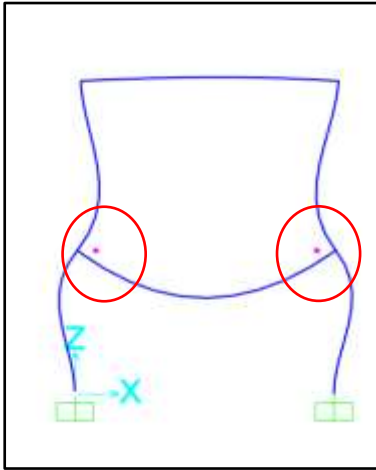
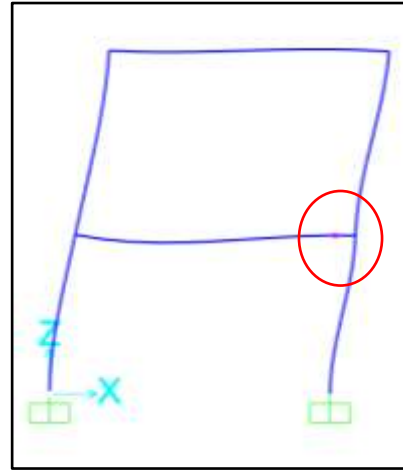


Figura 73: Estructura reforzada del pabellón A



Fuente: Elaboración propia

En el segundo modo, la estructura presenta cuatro rotulas y una de ellas en la columna, lo cual es peligroso ya que estaría a punto de colapso, se está afectando al elemento que soporta la mayor cantidad de carga.

Mientras que en la estructura reforzada se manifiesta la rigidez de la estructura

Figura 74: Estructura inicial pabellón A

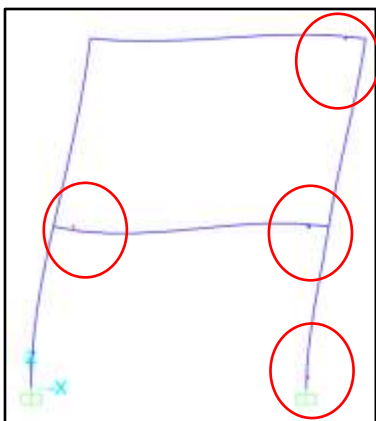
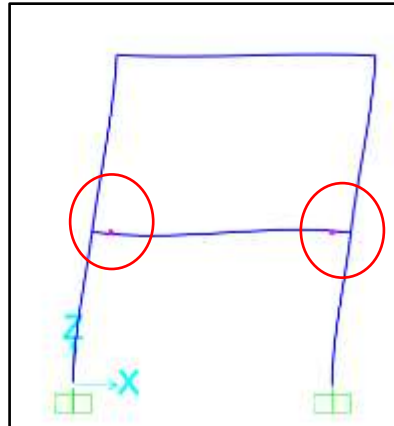


Figura 75: Estructura reforzada del pabellón A



Fuente: Elaboración propia



## Curva de Capacidad

Ahora analizaremos la curva de capacidad de ambas estructuras. El resultado del análisis Pushover se representa mediante la Curva de Capacidad, que representa la respuesta de un sistema equivalente de 1GDL de la edificación, dicha curva es necesaria para la aplicación de los métodos para determinar el punto de desempeño para un determinado nivel de sismo.

Tabla 41: Desempeño de la edificación

Niveles de Desempeño No Estructural	Niveles de Desempeño Estructural					
	SP-1 Ocupación Inmediata	SP-2 Control de daño	SP-3 Seguridad de Vida	SP-4 Seguridad Limitada	SP-5 Estabilidad Estructural	SP-6 No Considerado
NP-A Operacional	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Ocupación Inmediata	1-B Ocupación Inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Seguridad de Vida	1-C	2-C	3-C Seguridad de Vida	4-C	5-C	6-C
NP-D Peligro Reducido	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E No Considerado	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	No Aplicable

Niveles de desempeño comúnmente utilizados  
 Otras posibles combinaciones de SP-NP  
 Combinaciones No Recomendadas de SP-NP

Fuente: (ATC-40, 1996)

Fuente: Tomado de (Sucasaca y Solís, 2019, p. 44)

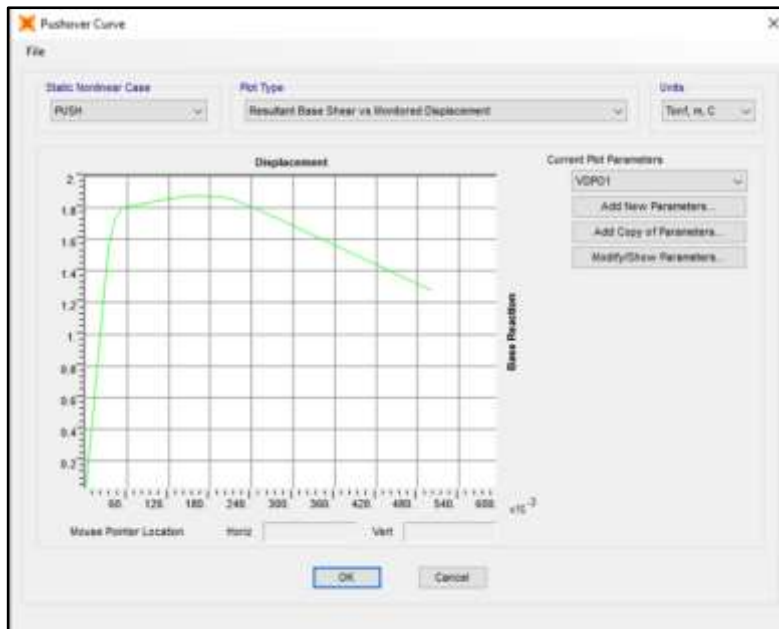
## Comparación de la curva de capacidad

Es la cortante basal alcanza 1.8 ton y el momento de desplazamiento a 0.006, lo cual sobrepasa la deriva limite, según Norma E-030.

La estructura alcanza su mayor grado de elasticidad en este punto, luego entra a estado de fluencia, pero por un periodo muy corto.

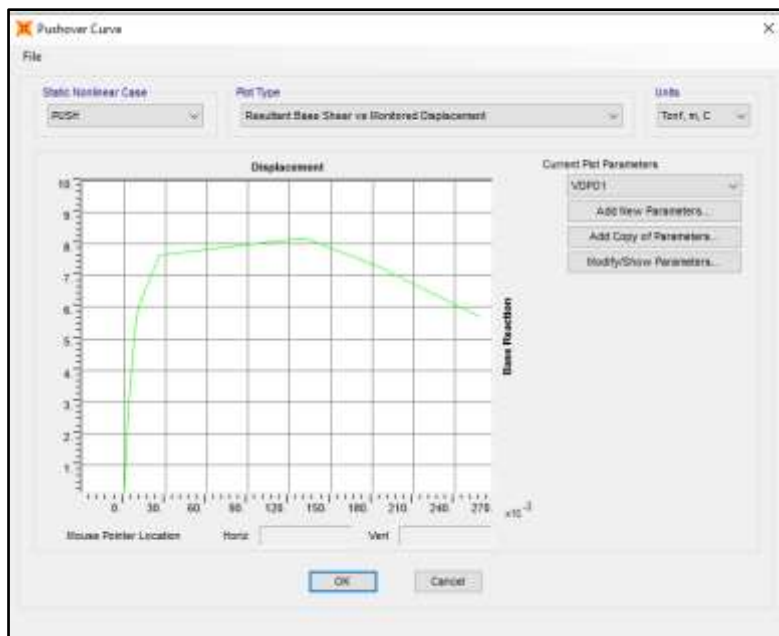
Como se observa en esta condición, según la tabla de desempeño, la estructura presentaría daños severos, pasando del límite de seguridad de vida al límite de prevención de colapso, lo cual es muy riesgo consideran que luego la curva entra al estado de plasticidad y en caída libre hacia un posible colapso rápido de la edificación.

Figura 76: Curva de capacidad edificación inicial



Fuente: Elaboración propia

Figura 77: Curva de capacidad edificación reforzada



Fuente: Elaboración propia

Se observa que, en la curva de la edificación reforzada, la estructura es más elástica y el estado de fluencia es más prolongado lo cual asegura daños leves o moderados ante las manifestaciones sísmicas severas, pudiendo garantizar la seguridad de vida a la población estudiantil.

## Punto de desempeño

El método del Espectro de Capacidad, utiliza un espectro de capacidad y un espectro de demanda en formato ADRS, el punto de desempeño se obtiene de la intersección de ambos espectros. Cuando se espera que la respuesta estructural se produzca en el rango elástico, el punto de desempeño ( $d_p, a_p$ ) donde puede obtener intersectando los espectros de demanda y capacidad, según se muestra en la Figura 2-5

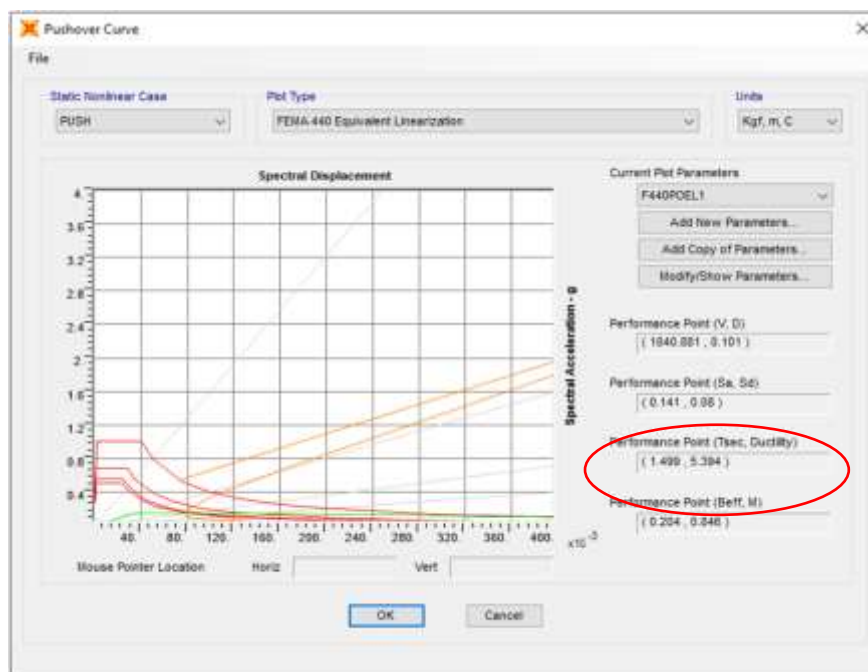
El punto de desempeño, es la estimación del desplazamiento máximo esperado del techo de un edificio calculado para un sismo de diseño. Como resultado, se puede caracterizar el estado de daño asociado para la estructura y compararlo con el objetivo de desempeño deseado. Esto permite identificar las deficiencias en cada parte del edificio y abordarlas directamente con medidas correctivas cuando sea necesario.

## Comparación de punto de desempeño

La edificación inicial, del Pabellón A de la IE María Reiche Newmann, presenta un punto de desempeño muy bajo con una gran posibilidad de entrar al colapso en muy poco tiempo, según la tabla adjunta.

Nivel de desempeño el COLAPSO.

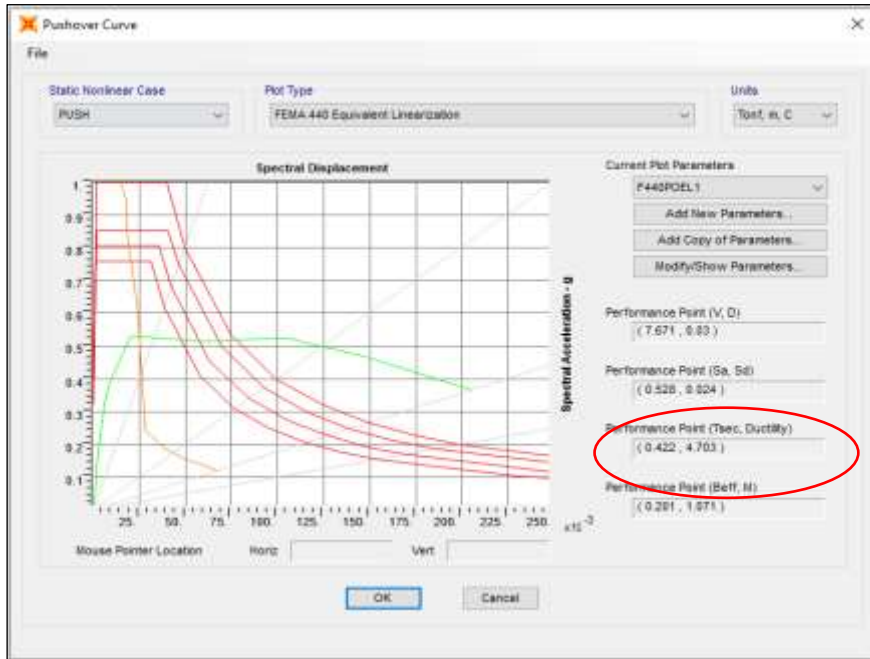
Figura 78: Punto de desempeño edificación inicial



Fuente: Elaboración propia

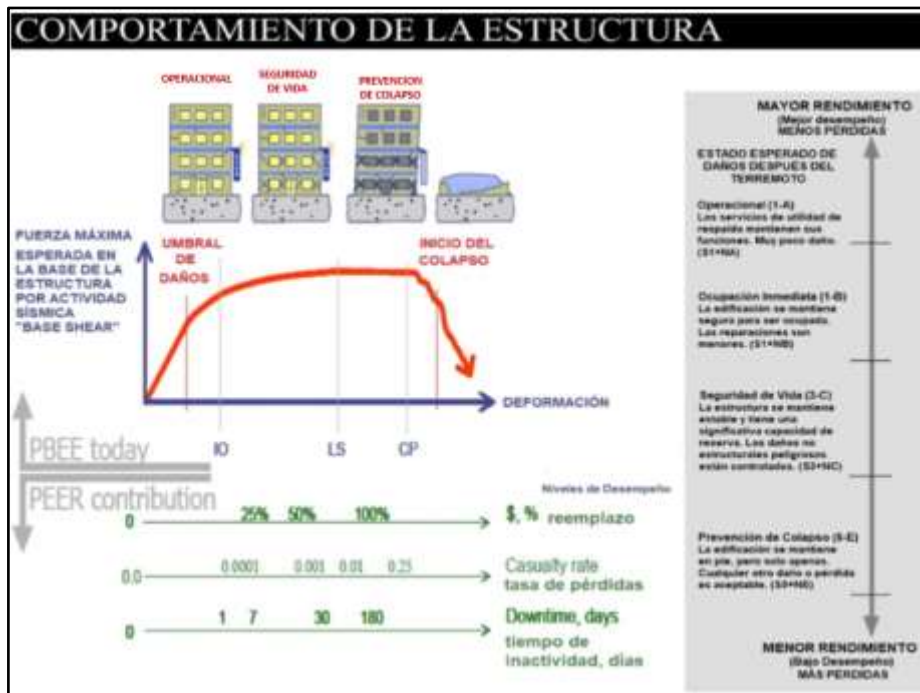
El pabellón A, con los elementos estructurales reforzados presenta una mejora en su punto de desempeño, colocando a la edificación en un nivel de desempeño de seguridad de vida y con mucho tiempo para entrar en colapso.

Figura 79: Punto de desempeño edificación inicial reforzada



Fuente: Elaboración propia

Figura 80: Punto de desempeño edificación reforzada.



Fuente: FEMA 356

#### IV. DISCUSIÓN

(Saavedra, 2018) después de realizar la evaluación estructural del colegio primario del caserío de Chagavara en Santiago de Chuco; en su metodología de análisis realizó un estudio de suelo para conocer capacidad portante y asentamientos de la edificación, modelamiento del edificio con Etabs y otro software, obteniendo como resultados de un sistema estructural aporticado en dirección X y dual en Y, que cumple con los requerimientos de la norma peruana.

Nosotros, deducimos que se requieren ensayos más minuciosos, como el ensayo de testigos diamantinos en los elementos resistentes, para poder conocer con exactitud, la situación estructural de las edificaciones esenciales.

(Córdova, 2019), con los refuerzos propuestos, disminuyeron los desplazamientos de las derivas de (0.0097 a 0.0034) y el periodo obtenido se redujo de 1.061 a 0.421 segundos, logrando así mejor desempeño sísmico.

Con el reforzamiento, que planteamos, con muros de albañilería en el eje Y coordenada C-Y de 0.23 m y en la coordenada E-Y de 0.13 m, encamisado de columnas con una nueva columna de 0.35 x 0.35 m y luego de realizar el análisis sísmico mediante el uso del programa Etabs 2017.0.1, mejoraron los periodos fundamentales, siendo los siguientes:  $T_x=0.139$  seg. y  $T_y=0.125$  seg; con lo cual nuestra propuesta también es válida.

## V. CONCLUSIONES

De acuerdo al análisis sísmico mediante el programa Etabs 2017.0.1, los periodos fundamentales fueron los siguientes:  $T_x = 0.183$  seg. y  $T_y = 0.616$  seg. Con estos resultados se interpreta que la estructura es más rígida en la dirección “X” debido a la cantidad de muros de corte colocados en dicha dirección y en “Y” es menos rígida debido a la ausencia de muros de corte, por lo tanto, requiere reforzamiento.

Con el reforzamiento con muros de albañilería en el eje Y coordenada C-Y de 0.23 m y en la coordenada E-Y de 0.13 m, encamisado de columnas con una nueva columna de 0.35 x 0.35 m y luego de realizar el análisis sísmico mediante el uso del programa Etabs 2017.0.1, mejoraron los periodos fundamentales, siendo los siguientes:  $T_x = 0.139$  seg. y  $T_y = 0.125$  seg. Con estos resultados se interpreta que la estructura mejoró su rigidez en ambas direcciones.

El análisis estático y dinámico permite aclarar la vulnerabilidad sísmica de la Institución educativa N°1254 – María Reiche Newmann, Utilizando software Etabs, determinando la cortante basal, los modos de vibración, así como las derivas y deformaciones mínimas de acuerdo a la norma E-030.

El pabellón A de la institución educativa N° 1254 María Reiche Newmann, fue construidas sin tener en consideración las normas vigentes (E-020, E030, E050, E060, y E-070) y no garantiza la continuidad operativa y la seguridad de vida.

## **VI. RECOMENDACIONES**

Se deben realizar análisis estático y dinámico buscando que la cortante basal, los modos de vibración, así como las derivas y deformaciones, se encuentren dentro de los rangos mínimos estipulados en la norma E-030-2018.

Se recomienda reforzamiento con muros de albañilería en el eje Y coordenada 2A, 2C con muros de espesor efectivo de 0.23 m y en la coordenada 2E un muro de espesor efectivo de 0.13 m, encamisado de columnas en la coordenadas 2B y 2D con una nueva columna de 0.35 x 0.35 m y vigas de 0.25 m x 0.50 m; para que cumplan con la norma sismoresistente puesto que es muy importante asegurar una buena transmisión de esfuerzos, especialmente en las columnas, así como un comportamiento monolítico del elemento, con la finalidad de restablecer o incrementar la resistencia, la ductilidad y la rigidez lateral de la edificación.

Las edificaciones denominadas como esenciales, deben diseñarse con estricta sujeción a las normas vigentes (E-020, E-030, E-050, E-060, E-070), y realizar el análisis sísmico no lineal Pushover para determinar que la estructura diseñada se encuentre mínimamente en un nivel de desempeño de seguridad de vida, para la continuidad operativa y el aseguramiento de la vida, la salud de los entes que alberga y así garantizar su continuidad operativa.

Se deben generar otras investigaciones detalladas y locales referentes al conocimiento del comportamiento de los terrenos de fundación, a fin de que se puedan desarrollar proyectos con elementos estructurales adecuados de conformidad con las normas vigentes (E-020, E030, E050, E060, y E-070).

Se recomienda el uso de sistemas informáticos modernos como el software Etabs y Sap2000 para determinar el desempeño estructural de las instituciones educativas.

Se recomienda que se realicen estudios detallados sobre las edificaciones esenciales con la finalidad de determinar el nivel desempeño estructural de manera prospectiva, con ello se podrán mejorar sus condiciones sin llegar a sufrir daños.

