

**UNIVERSIDAD NACIONAL “HERMILIO
VALDIZAN” HUÁNUCO**

Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura
Escuela Profesional de Ingeniería Civil



**“EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE REPARACIÓN
ESTRUCTURAL DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA
MARIANO MELGAR DE HUARIACA APLICANDO EL
ANÁLISIS NO LINEAL PUSHOVER”.**

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

TESISTA:

Bach. Ing. José Luis Chiuyari Veramende.

Bach. Ing. Mijail Paul Olivas Inocente.

ASESOR:

Ing. Villavicencio Guardia, José Luis.

HUÁNUCO - PERÚ

2018



DEDICATORIA

A Dios por habernos dado la vida,
la oportunidad de terminar nuestra
investigación y sus bendiciones.

A nuestros padres por estar
siempre a nuestro lado, dándonos
aliento y perseverar, a ser humilde
y seguir adelante.

A nuestros hermanos por ser un
ejemplo a seguir.



AGRADECIMIENTOS

A nuestra facultad de ingeniería civil y arquitectura, donde hemos pasado muchas experiencias, para formarnos como buenos profesionales.

A nuestros docentes que con su esmero y dedicación nos compartieron su conocimiento y nos enseñaron la capacidad de entender y solucionar los problemas en esta hermosa carrera como es la Ingeniería Civil.

A nuestro asesor el MG. Ing. José Luis Villavicencio Guardia por guiarnos en nuestra elaboración de tesis, dándonos alcances que mejoraron nuestra investigación.

A nuestras familias por apoyarnos en todo momento, para seguir adelante, perseverar y ser los profesionales que tanto anhelamos.

A todos muchas gracias.



RESUMEN

La presente investigación, tiene como objetivo evaluar la estructura de la Institución Educativa Mariano Melgar de Huariaca y plantear un modelo de reparación estructural, basándonos en las normativas vigentes.

La edificación se ejecutó en el año 2016, presentando problemas de rajaduras en las vigas principales como en las losas, por un deficiente proceso constructivo, lo que motivo a la paralización de la obra, para realizar una investigación de las deficiencias de la edificación.

Como primer paso se realizó la inspección visual a fin de recabar la información necesaria. El segundo paso consistió en realizar estudios de campo y laboratorio para compatibilizar los datos con los que fueron diseñados y obtener las propiedades de los materiales y elementos. El tercer paso consiste en verificar si el diseño de la estructural cumple los requisitos de la RNE E-060 – 2016. Como cuarto paso se analizará la estructura basándonos en un análisis estático no lineal PUSH OVER.

Los resultados obtenidos determinaran si la estructura debe ser reforzada y nos dará un panorama del estado actual de la Institución Educativa Mariano Melgar de Huariaca.



SUMMARY

The objective of this research is to evaluate the structure of the Mariano Melgar Educational Institution of Huariaca and propose a model of structural repair, based on current regulations.

The building was executed in 2016, presenting problems of cracks in the main beams as in the slabs, due to a deficient construction process, which led to the work being paralyzed, to carry out an investigation of the building's deficiencies.

As a first step, the visual inspection was carried out in order to obtain the necessary information. The second step consisted in carrying out field and laboratory studies to make the data compatible with those that were designed and obtain the properties of the materials and elements. The third step is to verify if the design of the structural meets the requirements of NTP E-060 - 2016. As a fourth step, the structure will be analyzed based on a non-linear static analysis PUSH OVER.

The results obtained will determine if the structure should be reinforced and will give us an overview of the current state of the Mariano Melgar Educational Institution of Huariaca.