## REFERENCIAS

1. ABANTO VALDIVIA, Sarita; CARDENAS CRUZ, Deysi Jeanette. Determinación de la vulnerabilidad sísmica aplicando el método de Benedetti-Petrini en las instituciones educativas del centro histórico de Trujillo, Provincia de Trujillo, Región La Libertad. 2016.
2. AGUIRRE SÁNCHEZ, Jhon Jairo; RAMÓN, Bone; LUIS, Jorge. *Evaluación sísmica y propuesta de diseño de reforzamiento estructural para el edificio de la facultad de Ingeniería en Geología y Petróleos de la Escuela Politécnica Nacional, Quito-Ecuador*. 2018. Tesis de Licenciatura. Quito, 2018.
3. ALCÁNTARA MÉNDEZ, Kelly Stephanie; NALVARTE GURMENDI, Carlos Eduardo. Desempeño estructural aplicando la norma ATC-40 para el reforzamiento del pabellón “Monoblock” del Instituto Nacional de Salud del Niño (Breña-Lima). 2016.
4. ARANA ALMANZA, Joel Rodrigo. Propuesta de reforzamiento estructural para devolverle la funcionalidad al pabellón P-3 de la Institución Educativa Santa Fortunata en el distrito de Moquegua. 2018.
5. ARONE QUISPE, Juan. Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica Estructural de la IE N 1199 Mariscal Ramón Castilla, UGEL N 6 del Distrito de Chaclacayo. 2019..
6. BROCK, Gamboa Adorcio. Vulnerabilidad sísmica y mejoramiento estructural del centro educativo Augusto B. Leguía, distrito Nuevo Imperial–Cañete–Lima–2017. 2018.
7. CANALES, Loa; FRANKLIN, Gustavo Juan. Evaluación del desempeño sísmico de tres opciones de reforzamiento incremental en edificaciones educativas típicas construidas antes de 1997.2017.
8. CELI, Carrión; MARITZA, Mishel. *Análisis no lineal en 2D del Hospital “Moreno Vázquez”, del cantón Gualaceo, aplicando el método de rótulas plásticas*. 2019. Tesis de Licenciatura. Universidad del Azuay.
9. CONDORI, Cristóbal; TAVERA, Hernando. Áreas probables de ruptura sísmica en el borde occidental del Perú, a partir de la variación del parámetro " b". 2012.
10. CORDOVA, Campos; JACK, Miller. Diseño del reforzamiento de columnas y vigas, con la técnica del encamisado y el comportamiento estructural de una vivienda, distrito de Puente Piedra, Lima, año 2019 (Tesis-parcial). 2019.



11. CHÁVEZ MARÍN, Marco Antonio. Análisis Sismorresistente En La IE N° 82069 Del Distrito De Llacanora, Provincia Cajamarca, Region Cajamarca, En El Año 2018. 2018.
12. CHÁVEZ, Blanca. *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones de la ciudad de Quito–Ecuador y riesgo de pérdida*. 2016. Tesis Doctoral. Tesis (Magíster en Ingeniería Estructural). Quito: Escuela Politécnica Nacional, 2016.
13. CHIRICO, Giovanni M., et al. Propuesta metodológica constructiva de rehabilitación estructural de edificios aporticados de concreto armado. 2012.
14. Disponible en:  
<https://mariareiche1254.webcindario.com/Home/historia.html>, Visitado el 11 de junio de 2019.
15. Disponible en:  
<https://www.indeci.gob.pe/85-de-la-poblacion-participo-en-simulacro-nacional-de-sismo-y-tsunami-en-todo-el-pais/>
16. Edificación” \_RESOLUCIÓN MINISTERIAL N° 355-2018-VIVENDA, MODIFICA LA NORMA E-30 DISEÑO SISMORESISTENTE. Decreto supremo N° 003-2016-vivienda.
17. GAMEROS MONCADA, Santiago Jesús. Análisis comparativo de tres tipos de refuerzo estructural para pabellones de aulas de locales escolares de dos pisos y tres aulas por piso. 2015.
18. GUAICHA, Ludeña; FABIAN, Gorky. Estudio de vulnerabilidad sísmica del colegio 9 de octubre aplicando la norma ecuatoriana de construcción mediante metodología fema 154. 2017.
19. HADZIMA-NYARKO, Marijana; PAVIĆ, Gordana; LEŠIĆ, Marija. Seismic vulnerability of old confined masonry buildings in Osijek, Croatia. *Earthquakes and Structures*, 2016, vol. 11, no 4, p. 629-648.
20. HERNANDEZ SAMPIERI, R.; FERNANDEZ COLLADO, C.; BAPTISTA LUCIO, M. d. Diseños no experimentales. Metodología de la Investigación. México: McGRAW-HILL/INTERAMERICANA EDITORES SA DE CV, 2014, p. 135.
21. HERRERA, Castro; EDINHO, Marco Antonio. Inspección sísmica visual rápida de los edificios de la Universidad de Piura por el método FEMA 154. 2019.
22. LEZAMA ROMERO, Erwin Ibraim. Comparación de derivas por sollicitaciones sísmicas según normas e-030 de 2003 y 2016 en proyecto de una nueva edificación. 2017.

23. LÓPEZ, Oscar A. Protección de las Escuelas contra los Terremotos. *Trabajo de Incorporación Académica, Academia Nacional de la Ingeniería y el Hábitat. Caracas, 2008.*
24. MEDINA, Christian; MEDINA, Santiago. Coeficiente irregularidad en planta a partir del análisis de torsión en estructuras irregulares. *Revista Politécnica*, 2017, vol. 39, no 2, p. 51-60.
25. MELÉNDEZ ORTIZ, Henry Antonio; SANTISTEBAN MARIÑO, Eduardo Harold. *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del Hospital San Ignacio y su rehabilitación basados en curvas de fragilidad*. Tesis de Licenciatura. Facultad de Ingeniería.
26. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, “Norma Técnica de Albañilería E-070.  
Disponible en:  
<https://www.sencico.gob.pe/publicaciones.php?id=230>
27. MORALES-SOTO, Nelson; ZAVALA, Carlos. Terremotos en el litoral central del Perú: ¿podría ser Lima el escenario de un futuro desastre?. *Revista peruana de medicina experimental y salud pública*, 2008, vol. 25, no 2, p. 217-224.
28. PADILLA QUINCOT, Gonzalo. Propuesta para considerar la irregularidad estructural en la resistencia lateral de las estructuras en el Perú.
29. PÉREZ RAMOS, Joel. *Análisis y diseño automatizado de estructuras con ETABS 2015*. 2016. Tesis Doctoral. Universidad Central “Marta Abreu” de Las Villas. Facultad de Construcciones. Departamento de Ingeniería Civil.
30. PEREZ MUNDACA, Alberto. Evaluación del desempeño sísmico en edificaciones esenciales mediante la aplicación del análisis inelástico por desplazamientos. 2019.
31. ROJAS SALCEDO, Edwin. EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA EN VIVIENDAS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA DEL ASENTAMIENTO HUMANO SAN MARCOS DE ATE, SANTA ANITA, 2017. 2017.
32. SAFINA, Salvador. Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo sísmico. Universitat Politècnica de Catalunya, 2003.
33. SAAVEDRA YSLADO, Irmer. Evaluación del diseño estructural del centro educativo-nivel primaria en el caserío de Chagavara, Santiago de Chuco en el 2018. 2019.
34. TAVERA, Hernando. El terremoto de Pisco (Perú) del 15 de agosto de 2007 (7.9 Mw). 2008.

Ver en:

<http://repositorio.igp.gob.pe/handle/IGP/699>

35. TAVERA, Hernando. Actualización del escenario por sismo, tsunami y exposición en la región central del Perú. 2017.
36. VARGAS-MENA, Freddie Antonio. Evaluación de la vulnerabilidad sísmica en viviendas y edificios comerciales menores en el área central de Pérez Zeledón, Costa Rica. 2016.
37. YEPES-ESTRADA, Catalina, et al. Modeling the residential building inventory in South America for seismic risk assessment. *Earthquake spectra*, 2017, vol. 33, no 1, p. 299-322.
38. YALLILCO BALDEON, José Martin. Análisis sísmico comparativo del pabellón A secundaria, del colegio emblemático Santa Isabel, de la ciudad de Huancayo, Junín 2017”.

**ANEXO. 1.- Matriz de consistencia:**

**Evaluación de vulnerabilidad sísmica y propuesta de reforzamiento en el pabellón A de la institución educativa N° 1254 María Reiche Newmann, Ate 2019**

PROBLEMAS	HIPÓTESIS	OBJETIVOS	VARIABLE	DIMENSIONES	INDICADORES	MÉTODO
<p><b>Problema General:</b> ¿Cuál es el nivel de vulnerabilidad sísmica del pabellón A de la institución educativa María Reiche Newmann, Ate 2019?</p> <p><b>Problemas específicos:</b> PE-1.- ¿Cómo podemos determinar la vulnerabilidad sísmica en el pabellón A de la institución educativa María Reiche Newmann, según la norma E-030-2018?</p> <p>PE-2.- ¿Cuál es el nivel de desempeño estructural del pabellón A de la institución educativa María Reiche Newmann, según análisis estático no lineal-pushover?</p> <p>PE-3 – ¿Qué técnica se podría proponer para el reforzamiento estructural del pabellón A de la institución educativa María Reiche Newmann?</p>	<p><b>Hipótesis General:</b> El pabellón A de la institución educativa María Reiche Newmann, Ate 2019, presenta vulnerabilidad sísmica alta y requiere reforzamiento.</p> <p><b>Hipótesis específicas:</b> HE-1.- El pabellón A de la institución educativa María Reiche Newmann, mediante análisis estático y dinámico, no cumple con la norma E-030-2018.</p> <p>HE-2.- El pabellón A de la institución educativa María Reiche Newmann, de acuerdo al análisis de desempeño, está en el colapso.</p> <p>HE-3 – Con las técnicas de reforzamiento por encamisados, el pabellón A de la institución educativa María Reiche Newmann, mejora su desempeño.</p>	<p><b>Objetivo General</b> Evaluar el nivel vulnerabilidad sísmica y proponer la técnica adecuada de reforzamiento de los elementos estructurales en el pabellón A de la institución educativa María Reiche Newmann, Ate, 2019.</p> <p><b>Objetivos específicos:</b> OE-1.- Determinar la vulnerabilidad sísmica del pabellón A de la institución educativa María Reiche Newmann, mediante análisis estáticos y dinámicos.</p> <p>OE-2.- Determinar el nivel de desempeño estructural del pabellón A de la institución educativa María Reiche Newmann, mediante análisis estático no lineal pushover.</p> <p>OE-3 - Proponer técnicas de reforzamiento adecuada de los elementos estructurales en el pabellón A de la institución educativa María Reiche Newmann.</p>	<b>Vulnerabilidad sísmica</b>	Análisis estáticos y dinámicos Norma E-030	Cortante basal	<p><b>Tipo de investigación</b> Descriptiva y Aplicada</p> <p><b>Diseño de investigación</b> Cuantitativo y cualitativo No experimental</p> <p><b>Población: y Muestra:</b> El Pabellón A de la Institución educativa N° 1254 María Reiche Newmann,</p> <p><b>Técnica:</b> Recopilación de información Modelamiento Análisis estático y dinámico</p> <p><b>Instrumento:</b> Software ETABS Aplicativo web de SENCICO</p>
					Modos de vibración	
					Desplazamientos y derivas	
<p><b>Reforzamiento</b></p>			<b>Reforzamiento</b>	Análisis estático no lineal Pushover	Nivel de desempeño	<p>Operacional 1A</p> <p>Operacional 1B</p> <p>Seguridad de vida</p> <p>Prevención de colapso</p>
Reforzamiento estructural					-Rigidez de la estructura	

## RESULTADO DE LABORATORIO: COLUMNA 01

		
<b>STANDARD TEST METHOD FOR OBTAINING AND TESTING DRILLED CORES AND SAWED BEAMS OF CONCRETE</b> <b>ASTM C42 / C42M - 18</b>		CÓDIGO : F00N - 001 VERSIÓN : 1.1 VIGENCIA : 31/12/2018
SOLICITANTE :	LUIS ANTONIO DAVILA RODRIGUEZ FERDY HUO QUIPSE CHOCUE	REGISTRO : 086-2018/HOL
PROYECTO :	EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD SÍSMICA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO EN EL PABELLÓN A DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N° 1294 MARÍA REICHE NEWMAN - ATE, (LIMA 2019)	FECHA : 13/10/2019
UBICACIÓN :	LIMA, ATE	

TESTIGO DIAMANTINO	
DESCRIPCIÓN VISUAL	IDENTIFICACIÓN
En el cuerpo del testigo se observa con poca piedra natural subyacente de baja resistencia, junto a arena limpia de grano fino, presenta una matriz porosa de coloración gris claro, durante el ensayo los fragmentos se desmenuzan fácilmente.	<b>C-1, I.E. M.R.N.</b>
	

  
**CALDERÓN DE LOS SANTOS**  
 INGENIERO GEOLOGO  
 RUC: COP N° 148564  
 J. S. Rosales Peña S/ta Urb. Otazogo  
 San Martín de Porres - Lima - Perú  
 Tel: +511 01-5573261, 89PM 554255568  
 RFC: 304818005 e-mail: holivera@holperu.pe

## RESULTADO DE LABORATORIO: COLUMNA 02

	
<b>STANDARD TEST METHOD FOR OBTAINING AND TESTING DRILLED CORES AND SAVED BEAMS OF CONCRETE</b> <b>ASTM C42 / C42M - 18</b>	<b>CÓDIGO</b> : FCON - 001 <b>VERSIÓN</b> : 1.1 <b>VIDENCIA</b> : 31/12/2018
<b>SOLICITANTE</b> : LUIS ANTONIO CÁVILA RODRÍGUEZ PERCY HUGO GUISPE CHOCUE	<b>REGISTRO</b> : 08-2018/HOL
<b>PROYECTO</b> : EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD SÍSMICA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO EN EL PABELLÓN A DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N° 1541 MARIA REICHE NEWMAN - ATE, LIMA 2018	
<b>UBICACIÓN</b> : LIMA, ATE	<b>FECHA</b> : 11/12/2018
<b>TESTIGO DIAMANTINO</b>	
<b>DESCRIPCIÓN VISUAL</b>	<b>IDENTIFICACIÓN</b>
En el fondo del testigo se observa pedra natural subterránea de moderada resistencia, junto a esta línea de grano medio a fino, presenta una matriz porosa de coloración gris claro, cubriendo el ensayo los fragmentos se desintegran fácilmente.	C-2, I.E. M.R.N.
	
 <b>CALDERÓN DE LOS SANTOS</b> INGENIERO GEÓLOGO Reg. C.O.T. N° 148984 A. E. Sotomayor Pared 318 Urb. Dazeglio San Martín de Porres - Lima - Perú Tel: +511 61-9078991, 9988 90402882 RUC: 204018000 e-mail: holperu@holperu.pe	

## RESULTADO DE LABORATORIO: COLUMNA 03

	
<b>STANDARD TEST METHOD FOR OBTAINING AND TESTING DRILLED CORES AND SAWED BEAMS OF CONCRETE ASTM C42 / C42M - 18</b>	
	<b>CÓDIGO</b> : FCON-061 <b>VERSIÓN</b> : 1.1 <b>VIENCIA</b> : 31/12/2018
<b>SOLICITANTE</b> : LUIS ANTONIO CAYLA RODRIGUEZ PEROY HUGO GUSPE CHOQUE	<b>REGISTRO</b> : 06-2018MOL
<b>PROYECTO</b> : EVOLUCIÓN DE VALERABLEIDAD SIMCA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO EN EL PABELLÓN A DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N° 1254 MANA RECHO NEBRIMA - ATE, LIMA 2018.	<b>FECHA</b> : 11/12/2018
<b>UBICACIÓN</b> : LIMA, ATE	
<b>TESTIGO DIAMANTINO</b>	
<b>DESCRIPCIÓN VISUAL</b>	<b>IDENTIFICACIÓN</b>
En el cuerpo del testigo se observa natural subyugada de refuerzo resistido, junto a arena limpia de grano medio a fino, presenta una matriz porosa de consistencia clara, sometido al ensayo los fragmentos se desmenuzan fácilmente.	<b>C-3, I.E. M.R.N.</b>
	
 <b>CALDERÍN FLORES SANTOS</b> INGENIERO GEOLOGO Reg. CP N° 14894	
Jr. E. Ramírez Pallas 318 Urb. Benavente San Martín de Porres - Lima - Perú Tel. +51 01 676801, RFM: 05450699 RUC: 054610850 e-mail: holperu@holperu.pe	

## RESULTADO DE LABORATORIO: VIGA 01

		CÓDIGO : FCON - 001 VERSIÓN : 1.1 VIGENCIA : 31/12/2018
<b>STANDARD TEST METHOD FOR OBTAINING AND TESTING DRILLED CORES AND SAVED BEAMS OF CONCRETE</b> <b>ASTM C42 / C42M - 11</b>		
SOLICITANTE : LUIS ANTONIO OVALLA RODRIGUEZ PERCY HUGO GUSPÉ CHOCUE	REGISTRO : 086-2018MCL	
PROYECTO : EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD SÍSMICA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO EN EL PASADIZO DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N° 1284	FECHA : 11/18/2018	
UBICACIÓN : LIMA, ATE		
<b>TESTIGO DIAMANTINO</b>		
DESCRIPCIÓN VISUAL En el cuerpo del testigo se observó con poca piedra natural subyacente de baja resistencia, junto a arena limpia de grano medio a fino, presentando una matriz porosa de cohesión débil. Sustruido al ensayo los fragmentos se desmenuzaron fácilmente.	IDENTIFICACIÓN  <b>V-1, I.E. M.R.N.</b>	
		
CALDERÓN LOS SANTOS INGENIERO GEÓLOGO Reg. C° N° 148594 J. El. Ramírez Peña 316 Urb. Garaybo San Martín de Porres / Lima - Perú Tel: +511 01-8879961, 8996 85420202 RFC: 804515052 e-mail: boliver@holperu.pe		



## RESULTADO DE LABORATORIO: VIGA 02

		<b>STANDARD TEST METHOD FOR OBTAINING AND TESTING DRILLED CORES AND SAWED BEAMS OF CONCRETE</b> <b>ASTM C42 / C42M - 18</b>		<b>CÓDIGO</b> : FCGN - 901 <b>VERSIÓN</b> : 1.1 <b>VIGENCIA</b> : 13/12/2019
SOLICITANTE	LUIS ANTONIO DAVILA RODRIGUEZ PERCY RAJO OLIVERA CHOCQUE	REGISTRO	1896 2019/NOV.	
PROYECTO	EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD SÍSMICA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO EN EL PABELLÓN A DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N° 1204			
UBICACIÓN	LIMA, ATE	FECHA	11/05/2019	

TESTIGO DIAMANTINO	
DESCRIPCIÓN VISUAL	IDENTIFICACIÓN
En el cuerpo del testigo se observa piedra natural entrelazada de moderada resistencia, junto a arena limpia de gran grado a fino, presenta una matriz porosa de color gris claro, al ser el ensayo los fragmentos se desintegran fácilmente.	<b>V-2, I.E. M.R.N.</b>
	

  
**CALDERÓN, JUAN ANTONIO**  
**INGENIERO GEÓLOGO**  
 Reg. C.O.F. N° 48864

J. E. Ramírez Pineda 316 Urb. Gavilán  
 San Martín de Porres - Lima - Perú  
 Tel: +511 61-667091, 6166 30403059  
 RUC: 980019880 e-mail: hcolpara@hcolpara.pe

## RESULTADO DE LABORATORIO: VIGA 03

			
<b>STANDARD TEST METHOD FOR OBTAINING AND TESTING DRILLED CORES AND SAWED BEAMS OF CONCRETE</b> <b>ASTM C43 / C42M - 18</b>		<b>CÓDIGO</b> : FCON - 691 <b>VERSION</b> : 1.1 <b>VIGENCIA</b> : 31/12/2018	
<b>SOLICITANTE</b>	DR. DE. LUIS ANTONIO DAVILA RODRIGUEZ PERCY HUGO GUIPES CHOCUE	<b>REGISTRO</b>	10863018HOL
<b>PROYECTO</b>	EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD SÍSMICA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO EN EL PABELLÓN DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N° 1254	<b>FECHA</b>	11/12/2018
<b>UBICACIÓN</b>	LIMA, ATE		
<b>TESTIGO DIAMANTINO</b>			
<b>DESCRIPCIÓN VISUAL</b>		<b>IDENTIFICACIÓN</b>	
En el cuerpo del testigo se observa piedra natural inhomogénea de baja resistencia, junto a arena limpia de grano fino, presentándose una matriz porosa de coloración beige claro, evidenciándose al ensayo los fragmentos de desintegración.		<b>V-3, I.E. M.R.N.</b>	
			
		 CALDERON DE LOS SANTOS INGENIERO GEÓLOGO Reg. Nº 54894	
		J. E. Ramirez Peña 316 Urb. Garachay San Martín de Porres - Lima - Perú Tel: +51 01-8670991, RPM: 95402599 RPO: 95403260 e-mail: holperu@holperu.pe	

# ESTUDIO DEL SUELO 01



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**      **Nº 009910**

**Facultad de Ingeniería Civil**  
**Laboratorio N°2 - Mecánica de Suelos**

**INFORME N° S19 - 976-1-1**

**SOLICITANTE** : I.E. N° 1254 MARIA REICHE NEWMANN - ATE  
**PROYECTO** : EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SISMICA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DEL PABELLÓN A DE LA I.E. N° 1254 MARIA REICHE NEWMANN - ATE - LIMA  
**UBICACIÓN** : AV. MONTEVERDE MZ "X", LTE. 2 COOP. ALFA - OMEGA, DISTRITO ATE - LIMA  
**FECHA** : 16 DE OCTUBRE 2019

### REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Muestra      M-1

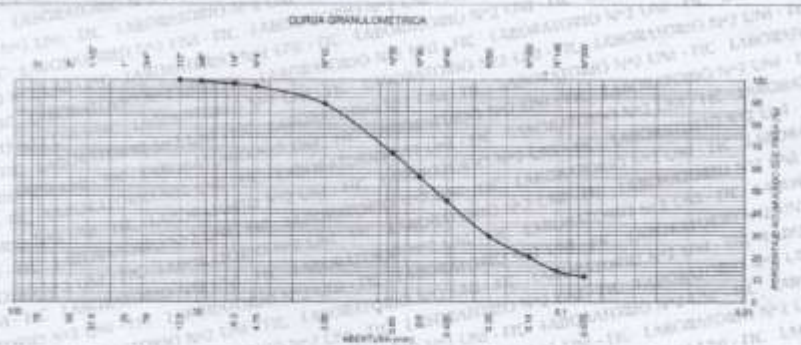
**ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO - REFERENCIA ASTM D6913 / D6913M**  
Procedimiento interno AT-PR 4 - Método "A"

Tamiz	Abertura (mm)	(%) Parcial Retenido	(%) Acumulado Retenido	(%) Pasa
3"	75.000	-	-	-
2"	50.000	-	-	-
1 1/2"	37.500	-	-	-
1"	25.000	-	-	-
3/4"	19.000	-	-	-
1/2"	12.500	-	-	100
3/8"	9.500	0	0	100
1/4"	6.300	1	2	98
Nº4	4.750	1	3	97
Nº10	2.000	8	11	89
Nº20	0.850	22	33	67
Nº30	0.600	11	44	56
Nº40	0.425	11	54	46
Nº60	0.250	16	70	30
Nº100	0.150	9	80	20
Nº140	0.106	6	85	14
Nº200	0.075	3	89	11
FONDO		11		

% Grava	3
% Arena	86
% Finos	11

LIMITE DE CONSISTENCIA ASTM D4318	
Procedimiento interno AT-PR 5	
Limite Líquido	NP
Limite Plástico	NP
Indice Plástico	NP

Clasificación SUCS ASTM D2487      : **SW-SM**



**Nota**  
 Los resultados de los ensayos corresponden a la muestra proporcionada por el cliente.  
 Los datos del solicitante, proyecto, procedimientos e identificación fueron revisados por el cliente.

Ejecución      Téc. J. Huando Ch.  
 Aprobación      Ing. D. Osorio R. / Ing. B. Ramirez P.



*J. S. Lucás*  
 Msc. Ing. LUIS E. SHUAN LUCAS  
 Jefe (e) Laboratorio N°2-Mecánica de Suelos  
 Facultad de Ingeniería Civil - UNI

Carrera de Ingeniería Civil Acreditada por



Engineering  
Technology  
Accreditation  
Commission

Av. Túpac Amaru 210, Lima 25, Apartado 1301 - Perú  
 Teléfono: (511) 381-3842, Central Telefónica: 481-1070 Anexo 4019  
 e-mail: [ims\\_fic@uni.edu.pe](mailto:ims_fic@uni.edu.pe), [ims.servicios@uni.edu.pe](mailto:ims.servicios@uni.edu.pe)



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Nº 009909

Facultad de Ingeniería Civil
Laboratorio N°2 - Mecánica de Suelos

INFORME N° S19 - 976-1-1

SOLICITANTE : I.E. N° 1254 MARIA REICHE NEWMANN - ATE
PROYECTO : EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DEL PABELLÓN A DE LA I.E. N°1254 MARIA REICHE NEWMANN - ATE - LIMA
UBICACIÓN : AV. MONTEVERDE MZ "X" LTE 2 COOP. ALFA - OMEGA, DISTRITO ATE - LIMA
FECHA : 16 DE OCTUBRE 2019

ENSAYO DE CORTE DIRECTO - REFERENCIA ASTM D3080

Procedimiento interno AT-PR-9

Estado Remoldeado (material < Tamiz N° 4)
Muestra M-1

Table with 4 columns: Especimen N°, I, II, III. Rows include: Diametro del anillo (cm), Altura Inicial de la muestra (cm), Densidad húmeda inicial (g/cm³), Densidad seca inicial (g/cm³), Cont. de humedad inicial (%), Altura de la muestra antes de aplicar el esfuerzo de corte (cm), Altura final de la muestra (cm), Densidad húmeda final (g/cm³), Densidad seca final (g/cm³), Cont. de humedad final (%), Esfuerzo normal (kg/cm²), Esfuerzo de corte máximo (kg/cm²), Angulo de fricción interna (32.8°), Cohesión (kg/cm²) (0.00).

Nota:

Los especímenes se remoldearon con la densidad seca promedio de las densidades máxima - mínima y la humedad natural de la muestra
Los resultados de los ensayos corresponden a la muestra que fueron proporcionadas por el cliente
Los datos del solicitante, proyecto, procedencia e identificación fueron indicados por el cliente

Ejecución: Téc. J. Huamán Ch.
Aprobación: Ing. G. Basadre B. / Ing. B. Ramírez P.



Handwritten signature of Msc. Ing. LUISA E. SHUAN LUCAS

Msc. Ing. LUISA E. SHUAN LUCAS
Jefa (e) Laboratorio N°2-Mecánica de Suelos
Facultad de Ingeniería Civil - UNI

Av. Túpac Amaru 210, Lima 25, Apartado 1301 - Perú
Teléfono: (511) 381-3842, Central Telefónica: 481-1070 Anexo 4019
e-mail: lms\_fic@uni.edu.pe, lms.servicios@uni.edu.pe

Comisión de Ingeniería Civil Acreditada por



Engineering
Technology
Accreditation
Commission



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA N° 009908

Facultad de Ingeniería Civil
Laboratorio N°2 - Mecánica de Suelos

INFORME N° S19 - 976-1-1

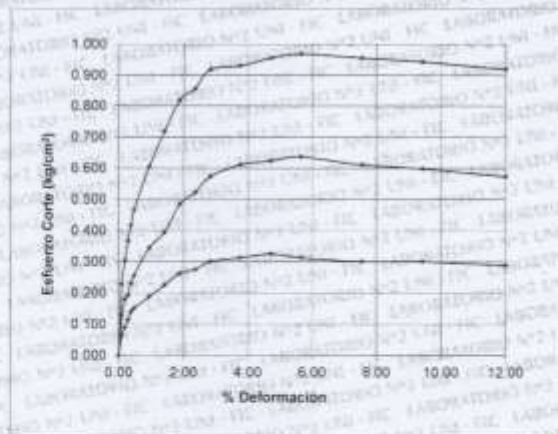
SOLICITANTE : I.E. N° 1254 MARIA REICHE NEWMANN - ATE
PROYECTO : EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SISMICA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DEL PABELLÓN A DE LA I.E. N° 1254 MARIA REICHE NEWMANN - ATE - LIMA
UBICACIÓN : AV. MONTEVERDE MZ "X", LTE. 2 COOP. ALFA - OMEGA, DISTRITO ATE - LIMA
FECHA : 16 DE OCTUBRE 2019

ENSAYO DE CORTE DIRECTO - REFERENCIA ASTM D3080

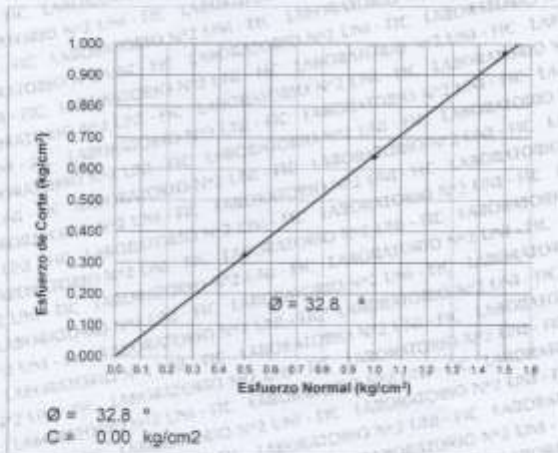
Procedimiento interno AT-PR.9

Estado : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)
Muestra : M-1

% DEFORMACIÓN TANGENCIAL vs. ESFUERZO DE CORTE



ESFUERZO NORMAL vs. ESFUERZO DE CORTE



Av. Túpac Amaru 210, Lima 25, Apartado 1301 - Perú
Teléfono: (511) 381-3842, Central Telefónica: 481-1070 Anexo 4019
e-mail: lms\_fic@uni.edu.pe, lms.servicios@uni.edu.pe





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Nº 009907

Facultad de Ingeniería Civil
Laboratorio N°2 - Mecánica de Suelos

INFORME N° S19 - 976-1-2

SOLICITANTE : I.E. N° 1254 MARIA REICHE-NEWMANN - ATE
PROYECTO : EVALUACION DE LA VULNERABILIDAD SISMICA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DEL PABELLON A DE LA I.E. N° 1254 MARIA REICHE-NEWMANN - ATE - LIMA
UBICACION : AV. MONTEVERDE MZ "X", LTE. 2 COOP. ALFA - OMEGA, DISTRITO ATE - LIMA
FECHA : 16 DE OCTUBRE 2019

RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Muestras : M-1

MATERIAL QUE PASA LA MALLA N° 4

DENSIDAD MAXIMA NLT-205

Densidad maxima (g/cm³) : 1.967

DENSIDAD MINIMA NLT-204

Densidad minima (g/cm³) : 1.326

Nota:

Los resultados de los ensayos corresponden a la muestra proporcionada por el cliente. Los datos del solicitante, proyecto, procedencia e identificación fueron indicados por el cliente.

Ejecución : Téc. J. Aguado Ch.
Aprobación : Ing. D. Osorio R. / Ing. B. Ramirez P.



Handwritten signature of Lic. Ing. LUISA E. SHUAN LUCAS

Lic. Ing. LUISA E. SHUAN LUCAS
Jefa (a) Laboratorio N°2-Mecánica de Suelos
Facultad de Ingeniería Civil - UNI

Av. Túpac Amaru 210, Lima 25, Apartado 1301 - Perú
Teléfono: (511) 381-3842, Central Telefónica: 481-1070 Anexo 4019
e-mail: lms\_fic@uni.edu.pe, lms.servicios@uni.edu.pe



# ESTUDIO DEL SUELO 02



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**

**Nº 009996**

**Facultad de Ingeniería Civil**  
**Laboratorio N°2 - Mecánica de Suelos**

**INFORME N° S19 - 975-2-1**

**SOLICITANTE** : I.E. N° 1254 MARIA REICHE NEWMANN - ATE  
**PROYECTO** : EVALUACION DE LA VULNERABILIDAD SISMICA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DEL PABELLÓN A DE LA I.E. N° 1254 MARIA REICHE NEWMANN - ATE - LIMA  
**UBICACION** : AV. MONTEVERDE MZ "X", LTE. 2 COOP. ALFA - OMEGA, DISTRITO ATE - LIMA  
**FECHA** : 16 DE OCTUBRE 2019

**REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO**

Muestra M-2

**ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO - REFERENCIA ASTM D6913 / D6913M**  
Procedimiento interno AT-PR 4 - Método "A"

Tamiz	Abertura (mm)	(%) Parcial Retenido	(%) Acumulado Retenido	(%) Acumulado Pasa
3"	75.000	-	-	-
2"	50.000	-	-	-
1 1/2"	37.500	-	-	-
1"	25.000	-	-	-
3/4"	19.000	-	-	-
1/2"	12.500	-	-	100
3/8"	9.500	0	0	100
1/4"	6.300	1	1	99
N°4	4.750	1	2	98
N°10	2.000	9	11	89
N°20	0.850	22	33	67
N°30	0.600	11	44	56
N°40	0.425	12	56	45
N°60	0.250	14	70	30
N°100	0.150	12	82	18
N°140	0.106	5	87	13
N°200	0.075	3	90	10
FONDO		10		

% Grava	2
% Arena	87
% Finos	10

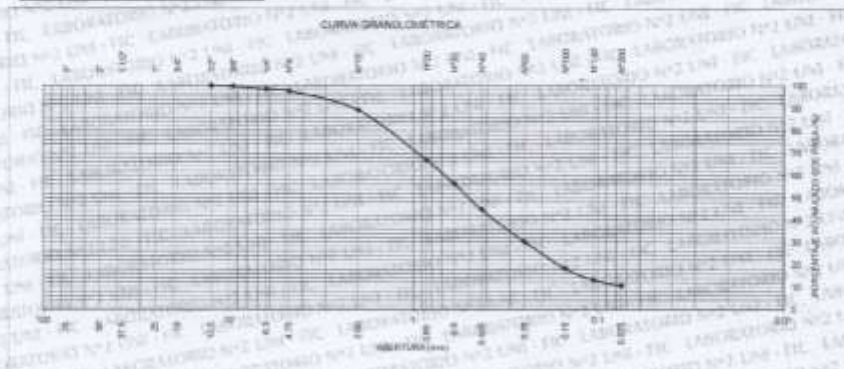
**LIMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318**

Procedimiento interno AT-PR 5

Límite Líquido	NP
Límite Plástico	NP
Índice Plástico	NP

Clasificación SUCS ASTM D2487

**SW-SM**



**Nota:**  
Los resultados de los ensayos corresponden a la muestra proporcionada por el cliente.  
Los datos del solicitante, proyecto, procedencia e identificación fueron indicados por el cliente.

**Ejecución:** Tte. J. Huancho Ch  
**Aprobación:** Mg. O. Balbuena R., Sr. Ramirez R.



*[Firma]*  
**Msc. Ing. LUISA E. SHUAN LUCAS**  
 Jefa (e) Laboratorio N°2-Mecánica de Suelos  
 Facultad de Ingeniería Civil - UNI

Av. Túpac Amaru 210, Lima 25, Apartado 1301 - Perú  
 Teléfono: (511) 381-3842, Central Telefónica: 481-1070 Anexo 4019  
 e-mail: lms\_fic@uni.edu.pe, lms.servicios@uni.edu.pe





Facultad de Ingeniería Civil
Laboratorio N°2 - Mecánica de Suelos

INFORME N° S19 - 976-2-1

SOLICITANTE : I.E. N° 1254 MARIA REICHE NEWMANN - ATE
PROYECTO : EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SISMICA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DEL PABELLÓN A DE LA I.E. N° 1254 MARIA REICHE NEWMANN - ATE - LIMA
UBICACIÓN : AV. MONTEVERDE MZ "X", LTE. 2 COOP. ALFA - OMEGA, DISTRITO ATE - LIMA
FECHA : 16 DE OCTUBRE 2019

ENSAYO DE CORTE DIRECTO - REFERENCIA ASTM D3080

Procedimiento interno AT-PR.9

Estado Muestra : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)
M-2

Table with 4 columns: Especimen N°, I, II, III. Rows include: Diametro del anillo (cm), Altura Inicial de la muestra (cm), Densidad húmeda inicial (g/cm³), Densidad seca inicial (g/cm³), Cont. de humedad inicial (%), Altura de la muestra antes de aplicar el esfuerzo de corte (cm), Altura final de la muestra (cm), Densidad húmeda final (g/cm³), Densidad seca final (g/cm³), Cont. de humedad final (%), Esfuerzo normal (kg/cm²), Esfuerzo de corte máximo (kg/cm²), Angulo de fricción interna, Cohesión (kg/cm²).

Nota

Los especímenes se remoldearon con la densidad seca promedio de las densidades máxima - mínima y la humedad natural de la muestra.
Los resultados de los ensayos corresponden a la muestra que fueron proporcionada por el cliente.
Los datos del solicitante, proyecto, procedencia e identificación fueron indicados por el cliente.

Ejecución: Téc. J. Huambo Ch
Aprobación: Ing. D. Basadre R. / Ing. B. Remírez P.



Signature of Msc. Ing. LUISA E. SHUAN LUCAS
Msc. Ing. LUISA E. SHUAN LUCAS
Jefa (a) Laboratorio N°2-Mecánica de Suelos
Facultad de Ingeniería Civil - UNI







UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA N° 009994

Facultad de Ingeniería Civil
Laboratorio N°2 - Mecánica de Suelos

INFORME N° S19 - 976-2-1

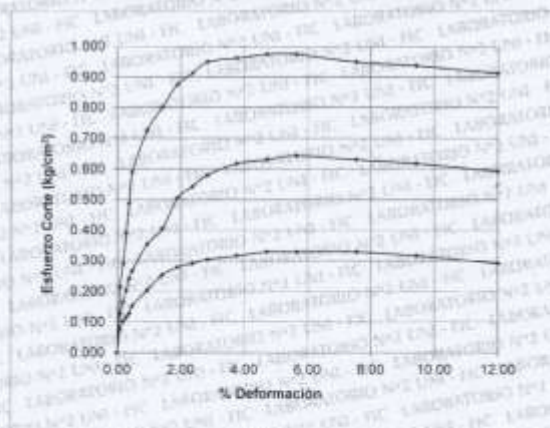
SOLICITANTE : I.E. N° 1254 MARIA REICHE NEWMANN - ATE
PROYECTO : EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DEL PABELLÓN A DE LA I.E. N° 1254 MARIA REICHE NEWMANN - ATE - LIMA
UBICACIÓN : AV. MONTEVERDE MZ "X", LTE. 2 COOP. ALFA - OMEGA, DISTRITO ATE - LIMA
FECHA : 16 DE OCTUBRE 2019

ENSAYO DE CORTE DIRECTO - REFERENCIA ASTM D3080

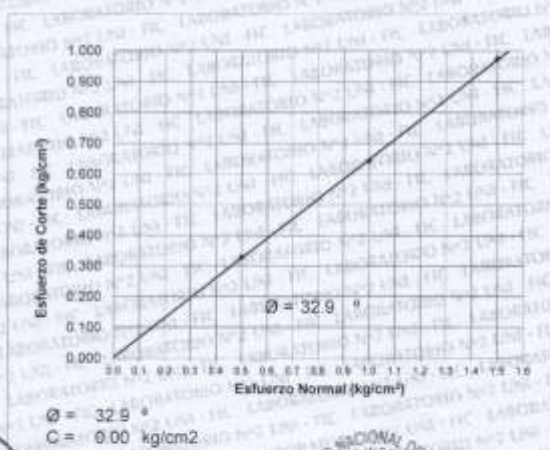
Procedimiento interno AT-PR-9

Estado : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)
Muestra : M-2

% DEFORMACIÓN TANGENCIAL vs. ESFUERZO DE CORTE



ESFUERZO NORMAL vs. ESFUERZO DE CORTE



Av. Túpac Amaru 210, Lima 25, Apartado 1301 - Peru
Teléfono: (511) 381-3842, Central Telefónica: 481-1070 Anexo 4019
e-mail: lms\_fic@uni.edu.pe, lms.servicios@uni.edu.pe





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Nº 009993

Facultad de Ingeniería Civil
Laboratorio N°2 - Mecánica de Suelos

INFORME N° S19 - 976-2-2

SOLICITANTE : I.E. N° 1254 MARIA REICHE NEWMANN - ATE
PROYECTO : EVALUACION DE LA VULNERABILIDAD SISMICA Y PROPUESTA
DE REFORZAMIENTO DEL PABELLÓN A DE LA I.E. N° 1254
MARIA REICHE NEWMANN - ATE - LIMA
UBICACIÓN : AV. MONTEVERDE MZ "X", LTE. 2 COOP. ALFA - OMEGA,
DISTRITO ATE - LIMA
FECHA : 16 DE OCTUBRE 2019

RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Muestra M-2

MATERIAL QUE PASA LA MALLA N° 4

DENSIDAD MAXIMA NLT-205

Densidad máxima (g/cm³) : 1.971

DENSIDAD MINIMA NLT-204

Densidad mínima (g/cm³) : 1.320

Nota

Los resultados de los ensayos corresponden a la muestra proporcionada por el cliente.
Los datos del solicitante, proyecto, procedencia e identificación fueron indicados por el cliente.