INDICE

CAPITULO I – PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.1 Antecedentes y fundamentación del problema.	1
1.1.1 Antecedentes.	1
1.1.2 Fundamentación del problema.	3
1.2 Formulación del problema.	3
1.2.1 Problema General.	3
1.2.2 Problemas Específicos.	3
1.3 Objetivos.	3
1.3.1 Objetivo General.	3
1.3.2 Objetivos Específicos.	4
1.4 Justificación e importancia.	4
1.4.1 Justificación.	4
1.4.2 Importancia.	5
1.5 Limitaciones y alcances.	5
1.5.1 Limitaciones.	5
1.5.2 Alcances.	6
1.6 Hipótesis.	6



1.6.1	Hipótesis general.....	6
1.6.2	Hipótesis específicas.....	7
1.7	Sistema de variables, dimensiones e indicadores.	7
1.7.1	Variable Independiente.	7
1.7.2	Variable Dependiente.....	7
1.8	Matriz de consistencia.	8
1.9	Definición operacional de variables, dimensiones e indicadores.	9
CAPITULO II – MARCO TEORICO		10
2.1	Revisión de los estudios realizados.....	10
2.2	Bases conceptuales.....	13
2.2.1	Evaluación.....	13
2.2.2	Estructura.....	14
2.2.3	Rehabilitación.....	14
2.2.4	Reparación.....	14
2.2.5	Reforzamiento.....	15
2.2.6	Análisis lineal estático.	16
2.2.7	Análisis lineal dinámico.	17
2.2.8	Análisis no lineal estático pushover.....	18



2.2.9	Análisis no lineal dinámico.	22
2.3	Definición de términos básicos.	22
CAPITULO III– MARCO METODOLÓGICO		26
3.1	Introducción.	26
3.2	Tipo de investigación.	26
3.3	Nivel de investigación.	27
3.4	Diseño de la investigación.	27
3.5	Universo/ población y muestra.....	28
3.5.1	Determinación del universo/ población.....	28
3.5.2	Selección de la muestra.	28
3.5.3	Ubicación.....	29
3.6	Técnicas de recolección y tratamientos de datos.	31
3.6.1	Técnicas de recolección de datos.	31
3.6.2	Instrumentos de recolección de datos.....	32
3.7	Evaluación estructural.....	33
3.7.1	Evaluación preliminar.	34
3.7.2	Evaluación detallada o profunda.	37
3.7.3	Propiedades de los materiales.	39



3.7.4	Pruebas para determinar las propiedades de los materiales....	40
3.8	Análisis estático no lineal (Pushover).	50
3.8.1	Selección de nudo de control.	50
3.8.2	Definición de patrón de cargas.....	51
3.8.3	Curva Fuerza – Desplazamiento.	52
3.8.4	Representación bilineal de la curva.....	53
3.8.5	Periodo fundamental efectivo.	54
3.8.6	Cálculo del desplazamiento objetivo.	54
3.8.7	Punto de desempeño.	56
3.8.8	Rótulas.	57
CAPITULO IV– DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN.		60
4.1	Introducción.	60
4.2	Evaluación preliminar.....	60
4.2.1	Aspectos generales.....	60
4.2.2	Investigación de documentos.....	67
4.2.3	Inspección visual.	68
4.2.4	Cuantificación de daños.	73
4.3	Evaluación detallada.....	78



4.3.1	Propiedades de los materiales.	78
4.3.2	Recursos utilizados para los ensayos.	79
4.3.3	Ensayo de martillo de rebote o esclerómetro.	79
4.3.4	Ensayo de extracción de núcleo con diamantina.	83
4.3.5	Ensayo de prueba de carga.	89
4.3.6	Ensayo de tracción de acero.	97
4.4	Análisis estructural lineal de módulos existentes.	101
4.4.1	Pre-dimensionamiento de estructuras.	101
4.4.2	Análisis estructural lineal de la estructura original.	106
4.4.3	Análisis no lineal (Pushover) de módulos replanteados.	121
CAPITULO V– VERIFICACIÓN DE RESULTADOS.		157
5.1	Verificación de diseños de módulos existentes.	157
5.2	Módulos planteados.	162
5.3	Verificación de parámetros.	166
5.3.1	Desplazamientos.	166
5.3.2	Cortante Basal.	167
5.3.3	Verificación de masas.	168
CONCLUSIONES		170