Ejecución : Ftc. J. Huamán G.

Aprobación : Ing. D. Basurto R. / Ing. B. Ramírez P.



Handwritten signature of Msc. Ing. LUISA E. SHUAN LUCAS

Msc. Ing. LUISA E. SHUAN LUCAS
Jefa (a) Laboratorio N°2-Mecánica de Suelos
Facultad de Ingeniería Civil - UNI

Av. Túpac Amaru 210, Lima 25, Apartado 1301 - Perú
Teléfono: (511) 381-3842. Central Telefónica: 481-1070 Anexo 4019
e-mail: lms\_fic@uni.edu.pe, lms.servicios@uni.edu.pe



# TABLA DE RESULTADOS DE LA RESISTENCIA DE DIAMANTINA



<b>STANDARD TEST METHOD FOR OBTAINING AND TESTING DRILLED CORES AND SAWED BEAMS OF CONCRETE ASTM C42 / C42M - 18</b>	<b>CODIGO</b> : FCON-002 <b>VERSION</b> : 1.1 <b>VIGENCIA</b> : 31/12/2019
--	--

<b>SOLICITANTE</b> : LUIS ANTONIO DAVILA RODRIGUEZ PERCY HUGO QUSPE CHOQUE <b>PROYECTO</b> : EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD SÍSMICA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO EN EL PABELLÓN A DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N° 1254 - MARÍA REICHE NEWMAN - ATE, LIMA 2019 <b>UBICACIÓN</b> : LIMA, ATE	<b>REGISTRO</b> : 006-2019HOL <b>FECHA</b> : 11/10/2019
--	--

<b>REFERENCIAS DE LA MUESTRA</b> <b>ESTRUCTURA</b> : La Indcada <b>DESCRIPCIÓN</b> : Testigos cilíndricos de concreto	<b>INFORMACIÓN DE LA PRENSA DE CONCRETO</b> <b>MARCA Y MODELO</b> : ELE INTERNATIONAL 36-0650306 <b>NUMERO DE SERIE</b> : 110500043 <b>CAPACIDAD</b> : 100000 kgf <b>INDICADOR DIGITAL</b> : ELE INTERNATIONAL, ADR, N° 1886-1-1742
---	---

DEHONIMACIÓN	FECHA DE EXTRACCIÓN	FECHA DE ROTURA	ALTURA (cm)	DIÁMETRO (cm)	CARGA DE ROTURA (kg)	FACTOR DE ESBELTEZ	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN (kg/cm <sup>2</sup> )	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN CORREGIDA (kg/cm <sup>2</sup> )
C-1, I.E. M.R.N.	6/10/2019	11/10/2019	12.6	7.0	920	0.985	24.3	23.9
C-2, I.E. M.R.N.	6/10/2019	11/10/2019	13.3	7.0	2,700	0.993	71.2	70.7
C-3, I.E. M.R.N.	6/10/2019	11/10/2019	13.3	7.0	2,390	0.993	63.0	62.6
V-1, I.E. M.R.N.	6/10/2019	11/10/2019	13.1	7.0	1,720	0.990	45.3	44.9
V-2, I.E. M.R.N.	6/10/2019	11/10/2019	13.0	7.0	4,210	0.990	110.7	109.5
V-3, I.E. M.R.N.	6/10/2019	11/10/2019	13.3	6.9	480	0.994	12.7	12.6

**REFERENCIA** : ASTM C 39C 39M 04 a - Standard test method for compressive strength of cylindrical concrete. **OBSERVACIONES** : Los testigos cilíndricos de concreto fueron muestreados por el solicitante.

  
**JOSÉ JARA**  
 CALDERA DE LOS SANTOS  
 INGENIERO GEOLOGO  
 Reg. CIP N° 148564  
 Jr. B. Ramirez Peña 316 Urb. Garaypa  
 San Martín de Porres - Lima - Perú  
 Tel. +511 01 6676991, RPM 954030569  
 RPC: 994618850 e-mail: holperu@holperu.pe

## CARTA DE PRESENTACIÓN A LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

"Año de la lucha contra la corrupción y la impunidad"

Ate, 18 de setiembre de 2019

### CARTA N° 232-2019/EP-I.C. - UCV-LIMA-ATE

I.E. N° 1254 MARIA REICHE NEWMANN

Dr. Manuel Jesus Arteaga Matos

AV. MONTEVERDE MZ. X LT. 02 COOP. ALFA Y OMEGA ATE- LIMA

Presente. -

De nuestra mayor consideración:

Es grato dirigirme a usted para saludarla(o) cordialmente en representación de la Universidad César Vallejo - Filial Ate, para manifestarle que, nuestros alumnos del X Ciclo, están desarrollando el curso de *Desarrollo del Proyecto de Investigación*; por lo que recurrimos a usted, para solicitarle la autorización para el ingreso de nuestros alumnos, a fin de aplicar el instrumento de Tesis: "*Evaluación estructural*", información que será de suma importancia para elaborar su trabajo de investigación para la titulación.

Por lo anteriormente expuesto y para dicho fin, me permito presentar a los alumnos:

NOMBRES Y APELLIDOS	N° D.N.I.
DAVILA RODRIGUEZ, LUIS ANTONIO	7467256
QUISPE CHOQUE, PERCY HUGO	10712694

Segura de contar con su autorización y apoyo, hago propicia la oportunidad para expresarle los sentimientos de mi mayor consideración y estima personal.

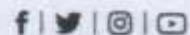


**MG. LEOPOLDO CHOQUE FLORES**

Coordinador Académico de la escuela de Ing. Civil  
UCV - Filial Lima Campus Ate

Somos la universidad de los  
que quieren salir adelante.

*AutORIZADO LA  
SOLICITUD*



ucv.edu.pe

## CARTA DE ACEPTACIÓN Y APROBACIÓN

"AÑO DE LA LUCHA CONTRA LA CORRUPCIÓN E IMPUNIDAD"



PERU

Ministerio  
de Educación

Dirección Regional  
de Educación  
de Lima Metropolitana

Unidad de Gestión  
Educativa Local N° 06

I.E. N° 1254 "MARÍA REICHE NEWMANN"  
Av. Monteverde Mz. "X"-Lte. 02-Alfa y Omega  
UGEL N° 06- Virarte - Telf. 352-1086.

### CARTA DE ACEPTACIÓN

Lima, 02 de octubre del 2019.

**Mg. LEOPOLDO, CHOQUE FLORES.**  
Coordinador de la E.P. Ingeniería Civil  
Universidad Cesar Vallejo.

Presente.

Por medio de la presente me dirijo a Usted, para hacer de su conocimiento que el Sr. Davila Rodríguez Luis Antonio DNI N° 07467256, código N° 6500086477 y el Sr. Quispe Choque Percy Hugo DNI N° 10712694, código N° 6500077494, alumnos de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Cesar Vallejo, realizaran el desarrollo de su proyecto de investigación para la obtención de grado profesional en Ingeniero Civil denominado "Evaluación de la vulnerabilidad sísmica y propuesta de reforzamiento del pabellón "A" de la Institución Educativa N° 1254 - María Reiche Newmann, Ate, Lima, 2019", en nuestra institución educativa.

Nos comprometemos en brindarles toda información y permisos requeridos para la extracción de muestras para las pruebas de laboratorio que se requiera y de esa manera se pueda desarrollar con éxito el proyecto en mención.

Agradeciendo la atención que brinde a la presente, y reiterándole mis cordiales saludos quedo de Ud.

Atentamente.



Dr. Mansel J. Arteaga Maza  
DIRECTOR

# FICHA DE EVALUACIÓN RÁPIDA – FEMA PABELLÓN A

Procedimiento de inspección visual rápida de edificaciones para riesgo sísmico potencial  
Fema 154 - Hoja de recolección de datos

**ALTA**  
Sismicidad

<p style="text-align: center;"><b>Pabellón A:</b></p> <p style="text-align: center;">2° piso</p> <p style="text-align: center;">1° piso</p>	<p><b>Dirección:</b> <u>Coop. Alfa y Omega</u></p> <p><b>Año de construcción:</b> <u>1994</u></p> <p><b>Otros identificadores:</b> <u>I.E. 1254 María Reiche</u></p> <p><b>Número de pisos:</b> <u>2 niveles</u></p> <p><b>Observador:</b> <u>Luis Davila</u> <b>FECHA:</b> <u>08-09</u></p> <p><b>Nombre:</b> <u>Pabellón A</u></p> <p><b>Uso:</b> <u>1er piso (Aula primaria).</u></p>
---	--

Fotografía referencial

Ocupación				Tipo de suelo						Fallas no estructurales					
Asambleas	Gubernamental	Oficinas		A	B	C	D	E	F	Revestimiento					
Comercial	Histórica	Residencial		Roca	proced	may	Suelo	Suelo	Suelo	Parapeto					
Servicios de emergencia	Industrial	Educativos	X	dura	io	denso	rigido	blando	pobse	Otros					
<b>Puntajes básicos, modificadores y puntaje final "S"</b>															
Tipo de edificación	W1	W2	S1	S2	S3	S4	S5	C1	C2	C3	PC1	PC2	RMI	RMI2	URM
Basic score	4.40	3.80	2.80	3.00	3.20	2.80	2.00	1.50	2.80	1.60	2.60	2.40	2.80	2.80	1.80
Media altura (4 a 7 pisos)	N/A	N/A	0.20	0.40	N/A	0.40	0.40	0.40	0.40	0.20	N/A	0.20	0.40	0.40	N/A
Gran altura (Más de 7 pisos)	N/A	N/A	0.60	0.80	N/A	0.80	0.80	0.60	0.80	0.30	N/A	0.40	N/A	0.60	N/A
Irregularidad Vertical	-2.50	-2.00	-1.00	-1.50	N/A	-1.00	-1.00	-1.50	-1.00	-1.00	N/A	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00
Irregularidad de planta	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
Sin criterio sísmico	N/A	-1.00	-1.00	-0.80	-0.60	-0.80	-0.20	-1.20	-1.00	-0.20	-0.80	-0.80	-1.00	-0.80	-0.20
Con criterio sísmico mejorado	2.40	2.40	1.40	1.40	N/A	1.60	N/A	1.40	2.40	N/A	2.40	N/A	2.80	1.60	N/A
Suelo tipo C	N/A	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40
Suelo tipo D	N/A	-0.80	-0.60	-0.60	-0.60	-0.60	-0.40	-0.60	-0.60	-0.40	-0.60	-0.60	-0.60	-0.60	-0.60
Suelo tipo E	N/A	-0.80	-1.20	-1.20	-1.00	-1.20	-0.80	-1.20	-0.80	-0.80	-0.40	-1.20	-0.40	-0.60	-0.80
<b>Puntaje Final</b>															
<b>Comentarios</b>	1.4      0.7												Evaluación detallada <input checked="" type="radio"/> Sí <input type="radio"/> No		

BR: Con arrioztras      MR: Partico momento resistente      SF: Pared de corte  
 FD: Diagrama flexible      RC: Concreto reforzado      TU: Tilt up  
 LM: Metal ligero      RD: Diafragma rígido      URM DNF: Relleno de albitileria no reforzada

## FICHA DE EVALUACIÓN RÁPIDA – FEMA PABELLÓN B

Procedimiento de inspección visual rápida de edificaciones para riesgo sísmico potencial  
Fema 154 - Hoja de recolección de datos

**ALTA**  
Sismicidad

<p style="text-align: center;"><b>Esquema</b></p> <p style="text-align: center;"><b>Pabellón B:</b></p> <p style="text-align: center;">2º piso</p> <p style="text-align: center;">1º piso</p>	<p>                 Dirección: <u>Coop. Alfa y Omega</u>                  Año de construcción: <u>1995</u>                  Otros identificadores: <u>I.E. 1254 María Reiche</u>                  Número de pisos: <u>2 niveles</u>                  Observador: <u>Percy Quispe</u> FECHA: <u>08-09-2019</u>                  Nombre: <u>Pabellón B</u>                  Uso: <u>1º 2º piso Aulas Primarias</u> </p> <p style="text-align: center;"><b>Fotografía referencial</b></p>														
<b>Organización</b>	<b>Tipo de suelo</b>	<b>Fallas no estructurales</b>													
Asamblea Comercial Servicios de emergencia	Gubernamental Histórica Industrial	Oficinas Residencial Educativos	A B C D E F	Revestimiento Parapeto Otros											
<b>Puntajes básicos, modificadores y puntaje final "S"</b>															
<b>Tipo de edificación</b>	W1	W2	S1	S2	S3	S4	S5	C1	C2	C3	PC1	PC2	RM1	RM2	URM
Basic seise	4.40	3.80	2.80	3.00	3.20	2.80	2.00	(2.50)	2.80	(1.60)	2.60	2.40	2.80	2.80	1.80
Media altura (4 a 7 pisos)	N/A	N/A	0.20	0.40	N/A	0.40	0.40	0.40	0.40	0.20	N/A	0.20	0.40	0.40	N/A
Gran altura (Más de 7pisos)	N/A	N/A	0.60	0.80	N/A	0.80	0.80	0.60	0.80	0.30	N/A	0.40	N/A	0.60	N/A
Irregularidad Vertical	-2.50	-2.00	-1.00	-1.50	N/A	-1.00	-1.00	-1.50	-1.00	-1.00	N/A	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00
Irregularidad de planta	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
Sin criterio sísmico	N/A	-1.00	-1.00	-0.80	-0.60	-0.80	-0.20	-1.20	-1.00	-0.20	-0.80	-0.80	-1.00	-0.80	-0.20
Con criterio sísmico mejorado	2.40	2.40	1.40	1.40	N/A	1.60	N/A	1.40	2.40	N/A	2.40	N/A	2.80	2.60	N/A
Suelo tipo C	N/A	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40
Suelo tipo D	N/A	-0.80	-0.80	-0.60	-0.60	-0.60	-0.40	(-0.60)	-0.60	(-0.40)	-0.60	-0.60	-0.60	-0.60	-0.60
Suelo tipo E	N/A	-0.80	-1.20	-1.20	-1.00	-1.20	-0.80	-1.20	-0.80	-0.80	-0.40	-1.20	-0.40	-0.60	-0.80
<b>Puntaje Final</b>															
<b>Comentarios</b>															
1.9														1.2	
Evaluación detallada															
(S) No															

BR: Con arriostras      MR: Portico momento resistente      SW: Pared de corte  
 FD: Diagrama flexible      RC: Concreto reforzado      TU: Tilt up  
 LM: Metal ligero      RD: Diafragma rígido      URM INF: Relleno de albañilería no reforzada

# FICHA DE EVALUACIÓN RÁPIDA – FEMA PABELLÓN C

Procedimiento de inspección visual rápida de edificaciones para riesgo sísmico potencial  
Fema 154 - Hoja de recolección de datos

**ALTA**  
Sismicidad

<p style="text-align: center; font-weight: bold;">Esquema</p> <p style="text-align: center; font-weight: bold; font-size: 1.2em;">Pabellón C</p> <div style="display: flex; flex-direction: column; align-items: center; gap: 20px;"> <div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="margin-right: 10px;">5<sup>to</sup> P</div> </div> <div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="margin-right: 10px;">3<sup>er</sup> P</div> </div> <div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="margin-right: 10px;">1<sup>er</sup> P</div> </div> </div>	<p style="font-size: 0.8em;">Dirección: <u>Coop. Alfa y Omega</u></p> <p style="font-size: 0.8em;">Año de construcción: <u>1995</u></p> <p style="font-size: 0.8em;">Otros identificadores: <u>D.E. 1254 María Reiche</u></p> <p style="font-size: 0.8em;">Número de pisos: <u>2 niveles</u></p> <p style="font-size: 0.8em;">Observador: <u>Percy Quispe</u> FECHA: <u>08-09-2019</u></p> <p style="font-size: 0.8em;">Nombre: <u>Pabellón C</u></p> <p style="font-size: 0.8em;">Uso: <u>1<sup>er</sup>, 2<sup>o</sup> y 3<sup>o</sup> piso</u></p> <p style="text-align: center; font-size: 0.8em; font-weight: bold;">Fotografía referencial</p>
---	--

Ocupación			Tipo de suelo						Fallas no estructurales						
Asamblea	Gubernamental	Oficinas	A	B	C	D	E	F	Revestimiento						
Comercial	Histórica	Residencial	Roca	grueso	muy	Suelo	Suelo	Suelo	Parapeto						
Servicios de emergencia	Industrial	Educativos	dura	suave	dentro	rígido	blando	pobres	Otros						
Puntajes básicos, modificadores y puntaje final "S"															
Tipo de edificación	W1	W2	S1	S2	S3	S4	S5	C1	C2	C3	PC1	PC2	RM1	RM2	URM
Basic score	4.40	3.80	2.80	3.00	3.20	2.80	2.00	2.50	2.80	1.60	2.60	2.40	2.80	2.80	1.80
Medio altura (4 a 7 pisos)	N/A	N/A	0.20	0.40	N/A	0.40	0.40	0.40	0.40	0.20	N/A	0.20	0.40	0.40	N/A
Gran altura (Más de 7pisos)	N/A	N/A	0.60	0.80	N/A	0.80	0.80	0.60	0.80	0.30	N/A	0.40	N/A	0.60	N/A
Irregularidad Vertical	-2.30	-2.00	-1.00	-1.50	N/A	-1.00	-1.00	-1.30	-1.00	-1.00	N/A	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00
Irregularidad de planta	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
Sin criterio sísmico	N/A	-1.00	-1.00	-0.80	-0.60	-0.80	-0.20	-1.20	-1.00	-0.20	-0.80	-0.80	-1.00	-0.80	-0.20
Con criterio sísmico mejorado	2.40	2.40	1.40	1.40	N/A	1.60	N/A	1.40	2.40	N/A	2.40	N/A	2.80	2.60	N/A
Suelo tipo C	N/A	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40
Suelo tipo D	N/A	-0.80	-0.60	-0.60	-0.60	-0.60	-0.40	-0.60	-0.60	-0.40	-0.60	-0.60	-0.60	-0.60	-0.60
Suelo tipo E	N/A	-0.80	-1.20	-1.20	-1.00	-1.20	-0.80	-1.20	-0.80	-0.80	-0.40	-1.20	-0.40	-0.60	-0.80
Puntaje Final															
Comentarios	1.9    1.2											Evaluación detallada			
											<input checked="" type="radio"/> SI <input type="radio"/> No				

BR: Con arriostres	MR: Portico momento resistente	SW: Pared de corte
FD: Diagrama flexible	RC: Concreto reforzado	TU: Tdr up
LM: Mural ligero	RD: Diafragma rígido	URM INF: Relleno de albañilería no reforzada



# FICHA DE EVALUACIÓN RÁPIDA – FEMA PABELLÓN D

**Procedimiento de inspección visual rápida de edificaciones para riesgo sísmico potencial**  
Fema 154 - Hoja de recolección de datos

**ALTA**  
Sismicidad

<p style="text-align: center;"><b>Esquema</b></p> <p style="text-align: center; font-weight: bold;">Pabellón D:</p> <p style="text-align: center;">2<sup>o</sup> piso</p> <p style="text-align: center;">1<sup>o</sup> piso</p>	<p><b>Dirección:</b> <u>Coop. Alfa y Omega</u></p> <p><b>Año de construcción:</b> <u>1995</u></p> <p><b>Otros identificadores:</b> <u>I.E. 1254 María Berche</u></p> <p><b>Número de pisos:</b> <u>2 niveles</u></p> <p><b>Observador:</b> <u>Percy Quispe</u> <b>FECHA:</b> <u>08-09-19</u></p> <p><b>Nombre:</b> <u>Pabellón D</u></p> <p><b>Uso:</b> <u>1<sup>o</sup> y 2<sup>o</sup> piso.</u></p> <p style="text-align: center; font-weight: bold; font-size: small;">Fotografía referencial</p>
---	---

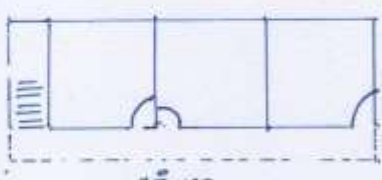
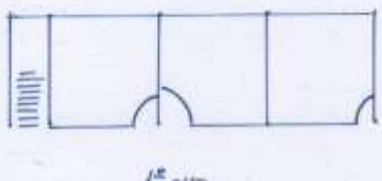