RECOMENDACIONES.....	172
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	173
ANEXOS.....	176



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Matriz de consistencia.....	8
Tabla 2. Operacional de variables, dimensiones e indicadores.	9
Tabla 3. Coordenadas UTM.....	30
Tabla 4. Tabla histórica del concreto Mpa.	39
Tabla 5. Tabla histórica del acero en MPa.....	40
Tabla 6. Valores del factor de modificación Co.....	56
Tabla 7. Valores del factor de modificación C2.....	56
Tabla 8. Accesibilidad al distrito de Huariaca.....	61
Tabla 9. Ancho tolerable de grietas de concreto reforzado.....	74
Tabla 10. Resultado de inspección de grietas Módulo I.....	74
Tabla 11. Resultado de inspección de grietas Módulo II.....	75
Tabla 12. Resultados de la prueba de martillo de rebote.....	82
Tabla 13. Resultado de extracción de núcleo (Diamantina).....	87
Tabla 14. Resultado de extracción de núcleo (Diamantina) Seleccionado. .	88
Tabla 15. Cargas para losa eje 10-10 módulo I.	92
Tabla 16. Deflexiones en la prueba de carga módulo I.....	95
Tabla 17. Deflexiones en la prueba de carga módulo II.....	95
Tabla 18. Metrado de carga muerta Módulo I.	107
Tabla 19. Resumen de cargas del Módulo I.....	108
Tabla 20. Cortante basal estático Módulo I.....	110



Tabla 21. Derivas inelásticas sismo XX Módulo I.	110
Tabla 22. Derivas inelásticas sismo YY Módulo I.	110
Tabla 23. Metrado de carga muerta Módulo II.	115
Tabla 24. Resumen de cargas del Módulo II.....	115
Tabla 25. Cortante basal estático Módulo II.....	118
Tabla 26. Derivas inelásticas sismo XX Módulo II.	118
Tabla 27. Derivas inelásticas sismo YY Módulo II.	119
Tabla 28. fuerzas laterales módulo I.....	122
Tabla 29. fuerzas uniformes en cada sentido módulo I.....	123
Tabla 30. fuerzas laterales módulo I.	123
Tabla 31. Valores de rigidez efectiva.	124
Tabla 32. fuerzas laterales módulo II.	140
Tabla 33. fuerzas uniformes en cada sentido módulo II.....	141
Tabla 34. fuerzas laterales módulo II.	141
Tabla 35. Valores de rigidez efectiva.	142



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Distribución de fuerzas del Análisis estático lineal.....	17
Figura 2. Representación del Análisis dinámico lineal	18
Figura 3. Representación del Análisis estático no lineal	19
Figura 4. Espectro Capacidad-Demanda.....	21
Figura 5. Esquema del Diseño de Investigación	28
Figura 6. Ubicación nacional y departamental	29
Figura 7. Ubicación provincial y local.....	29
Figura 8. Equipo para inspección en campo	33
Figura 9. Relación índice de Rebote y la resistencia a la compresión.	42
Figura 10. Esclerómetro de Schmidt.....	42
Figura 11. Máquina Extractora de Núcleos.....	44
Figura 12. Prueba de carga.	46
Figura 13. Máquina universal de ensayos universal tracción.....	48
Figura 14. Diagrama de tracción del acero.....	49
Figura 15. Pacómetro.	50
Figura 16. Ubicación del nodo control.....	50



Figura 17. Primer caso de asignación de cargas AENL.....	51
Figura 18. Segundo caso de asignación de cargas AENL.	51
Figura 19. Tercer caso de asignación de cargas AENL.	52
Figura 20. Curva Fuerza-Desplazamiento.	52
Figura 21. Representación bilineal de la curva.	53
Figura 22. Punto de desempeño.	57
Figura 23. Cuevas generalizadas para elementos de C.A.	58
Figura 24. Elevación posterior del Módulo I.	63
Figura 25. Elevación posterior del Módulo II.	65
Figura 26. Esquema del Módulo I.	77
Figura 27. . Esquema del Módulo II.	77
Figura 28. Colocación típica de las cargas con bolsas de cemento.	92
Figura 29. Resultado del E.T. acero 3/8".	100
Figura 30. Resultado del E.T. acero 1/2".	100
Figura 31. Resultado del E.T. acero 5/8".	101
Figura 32. Espectro sísmico de diseño Módulo I.	109
Figura 33. Combinación modal Módulo I.....	112



Figura 34. Vista del modelo del Módulo I.....	113
Figura 35. Espectro sísmico de diseño Módulo II.	117
Figura 36. Combinación modal Módulo II.....	120
Figura 37. Vista del modelo del Módulo II.	121
Figura 38. C.C. de. módulo I sentido en X. (carga fuerzas cortantes)	125
Figura 39. C.C. del módulo I sentido en X (carga uniforme)	126
Figura 40. C. C. de módulo I sentido en X (modo de vibración).....	126
<i>Figura 41. Comparaciones de curvas capacidad módulo I sentido X.</i>	<i>127</i>
<i>Figura 42. C.C. de. módulo I sentido en Y. (carga fuerzas cortantes)</i>	<i>127</i>
<i>Figura 43. C.C. del módulo I sentido en Y (carga uniforme).</i>	<i>128</i>
<i>Figura 44. C. C. de módulo I sentido en Y (modo de vibración).....</i>	<i>128</i>
<i>Figura 45. Comparaciones de curvas capacidad módulo I sentido X.</i>	<i>129</i>
<i>Figura 46. Representación de la curva bilineal módulo I.</i>	<i>130</i>
<i>Figura 47. Espec. de respuesta elást. y ubicación de los S_a, con los periodos efectivos.....</i>	<i>133</i>
<i>Figura 48. Ubicación del desplazamiento máximo según ASCE 41-13 módulo I.....</i>	<i>134</i>



<i>Figura 49. Ubicación del punto de desempeño del módulo I en el sentido Y</i>	136
<i>Figura 50. Curva generalizada de una rotula típica de columna</i>	137
<i>Figura 51. Colores designados según nivel de desempeño de rotulas</i>	137
<i>Figura 52. C.C. de la rótula en viga principal del módulo I</i>	138
<i>Figura 53. Rotulas plásticas de los elementos llegan al estado de O.I. a S.V. módulo I</i>	138
<i>Figura 54. Rotulas de columnas y vigas en el eje C-C del módulo I</i>	139
<i>Figura 55. C.C. de. módulo II sentido en X. (carga fuerzas cortantes)</i>	143
<i>Figura 56. C.C. del módulo II sentido en X (carga uniforme)</i>	144
<i>Figura 57. C. C. de módulo II sentido en X (modo de vibración)</i>	144
<i>Figura 58. Comparaciones de curvas capacidad módulo II sentido X</i>	145
<i>Figura 59. C.C. de. módulo II sentido en Y. (carga fuerzas cortantes)</i>	145
<i>Figura 60. C.C. del módulo I sentido en Y (carga uniforme)</i>	146
<i>Figura 61. C. C. de módulo II sentido en Y (modo de vibración)</i>	146
<i>Figura 62. Comparaciones de curvas capacidad módulo II sentido X</i>	147
<i>Figura 63. Representación de la curva bilineal módulo I</i>	147