Ocupación			Tipo de suelo						Fallas no estructurales						
Asamblea	Gubernamental	Oficinas	A	B	C	D	E	F	Revestimiento						
Comercial	Historica	Residencial	Roca dura	promad. so	may. demo	Suelo rígido	Suelo blando	Suelo pobre	Parapeto						
Servicios de emergencia	Industrial	Educativos							Otros						
Puntajes básicos, modificadores y puntaje final '75'															
Tipo de edificación	W1	W2	S1	S2	S3	S4	S5	C1	C2	C3	PC1	PC2	RMI	RM2	URM
Basic score	4.40	3.80	2.80	3.00	3.20	2.80	2.00	2.50	2.80	1.60	2.60	2.40	2.80	2.80	1.80
Media altura (4 a 7 pisos)	N/A	N/A	0.20	0.40	N/A	0.40	0.40	0.40	0.40	0.20	N/A	0.20	0.40	0.40	N/A
Gran altura (Más de 7pisos)	N/A	N/A	0.60	0.80	N/A	0.80	0.80	0.60	0.80	0.30	N/A	0.40	N/A	0.60	N/A
Irregularidad Vertical	-2.50	-2.00	-1.00	-1.50	N/A	-1.00	-1.00	-1.50	-1.00	-1.00	N/A	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00
Irregularidad de planta	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
Sin criterio sísmico	N/A	-1.00	-1.00	-0.80	-0.60	-0.20	-0.20	-1.20	-1.00	-0.20	-0.80	-0.80	-1.00	-0.80	0.20
Con criterio sísmico mejorado	2.40	2.40	1.40	1.40	N/A	1.60	N/A	1.40	2.40	N/A	2.40	N/A	2.80	2.60	N/A
Suelo tipo C	N/A	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40
Suelo tipo D	N/A	-0.80	-0.60	-0.60	-0.60	-0.60	-0.40	-0.60	-0.60	-0.40	-0.60	-0.60	-0.60	-0.60	-0.60
Suelo tipo E	N/A	-0.80	-1.20	-1.20	-1.00	-1.20	-0.80	-1.20	-0.80	-0.80	-0.40	-1.20	-0.40	-0.60	-0.80
<b>Puntaje Final</b>															
<b>Comentarios</b>												Evaluación detallada <input checked="" type="radio"/> SI <input type="radio"/> No			

BR: Con arriostras      MR: Portico momento resistente      SW: Pared de corte  
 FD: Diagrama flexible      RC: Concreto reforzado      TU: Tilt up  
 LM: Metal ligero      RD: Diafragma rígido      URM INF: Relleno de albañilería no reforzada

## FICHA DE EVALUACIÓN RÁPIDA – FEMA PABELLÓN E

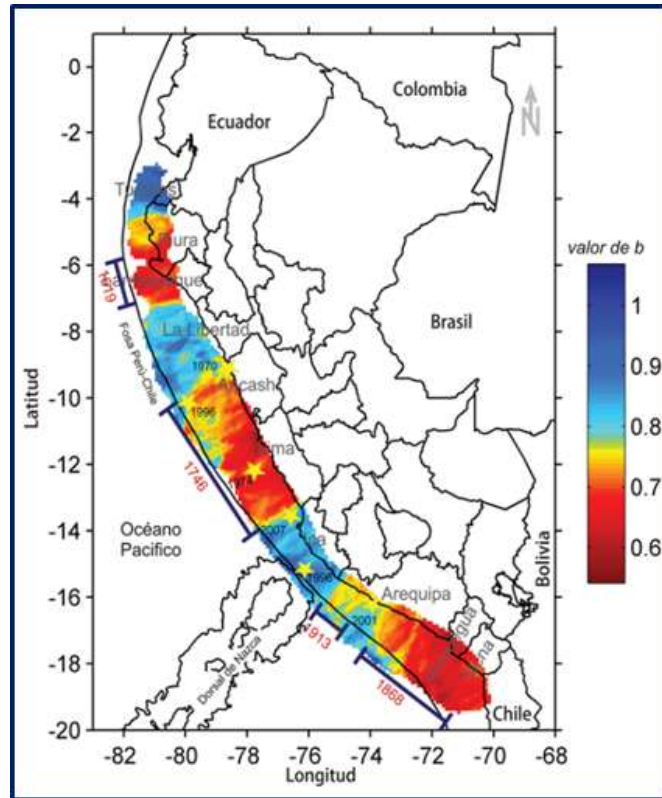
Procedimiento de inspección visual rápida de edificaciones para riesgo sísmico potencial  
Fema 154 - Hoja de recolección de datos

**ALTA**  
Sismicidad

<p style="text-align: center;"><b>Esquema</b></p> <p style="text-align: center;"><b>Pabellón E:</b></p> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;">   </div>		<p><b>Dirección:</b> <u>Coop. Alfa y Omega</u></p> <p><b>Año de construcción:</b> <u>1998</u></p> <p><b>Otros identificadores:</b> <u>I.E. 1254 María Reiche</u></p> <p><b>Número de pisos:</b> <u>2 niveles</u></p> <p><b>Observador:</b> <u>Luis Dávila</u> <b>FECHA:</b> <u>08-09-2019</u></p> <p><b>Nombre:</b> <u>Pabellón E</u></p> <p><b>Uso:</b> <u>1º y 2º piso</u></p> <p style="text-align: center;"><b>Fotografía referencial</b></p> 													
<b>Origen</b>		<b>Tipo de suelo</b>		<b>Fallas no estructurales</b>											
Asamblea	Gubernamental	Oficinas	A	B	C	D	E	F	Revolotamiento						
Comercial	Historica	Residencial	Roca dura	promed io	may denso	Suelo rígido	Suelo blando	Suelo pobre	Parapeto						
Servicios de emergencia	Industrial	Educacionales							Otros						
		X													
<b>Puntaje básico, modificadores y puntaje final "S"</b>															
Tipo de edificación	W1	W2	S1	S2	S3	S4	S5	C1	C2	C3	PC1	PC2	RMI	RMI	URM
Basic score	4.40	3.80	2.80	3.00	3.20	3.80	2.00	2.50	2.80	1.60	2.60	2.40	2.80	2.80	1.80
Media altura (4 a 7 pisos)	N/A	N/A	0.20	0.40	N/A	0.40	0.40	0.40	0.40	0.20	N/A	0.20	0.40	0.40	N/A
Gran altura (Más de 7pisos)	N/A	N/A	0.60	0.80	N/A	0.80	0.80	0.60	0.80	0.30	N/A	0.40	N/A	0.60	N/A
Irregularidad Vertical	-2.50	-2.00	-1.00	-1.50	N/A	-1.00	-1.00	-1.50	-1.00	-1.00	N/A	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00
Irregularidad de planta	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.30	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
Sin criterio sísmico	N/A	-1.00	-1.00	-0.80	-0.60	-0.50	-0.20	-1.30	-1.00	-0.30	-0.80	-0.80	-1.00	-0.80	-0.20
Con criterio sísmico mejorado	2.40	2.40	1.40	1.40	N/A	1.60	N/A	1.40	2.40	N/A	2.40	N/A	2.80	2.60	N/A
Suelo tipo C	N/A	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40
Suelo tipo D	N/A	-0.80	-0.60	-0.60	-0.60	-0.60	-0.40	-0.60	-0.60	-0.40	-0.60	-0.60	-0.60	-0.60	-0.60
Suelo tipo E	N/A	-0.80	-1.20	-1.20	-1.00	-1.20	-0.80	-1.20	-0.80	-0.80	-0.40	-1.20	-0.40	-0.60	-0.80
<b>Puntaje Final</b>															
<b>Comentarios</b>		1.9      1.2										Evaluación detallada			
												SI No			

BR: Con arcos      MR: Fortico momento resistente      SW: Pared de corte  
 FD: Diagrama flexible      RC: Concreto reforzado      TU: Tilt up  
 LM: Metal ligero      RD: Diafragma rígido      URM/INF: Relleno de albañilería no reforzada

Figura de distribución espacial de los valores en el borde occidental del Perú



Fuente: (Tavera y Bernal, 2005).

### Ley de Gutenberg y Richter

## Ley de Gutenberg y Richter

Relaciona frecuencia y magnitud de los terremotos

Establece una relación entre sismos grandes y pequeños para una determinada zona.

$$\log N = a - b \cdot m$$

### Parámetro b

Parámetro b relacionado con las características físicas de cada región

Parámetro b puede oscilar entre 0,6 y 1,5

Valor alto de b: predominan sismos de pequeña magnitud

Valor bajo de b: predominan sismos de mayor magnitud

Fuente: (Tavera y Bernal, 2005).

Pabellón A de la institución, que se pretende evaluar.



Fuente: Elaboración propia

Pabellón B de la institución,



Fuente: Elaboración propia

Pabellón C de la institución,



Fuente: Elaboración propia

Pabellón D de la institución



Fuente: Elaboración propia

Anomalías en vigas desprendimiento de concreto y exposición del acero en proceso de corrosión, en el Pabellón A de la institución.



Fuente: Elaboración propia

Anomalías en losa sin presencia de vigas peraltadas, en el Pabellón A de la institución.



Fuente: Elaboración propia

Discontinuidad de vigas posterior, del Pabellón A de la institución.



Fuente: Elaboración propia

Presencia de cangrejas en vigas, losas y columnas posterior, del Pabellón A.



Fuente: Elaboración propia

Presencia de columnas cortas en el Pabellón A.



Fuente: Elaboración propia

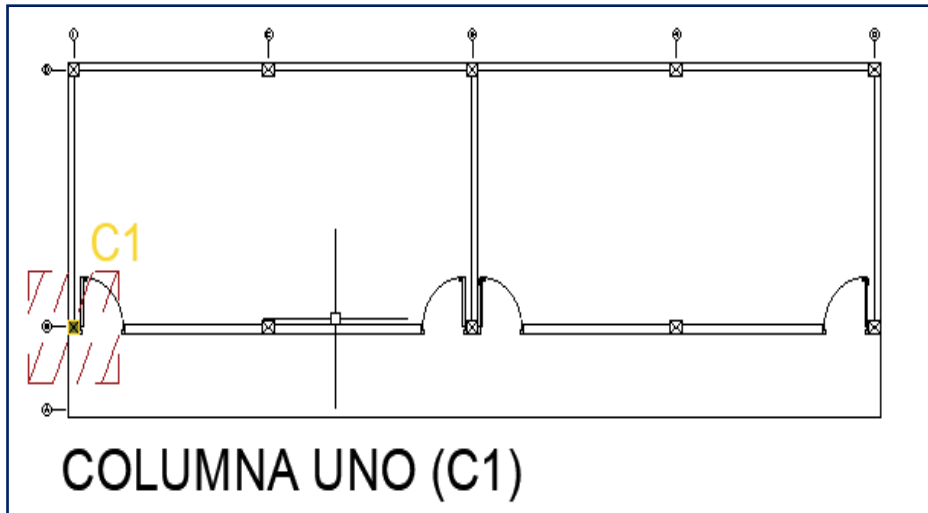
No cuenta con muros portantes frontales en el Pabellón A.



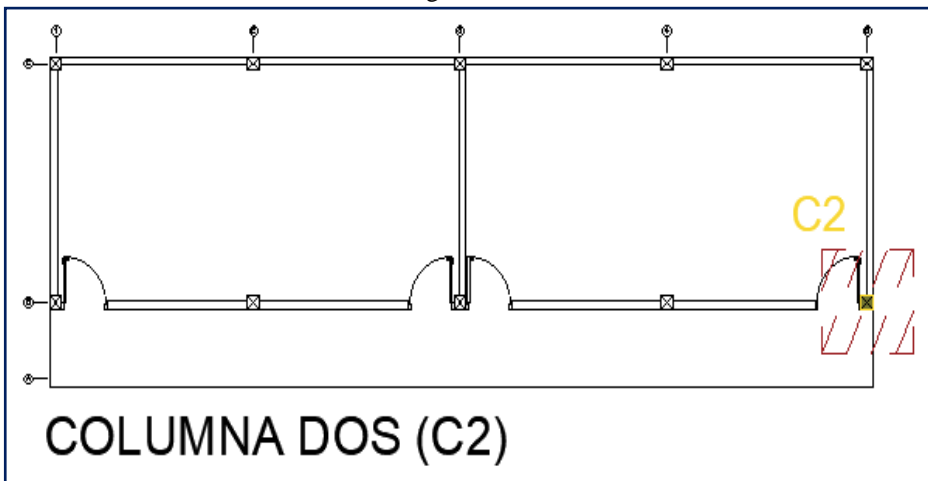
Fuente: Elaboración propia



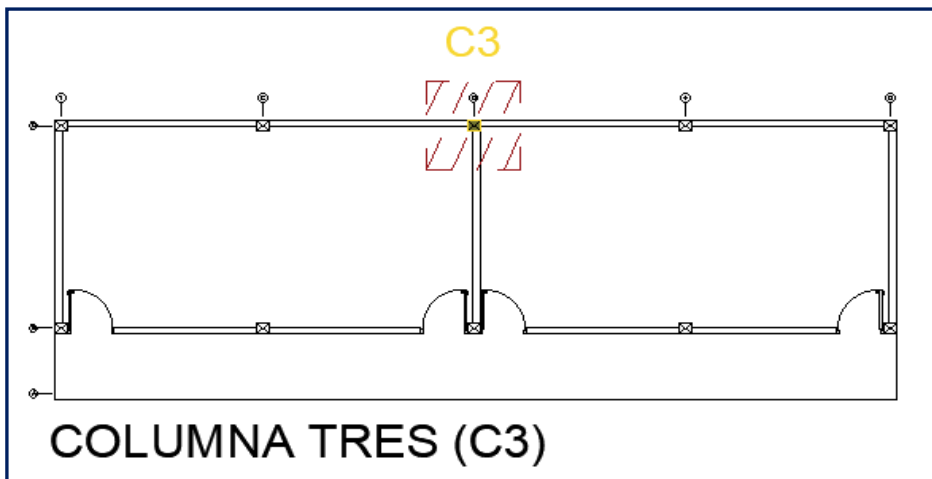
Detalle de extracción de testigos diamantinos en columna C-1



Detalle de extracción n de testigos diamantinos en columna C-2



Detalle de extracción de testigos diamantinos en columna C-3



Fuente: Elaboración propia.

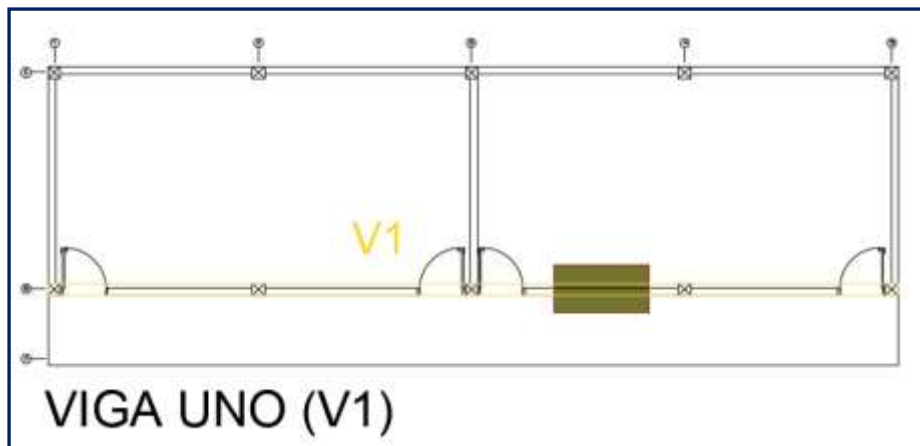
## Extracción de testigos diamantinos de columnas

Toma de espécimen en columnas del pabellón A de la institución educativa.

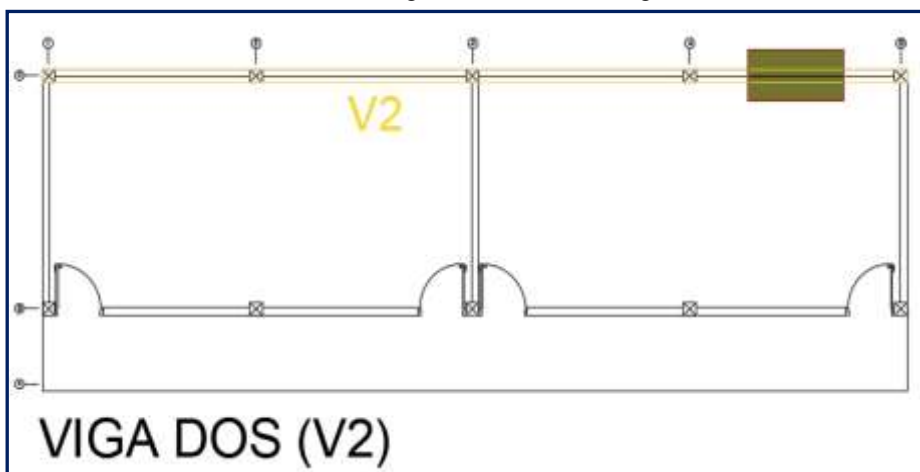


Fuente: Elaboración propia

Detalle de extracción de testigos diamantinos en viga V-1

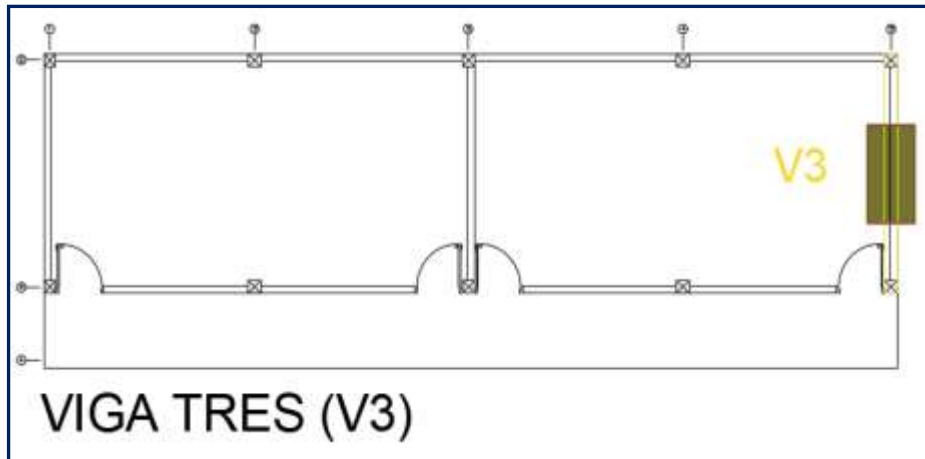


Detalle de extracción de testigos diamantinos en viga V-2



Fuente: Elaboración propia

Detalle de extracción de testigos diamantinos en viga V-3



Fuente: Elaboración propia

### Extracción de testigos diamantinos de vigas

Toma de espécimen en vigas del pabellón A de la institución educativa.



Fuente: Elaboración propia

# PLANO DE PABELLÓN A DE LA IE N° 1254 - MARÍA REICHE NEWMANN

Carga Viva: S/C Aula = 250 Kg/cm<sup>2</sup>

S/C Corredores = 400 Kg/cm<sup>2</sup>

Altura entre piso: 1° piso = 2.93 m

2° piso = 2.51 m

Carga Muerta: Losa = 200 Kg

Tabiquería = 60 Kg

Azotea = 100 Kg

Losa aligerada: e = 0.20 m

V1 = 0.22 m \* 0.25 m

V2 = 0.22 m \* 0.25 m

V3 = 0.21 m \* 0.25 m

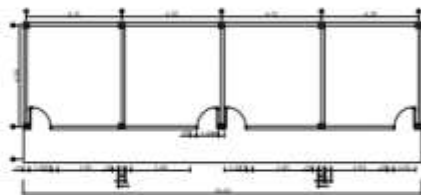
F'c = 52.4 Kg/cm<sup>2</sup> (concreto)

C1 = 0.25 m \* 0.25 m

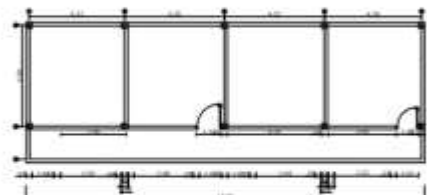
C2 = 0.25 m \* 0.27 m

C3 = 0.25 m \* 0.24 m

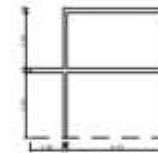
E = 15000 \* sqrt(f'c)



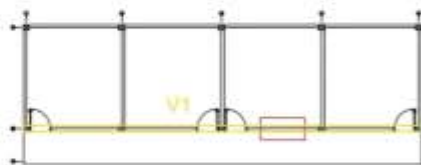
PRIMER PISO



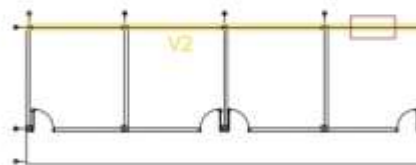
SEGUNDO PISO



PERFIL



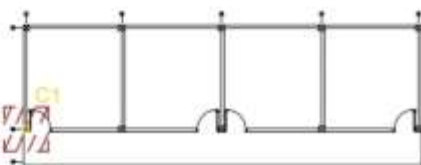
VIGA UNO (V1)



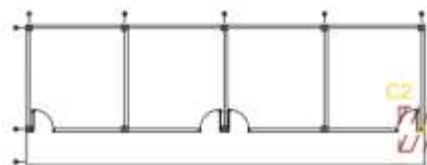
VIGA DOS (V2)



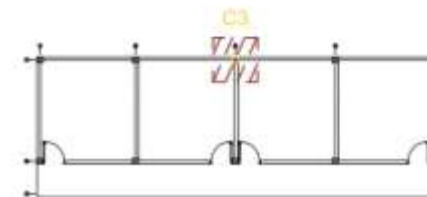
VIGA TRES (V3)



COLUMNA UNO (C1)



COLUMNA DOS (C2)

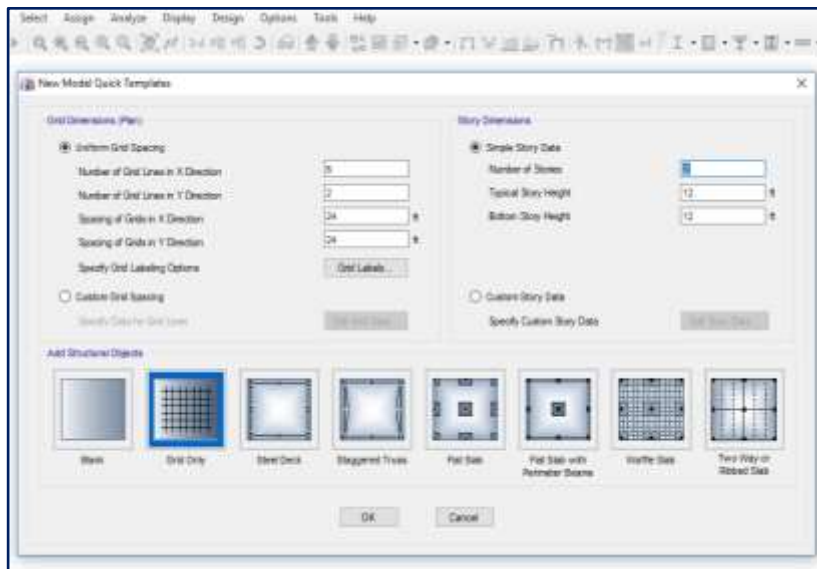


COLUMNA TRES (C3)

## Modelamiento de la estructura con Etabs

Apertura del software, se configura dando formato medidas y unidades internacionales, código del concreto ACI,

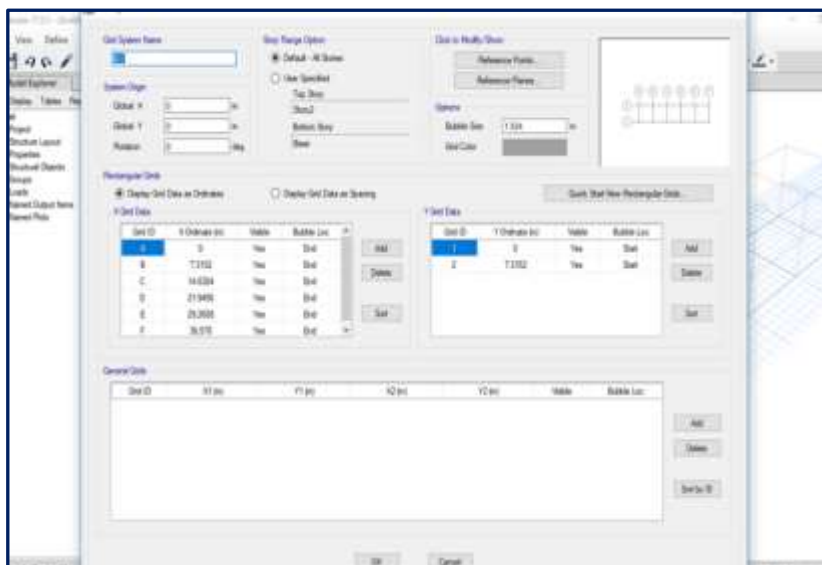
Iniciando a modelar el edificio



Fuente: Elaboración propia

Dando selección de grillas en ambos ejes, X-Y, espaciamientos, alturas

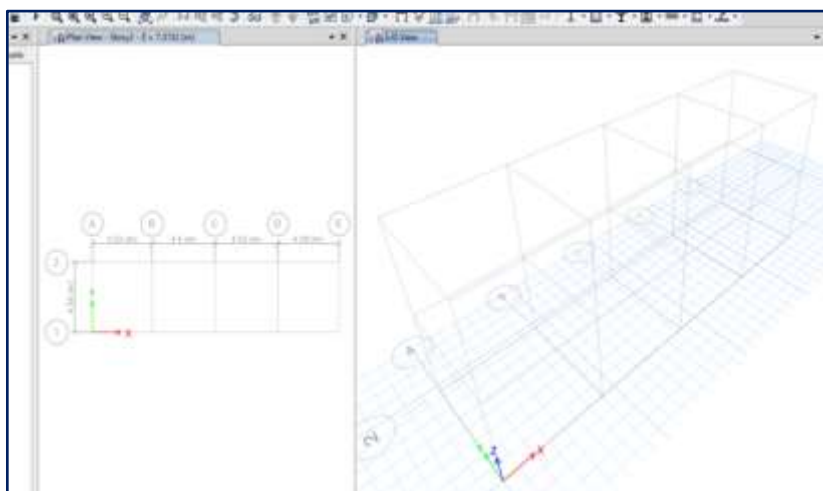
Trabajando en las grillas



Fuente: Elaboración propia

Presenta el plano en planta y 3D

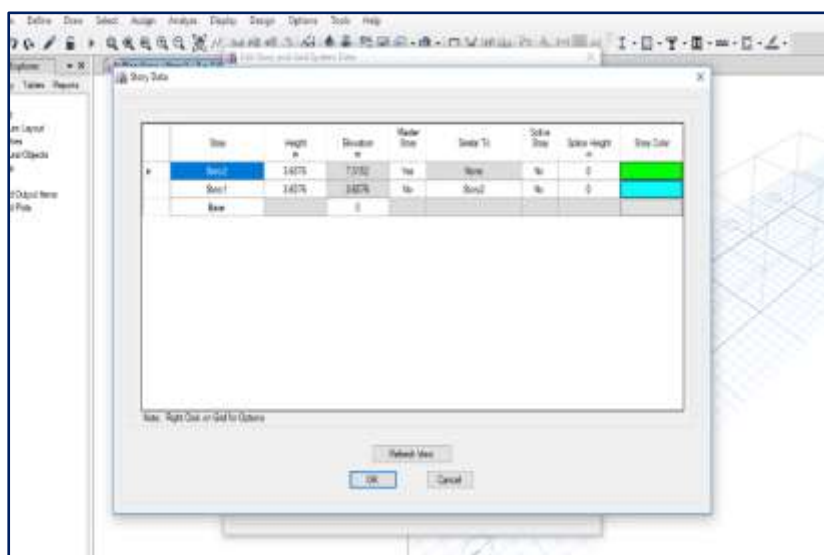
Edificio modelado



Fuente: Elaboración propia

Número de pisos, alturas

Asignando altura a los entrepisos



Fuente: Elaboración propia

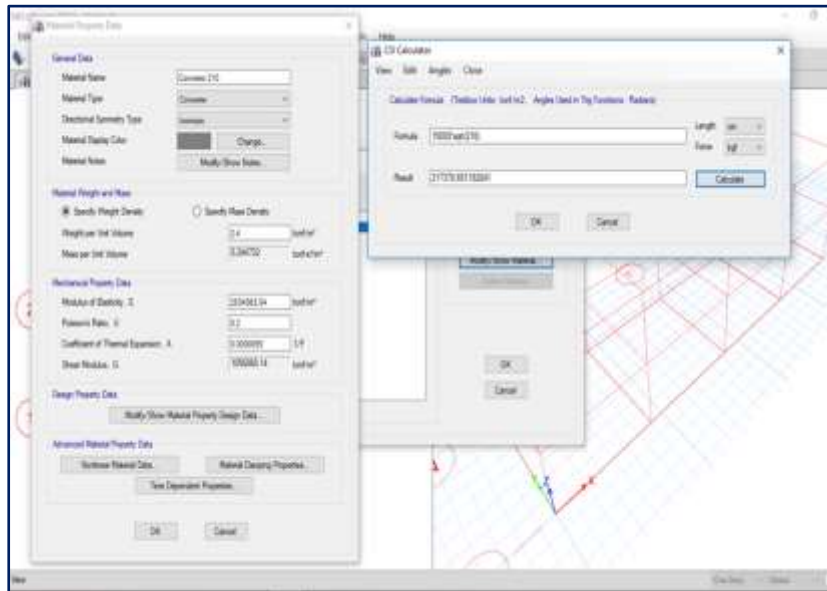
## Asignación de valores a los materiales en ETABS

Procedemos a definir el material, dando valores a los materiales, para ello, vamos a nuestra tabla de valores de los promedios obtenidos en los ensayos del concreto con diamantina extraídos de la edificación que se está evaluando.

Concreto 52.4 kg/cm<sup>2</sup> para Columnas

Concreto 55.7 kg/cm<sup>2</sup>, para Vigas

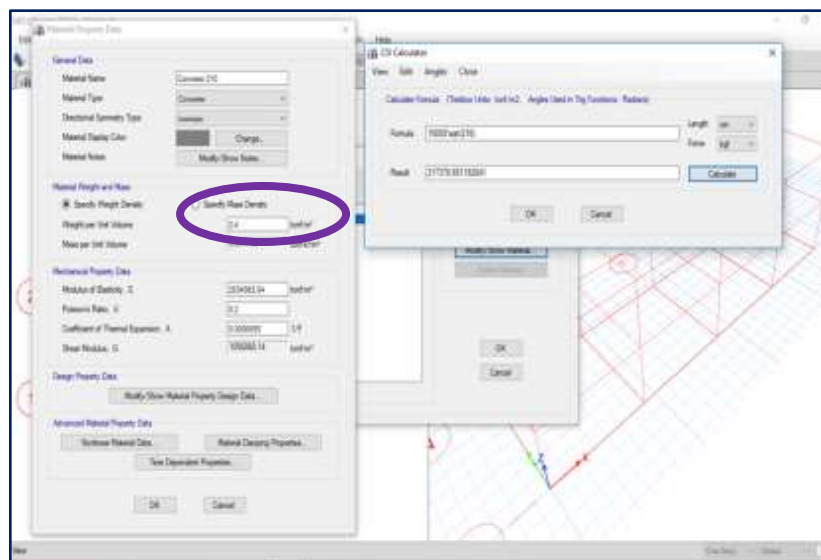
Asignación de valores a los materiales



Fuente: Elaboración propia

Para el valor de Módulo de elasticidad E del concreto, se utilizó la ecuación  $15100\sqrt{f'c}$ ; dado por el ACI 318M -02.

Obteniendo módulo de Elasticidad E

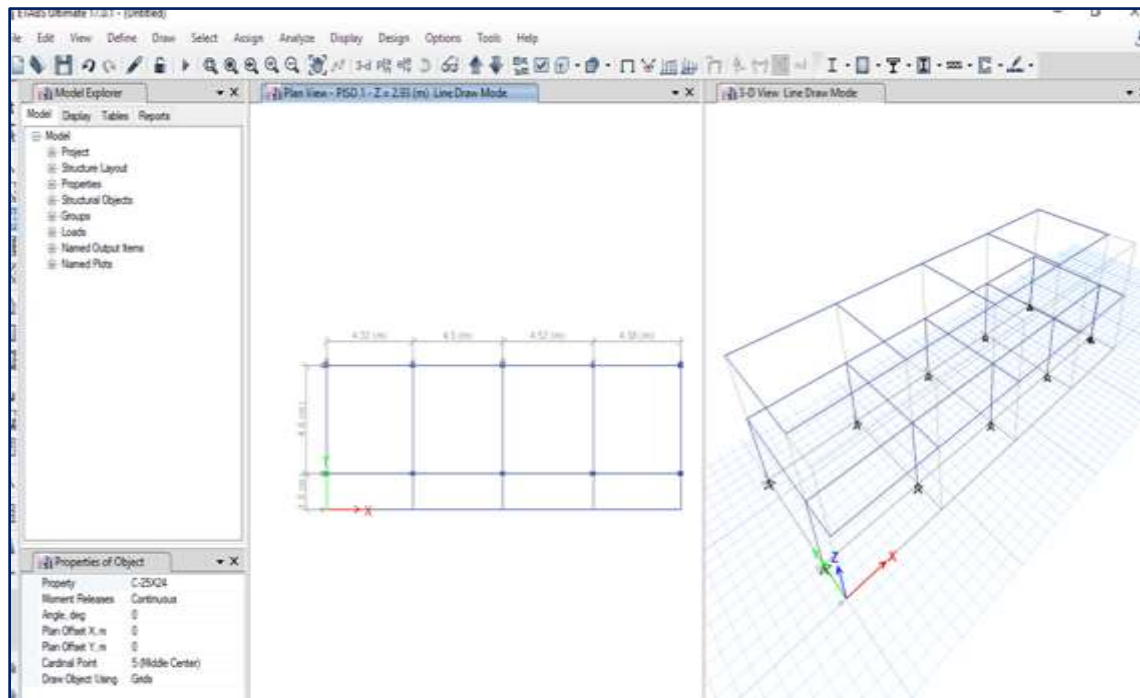


Fuente: Elaboración propia

Para el modelamiento se estableció 3 tipos de columnas, estas medidas fueron tomadas en la institución educativa y plasmada en un plano típico.

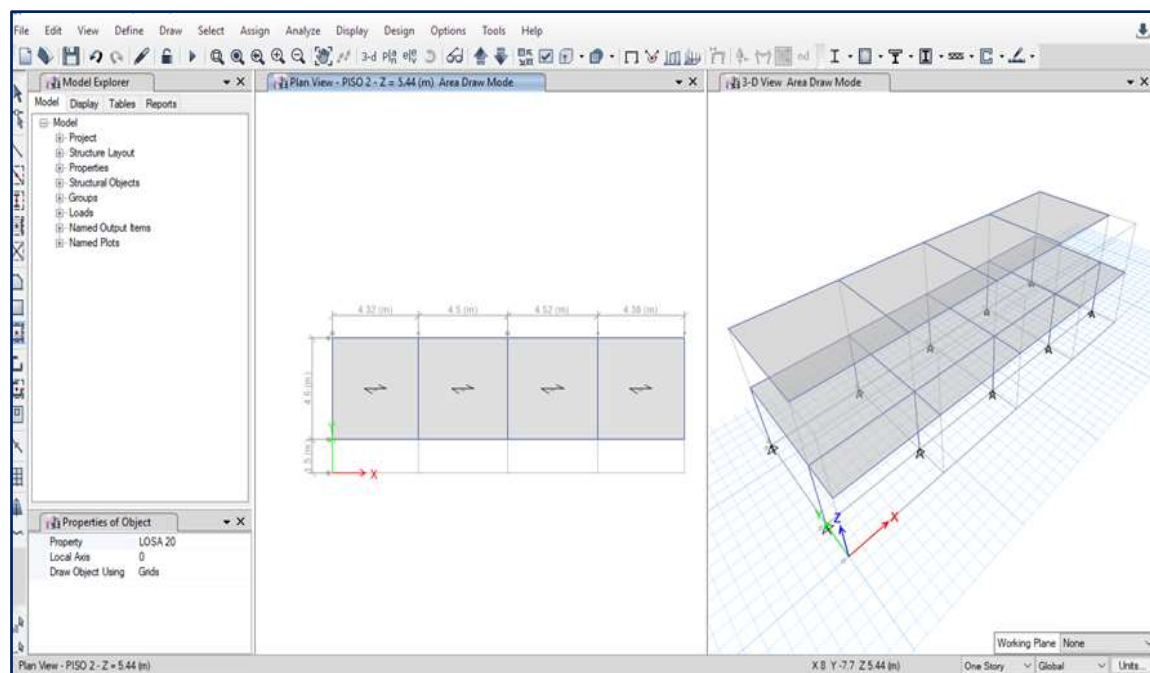
La edificación consta de 3 vigas, de  $V1=22 \times 25$ ,  $V2=21 \times 25$ ,  $V3=12 \times 20$  cm. que bordean el contorno de la edificación y los ejes en los dos niveles.

Asignación de vigas y columnas



Fuente: Elaboración propia

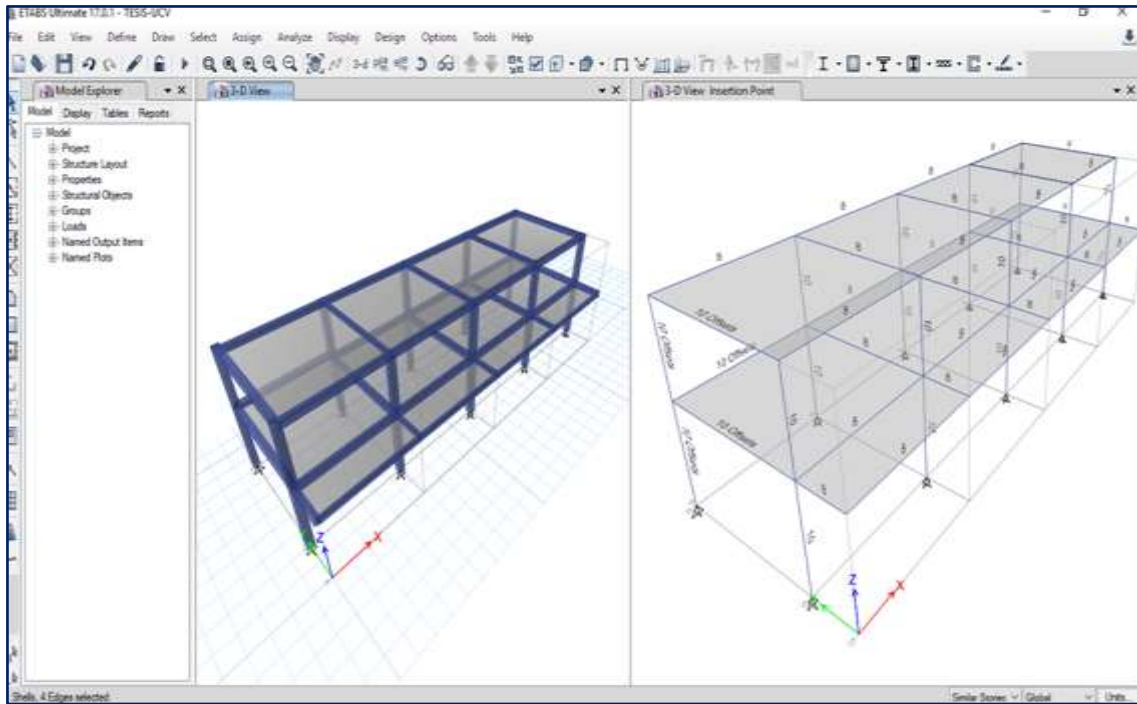
Dibujando losas



Fuente: Elaboración propia

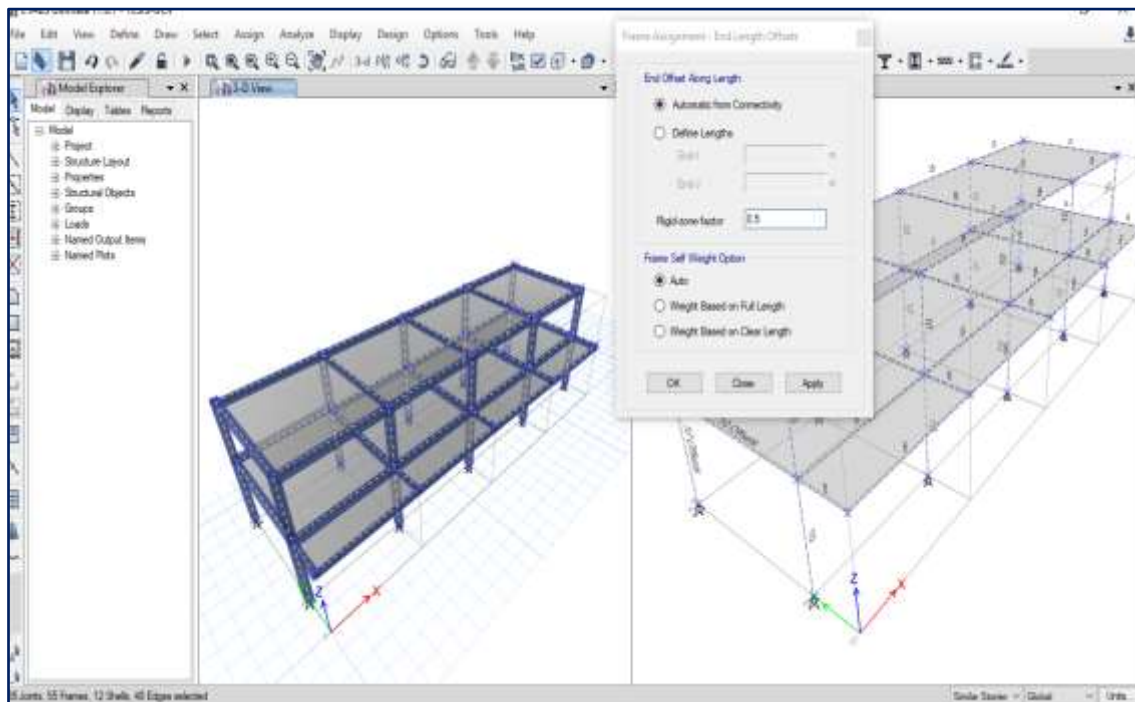


## Modelamiento del edificio con ETABS



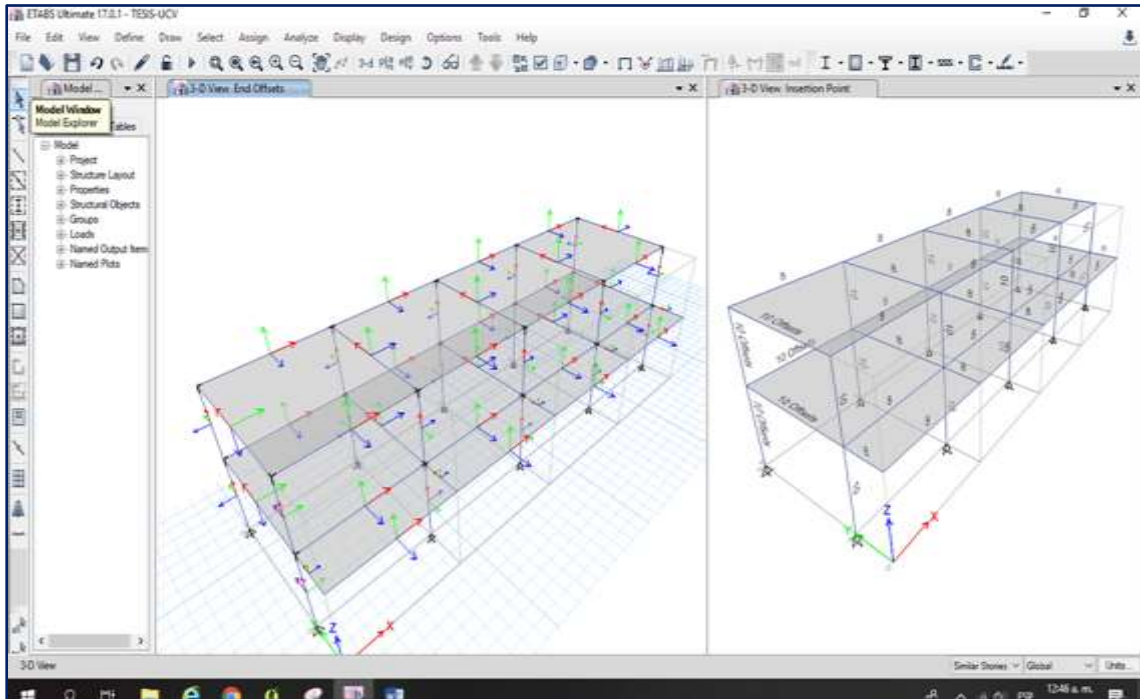
Fuente: Elaboración propia

## Asignando brazos para obtener momentos



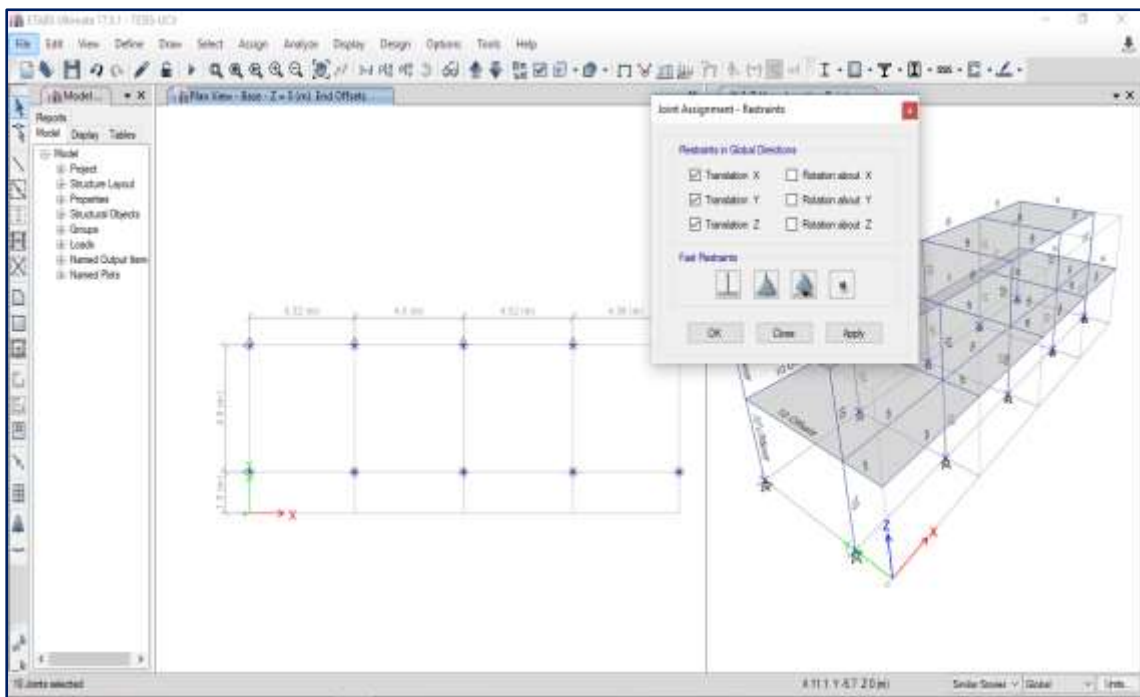
Fuente: Elaboración propia

Asignando brazos rígidos.



Fuente: Elaboración propia

Asignando restricciones empotramientos



Fuente: Elaboración propia

De conformidad con la Norma E.020 de cargas:

Carga muerta acabados =  $(100 \text{ kg/m}^2)$

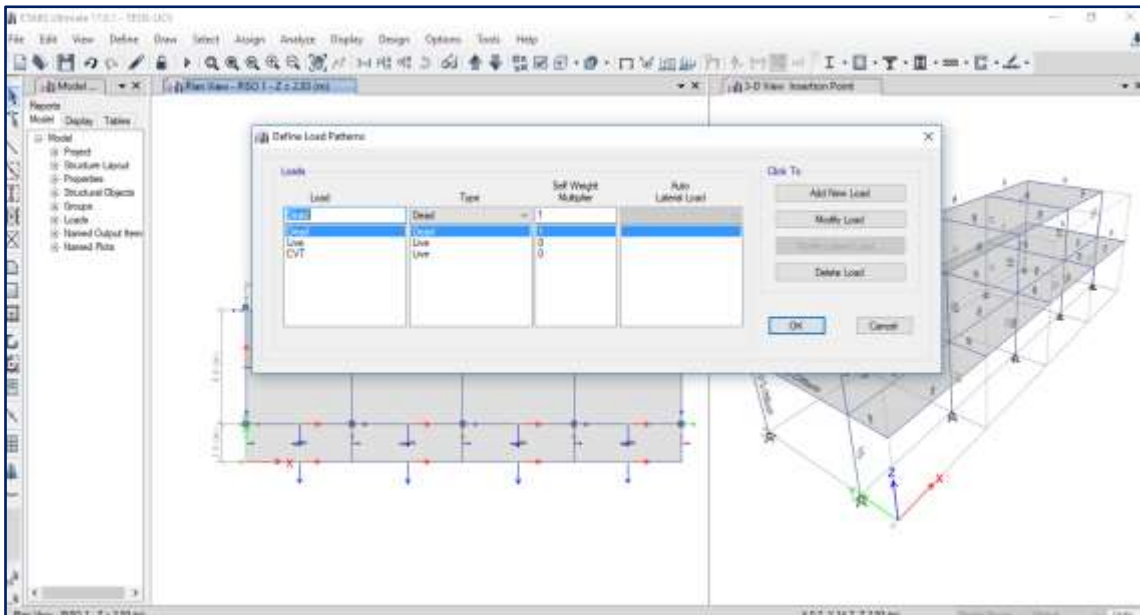
Tabiquería como carga distribuida ( $0.6118 \text{ t/m}^2$ ) se considera la mitad de alto del muro

Uso=  $(250 \text{ kg/m}^2)$

Carga viva  $(250 \text{ kg/m}^2)$  Aulas

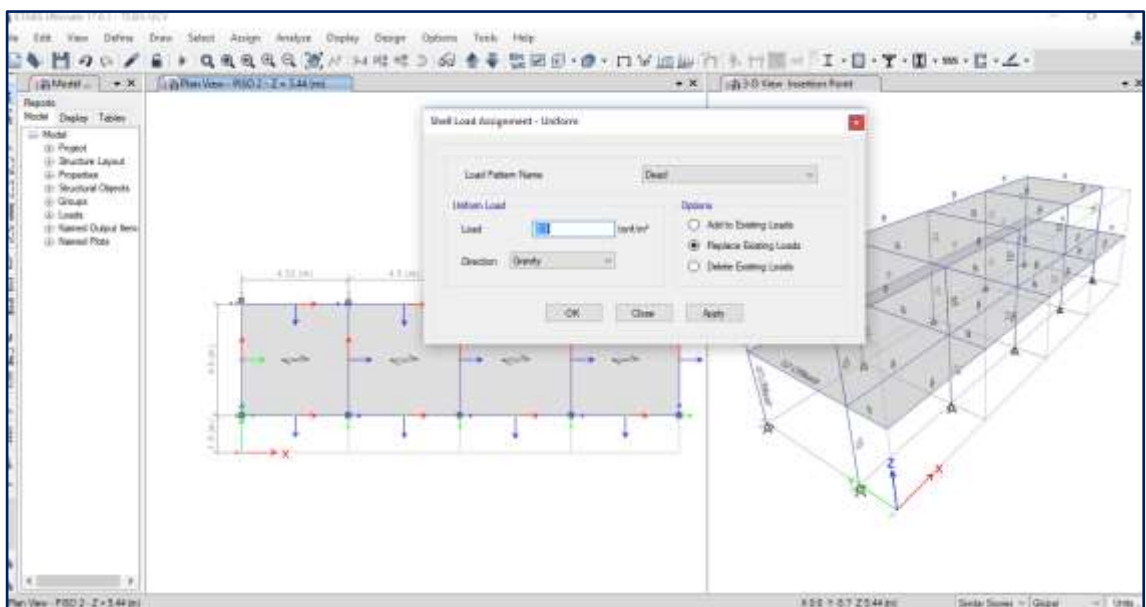
Corredores  $(400 \text{ kg/m}^2)$

Asignando cargas vivas



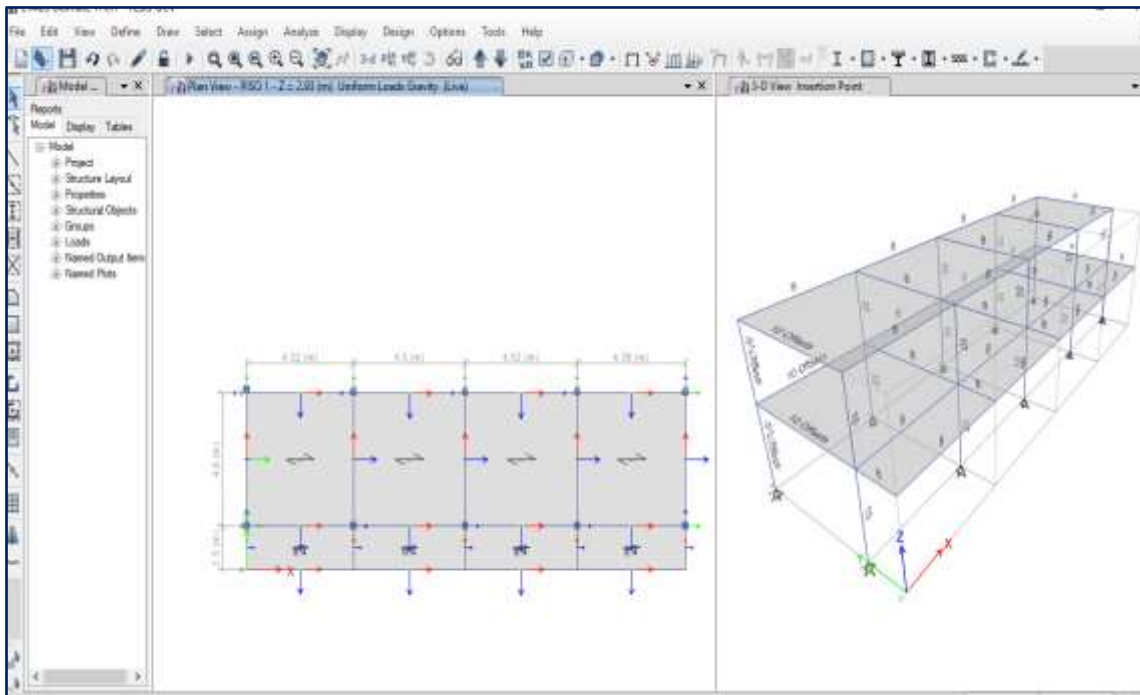
Fuente: Elaboración propia

Asignando cargas muertas ---techo



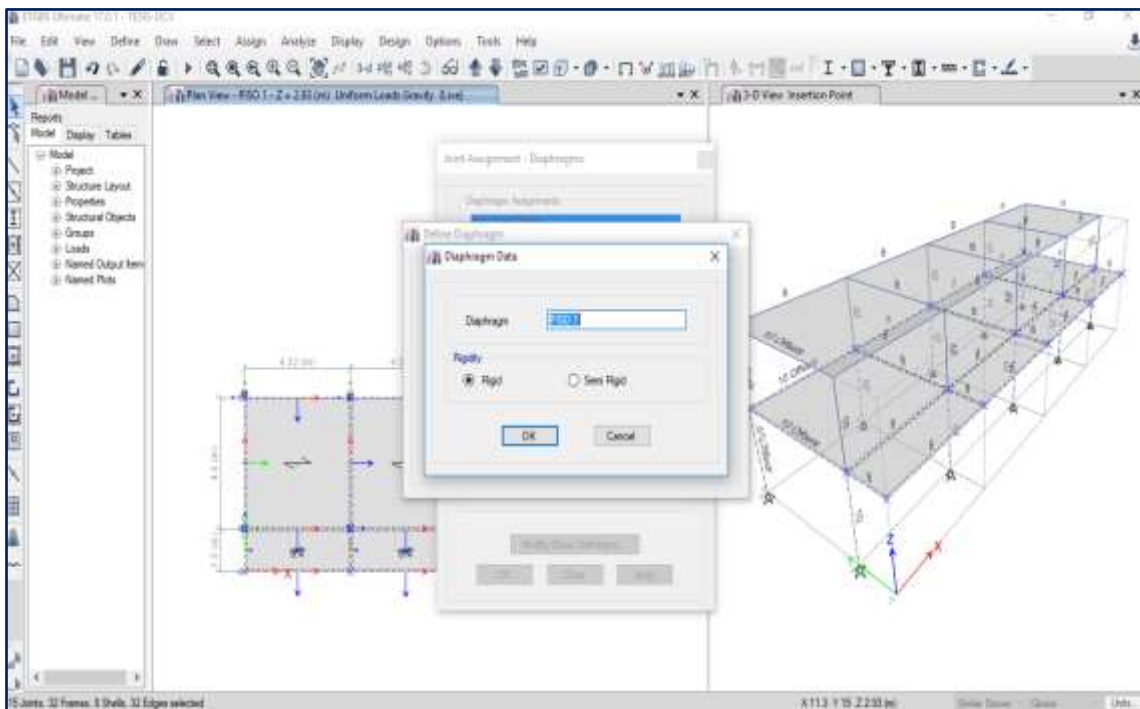
Fuente: Elaboración propia

Asignación de todas las cargas (vivas y muertas).



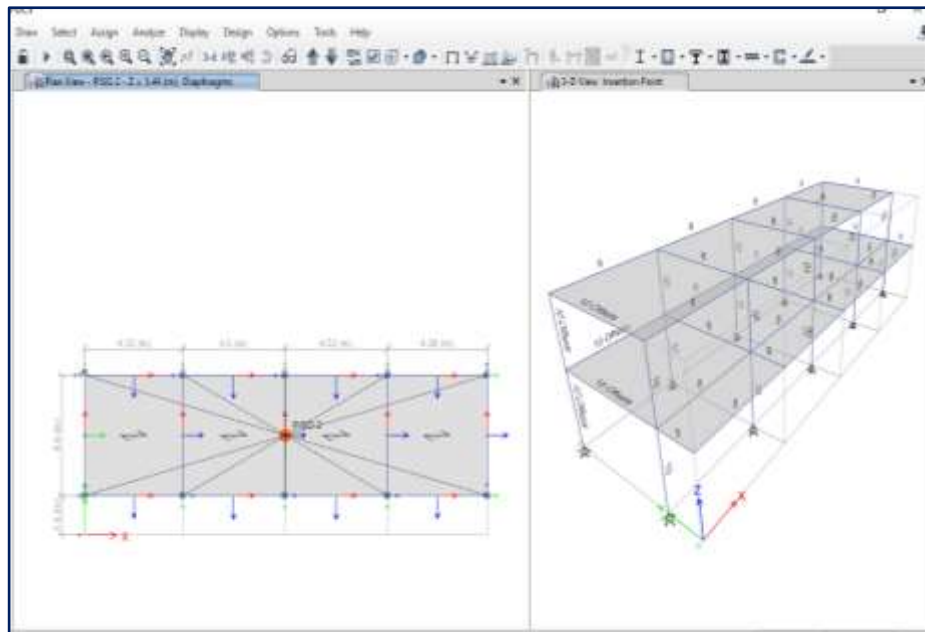
Fuente: Elaboración propia

Asignando diafragmas



Fuente: Elaboración propia

## Diafragmas rígidos asignados ambos pisos



Fuente: Elaboración propia

## Análisis Sismico de la edificación sin reforzar

### Materiales utilizados

El material en los elementos resistentes (vigas y columnas) es de concreto, los cuales fueron sometidos a ensayos de testigos diamantinos según la norma ASTM C-42.

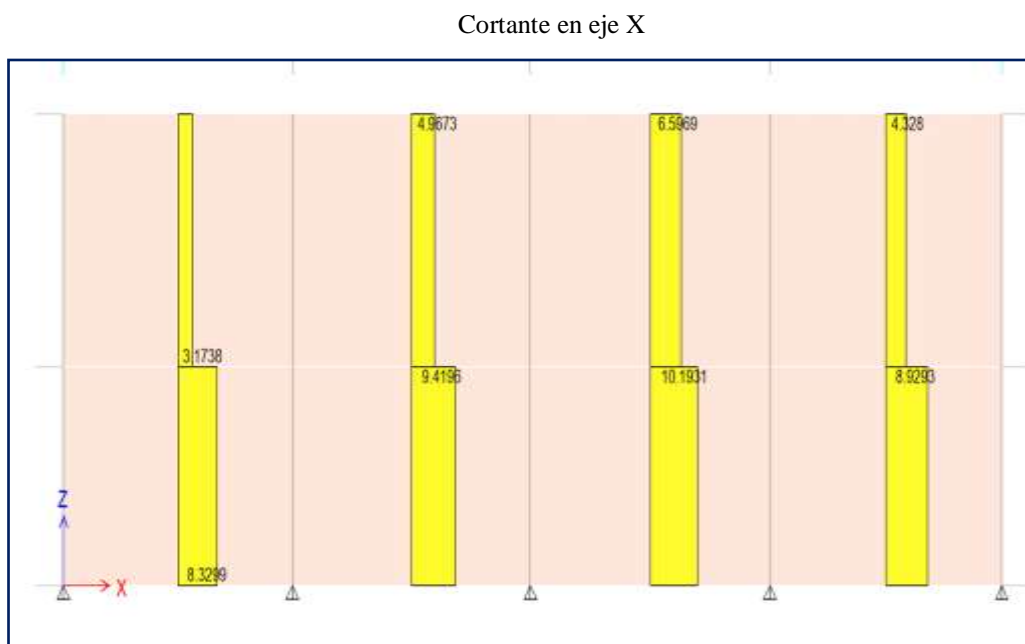
- De las columnas se extrajeron 3 especímenes o testigos de los dos ejes.
- De las vigas se extrajeron 3 especímenes o testigos de los ejes del primer piso.

### Evaluación de resultados:

Según el Reglamento del ACI, el concreto de la zona representada por las pruebas de probetas, se considera estructuralmente adecuada, si el promedio de los tres valores obtenidos, es por lo menos igual al 85% de la resistencia especificada ( $f'_c$ ) y ninguna probeta tiene una resistencia menor del 75% de la resistencia especificada ( $f'_c$ ).

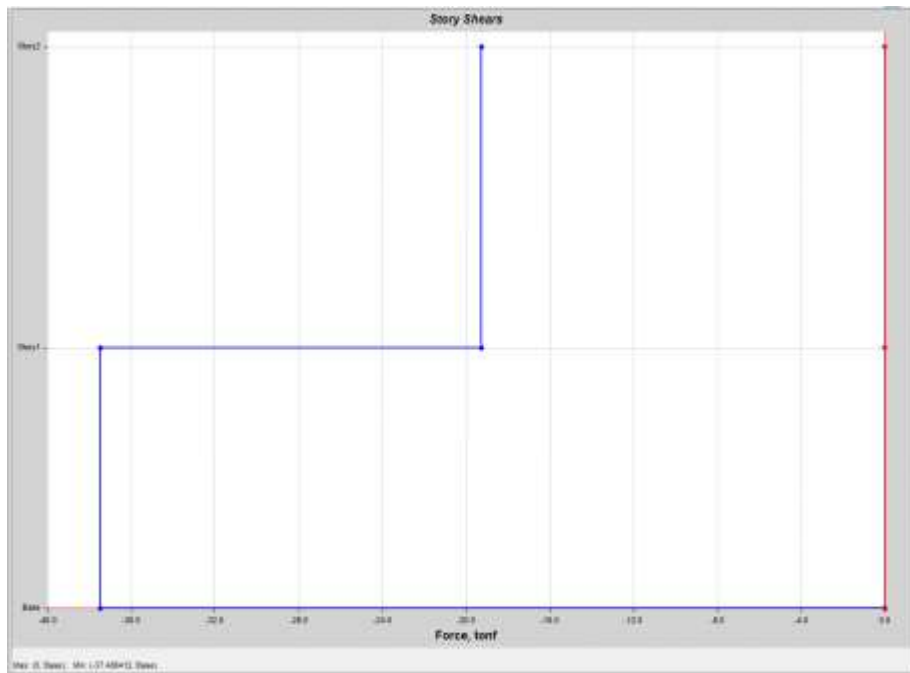
Entonces los resultados obtenidos al NO CUMPLIR con los parámetros indicados, evidencian que ante la manifestación de sismos, presentarían fallas en los elementos estructurales.

Los resultados obtenidos se promediaron según ACI, obteniéndose los siguientes valores:



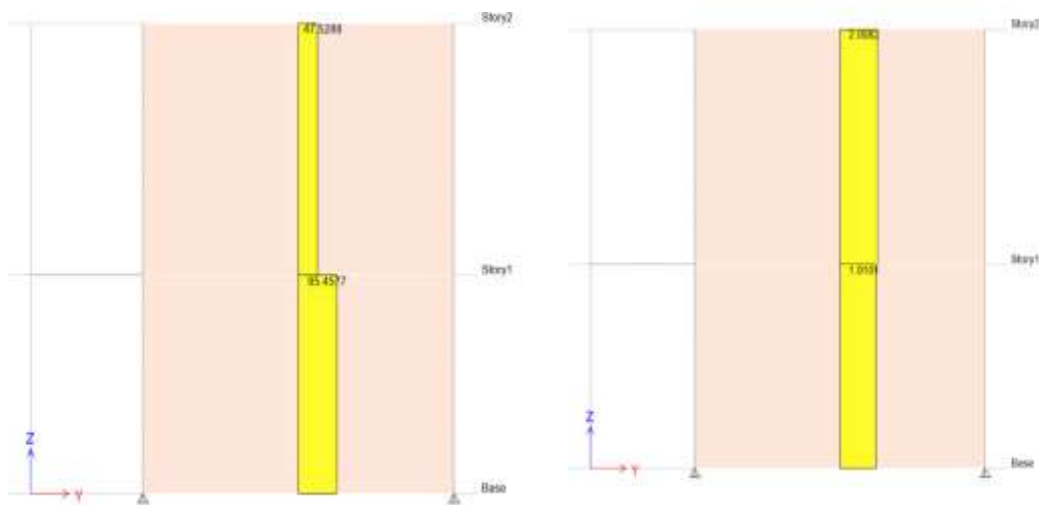
Fuente: Elaboración propia

### Diagrama de la cortante en X



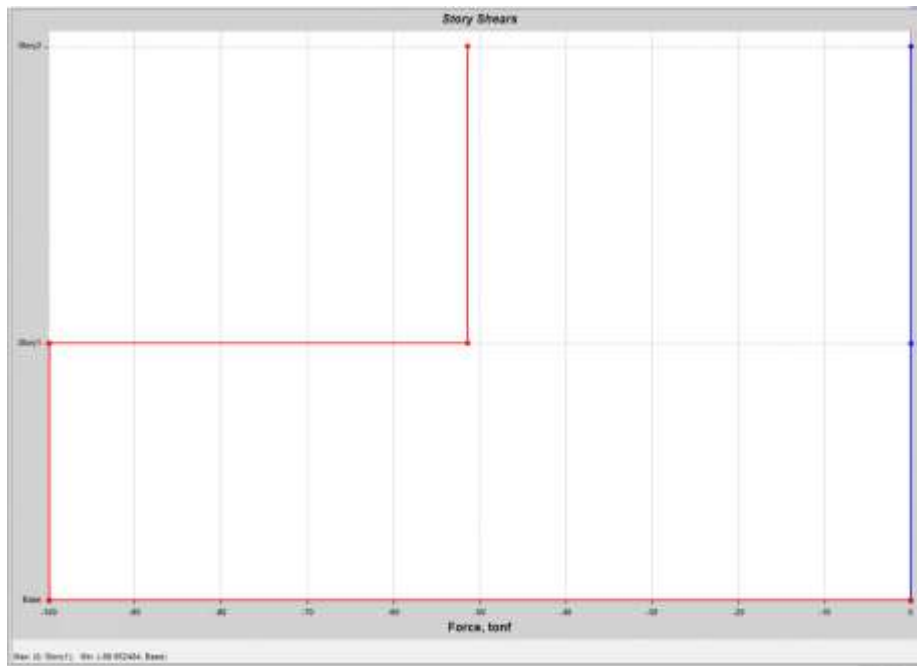
Fuente: Elaboración propia

### Cortante en eje Y



Fuente: Elaboración propia

### Diagrama de la cortante en eje Y



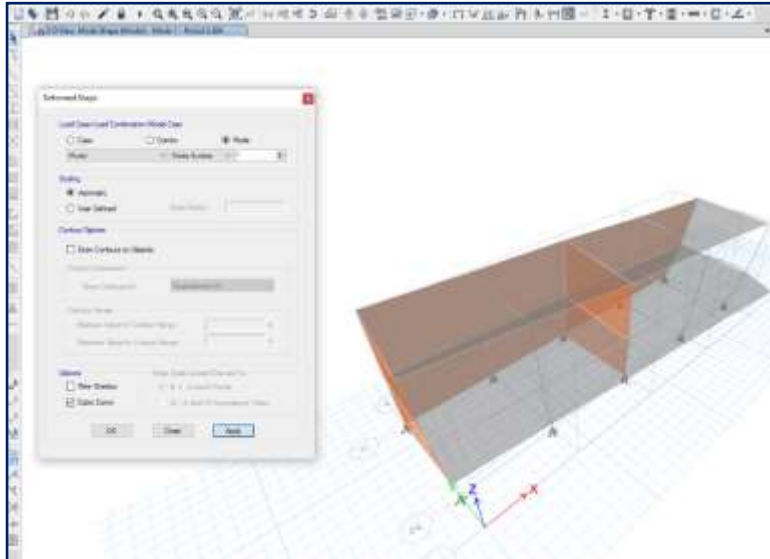
Fuente: Elaboración propia



## Análisis de los modos de vibración

-Se observa que en el primer modo de vibración en el eje X, es rotacional y con un periodo fundamental de 0.304.

Modo de vibración eje X - Rotacional

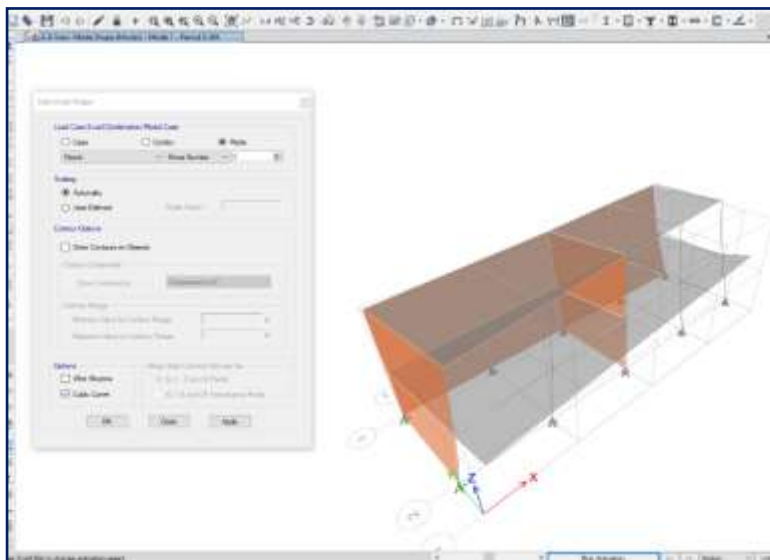


Fuente: Elaboración propia

Por consiguiente NO CUMPLE, con lo indicado en la norma E-030, que indica que el primer modo de vibración en X debe ser trasnacional

-Se observa que en el segundo modo de vibración en el eje Y, es rotacional y con un periodo fundamental de 0.138.

Modo de vibración eje Y - Rotacional

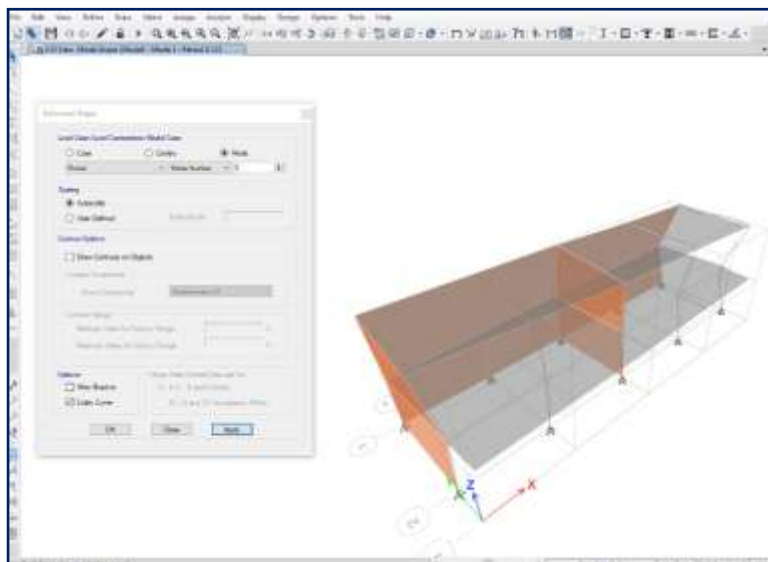


Fuente: Elaboración propia

De la misma forma, NO CUMPLE, con lo indicado en la norma E-030, que indica que el primer modo de vibración en X debe ser trasnacional.

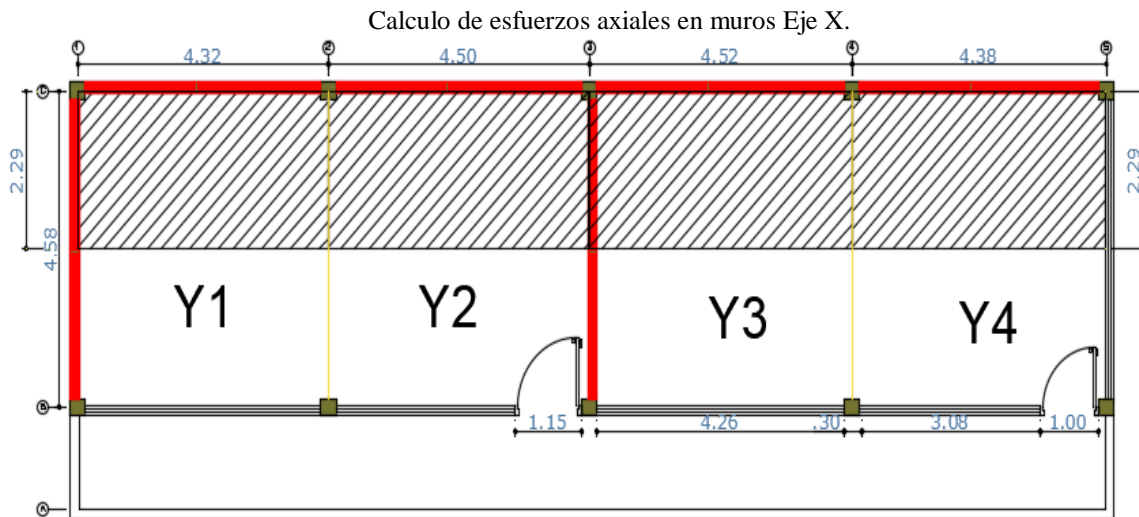
-Se observa que en el tercer modo de vibración en el eje Y, es rotacional y con un periodo fundamental de 0.124.

Modo de vibración eje Z - Rotacional



Fuente: Elaboración propia

## Análisis de muros por esfuerzos axiales



Fuente: Elaboración propia.

### ❖ Analizando el muro 1Y

Fórmula para cálculo de esfuerzo axial en muros

$$\sigma_m = \frac{P}{L * t} \leq 0.2fm \left[ 1 - \left( \frac{h}{35 * t} \right)^2 \right] \leq 0.15fm$$

Fuente: Norma E-070.

Valores obtenidos según análisis para el cálculo de esfuerzo axial, ver anexos:

$$P_m = 21.09$$

$$L = 4.32$$

$$T = 0.13$$

Resultado de esfuerzos axiales en muro 1Y

$\sigma_m = \frac{P}{L * t}$	$0.2fm \left[ 1 - \left( \frac{h}{35 * t} \right)^2 \right]$	$0.15fm$
37.55 tn/m	45.16 tn/m	52.5 tn/m

Fuente: Elaboración propia.

❖ Analizando el muro en 2Y

Valores obtenidos según análisis para el cálculo de esfuerzo axial, ver anexos:

$$P_m = 21.09$$

$$L = 4.50$$

$$T = 0.13$$

Resultado de esfuerzos axiales en muro 2Y

$\sigma_m = \frac{P}{L * t}$	$0.2fm[1 - \left(\frac{h}{35 * t}\right)^2]$	$0.15fm$
36.05 tn/m	45.16 tn/m	52.5 tn/m

Fuente: Elaboración propia.

❖ Analizando el muro en 3Y

Valores obtenidos según análisis para el cálculo de esfuerzo axial, ver anexos:

$$P_m = 21.09$$

$$L = 4.52$$

$$T = 0.13$$

Resultado de esfuerzos axiales en muro 3Y

$\sigma_m = \frac{P}{L * t}$	$0.2fm[1 - \left(\frac{h}{35 * t}\right)^2]$	$0.15fm$
35.89 tn/m	45.16 tn/m	52.5 tn/m

Fuente: Elaboración propia.

❖ Analizando el muro en 4Y

Valores obtenidos según análisis para el cálculo de esfuerzo axial, ver anexos:

$$P_m = 21.09$$

$$L = 4.38$$

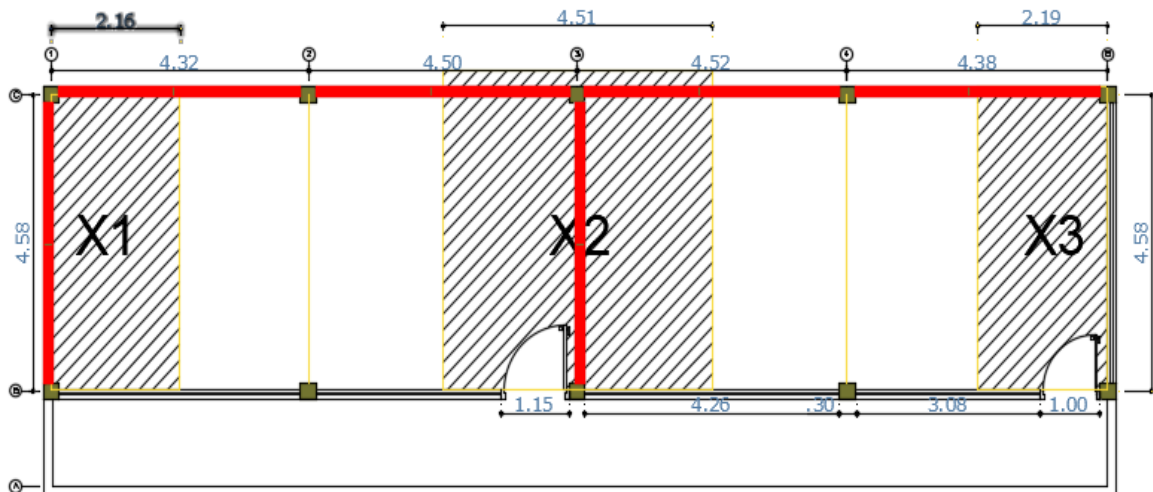
$$T = 0.13$$

Resultado de esfuerzos axiales en muro 4Y

$\sigma_m = \frac{P}{L * t}$	$0.2fm[1 - \left(\frac{h}{35 * t}\right)^2]$	$0.15fm$
37.04 tn/m	45.16 tn/m	52.5 tn/m

Fuente: Elaboración propia.

Calculo de esfuerzos axiales en muros Eje Y



Fuente: Elaboración propia.

❖ Analizando el muro 1X

Fórmula para cálculo de esfuerzo axial en muros

$$\sigma_m = \frac{P}{L * t} \leq 0.2fm[1 - \left(\frac{h}{35 * t}\right)^2] \leq 0.15fm$$

Fuente: Norma E-070.

Valores obtenidos según análisis para el cálculo de esfuerzo axial, ver anexos:

$$P_m = 36.55$$

$$L = 4.58$$

$$T = 0.13$$

Resultado de esfuerzos axiales en muro 1X

$\sigma_m = \frac{P}{L * t}$	$0.2fm[1 - \left(\frac{h}{35 * t}\right)^2]$	$0.15fm$
61.38 tn/m	45.16 tn/m	52.5 tn/m

Fuente: Elaboración propia.

❖ Analizando el muro 2X

Valores obtenidos según análisis para el cálculo de esfuerzo axial, ver anexos:

$$P_m = 68.30$$

$$L = 4.58$$

$$T = 0.13$$

Resultado de esfuerzos axiales en muro 2X

$\sigma_m = \frac{P}{L * t}$	$0.2fm[1 - \left(\frac{h}{35 * t}\right)^2]$	$0.15fm$
114.71 tn/m	45.16 tn/m	52.5 tn/m

Fuente: Elaboración propia.

❖ Analizando el muro en 3X

Valores obtenidos según análisis para el cálculo de esfuerzo axial, ver anexos:

$$P_m = 36.95$$

$$L = 4.58$$

$$T = 0.13$$

Resultado de esfuerzos axiales en muro 3X

$\sigma_m = \frac{P}{L * t}$	$0.2fm[1 - \left(\frac{h}{35 * t}\right)^2]$	$0.15fm$
62.06 tn/m	45.16 tn/m	52.5 tn/m

Fuente: Elaboración propia.