<i>Figura 64. Espec. de respuesta elást. y ubicación de los Sa, con los periodos efectivos.....</i>	151
<i>Figura 65. Ubicación del desplazamiento máximo según ASCE 41-13 módulo II.....</i>	152
<i>Figura 66. Ubicación del punto de desempeño del módulo II en el sentido Y</i>	153
<i>Figura 67. Curva generalizada de una rótula típica de columna</i>	154
<i>Figura 68. Colores designados según nivel de desempeño de rótulas.....</i>	155
<i>Figura 69. C.C. de la rótula en viga principal del módulo II.....</i>	155
<i>Figura 70. Rotulas plásticas de los elementos llegan al estado de O.I. a S.V. módulo II.....</i>	156
<i>Figura 71. Rotulas de columnas y vigas en el eje 2-2 del módulo II.....</i>	156
<i>Figura 72. Fuerzas actuantes fuera del D.I. momento M3.....</i>	160
<i>Figura 73. Fuerzas actuantes fuera del D.I. momento M2.....</i>	161
<i>Figura 74. Columnas (usando encamisado) T y placas propuestas del módulo I.....</i>	162
<i>Figura 75. Columnas (usando encamisado) T y placas propuestas del módulo II.....</i>	163



<i>Figura 76. Detalle de encamisado columna T módulo I.</i>	164
<i>Figura 77. Detalle de encamisado columna T módulo II.</i>	165



ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS

Fotografía 1. I.E. Mariano Melgar de Huariaca	30
Fotografía 2. Desalineamiento de losa y muro.....	69
Fotografía 3. Desalineamiento de columna.....	69
Fotografía 4. Presencia de cangrejera y falta de recubrimiento.....	70
Fotografía 5. Presencia de rajaduras en el piso.....	70
Fotografía 6. Proceso constructivo columna y placa incorrecto.....	70
Fotografía 7. Presencia de grietas en vigas peraltadas en el módulo I.....	71
Fotografía 8. Presencia de grietas en vigas peraltadas en el módulo II.....	71
Fotografía 9. Medición de grietas en vigas peraltadas de 0.04mm.	71
Fotografía 10. Medición de grietas en el techo aligerado de 0.4 mm.....	72
Fotografía 11. Junta entre módulos de aproximadamente 1”.....	72
Fotografía 12. Aceros de las placas se colocan luego de vaciado la losa. ..	72
Fotografía 13. Junta mayor a 2 cm en los muros.....	73
Fotografía 14. Prueba de esclerómetro columna L.....	80
Fotografía 15. Prueba de esclerómetro columna T.....	81
Fotografía 16. Prueba de esclerómetro viga 25x60.	81
Fotografía 17. Extracción de núcleo de concreto columna tipo Tee.	85
Fotografía 18. Extracción de núcleo de concreto de losa aligerada.....	85
Fotografía 19. Espécimen de extracción de núcleo de 2”x4”.....	86
Fotografía 20. Vista de extracción del espécimen.	86



Fotografía 21. Medición de las fisuras de la viga peraltada.	90
Fotografía 22. Colocación del dial sobre la viga para iniciar la prueba.	91
Fotografía 23. Colocación de las cargas.....	93
Fotografía 24. Colocación final para la viga peraltada.	94
Fotografía 25. Medición de la deflexión de la viga mediante el dial.	94
Fotografía 26. Muestras de varilla de acero marcado E.T.	99
Fotografía 27. Varilla someténdose a tracción en la maquina universal.	99



INTRODUCCION

Las edificaciones que presentan problemas patológicos y de diseño, en este caso las instituciones educativas, nos conllevan a buscar métodos para evaluar las estructuras basándonos en normas y reglamentos nacionales e internacionales, los cuales sirven de referencia para entender el porqué de dichos problemas, así poder encontrar distintas maneras de poder solucionarlos y optar por la opción más óptima.

Para realizar la evaluación de la estructura nos basamos al RNE E-060 capítulo 20 (evaluación de la resistencia de estructuras existentes), ACI 364 (guía para la evaluación de estructuras de concreto antes de la rehabilitación), ACI 437 (evaluación de resistencia de edificios de concreto existentes), ACI 562 (requisitos del código para la evaluación, reparación y rehabilitación de edificios de hormigón), los cuales nos indican que se debe realizar una evaluación preliminar como son inspección visual, revisión, de planos, documentos, etc. En este punto se determina los daños en la estructura y si es necesario realizar una evaluación detallada de la edificación el cual consiste en realizar ensayos destructivos y no destructivos para obtener las propiedades de materiales utilizados en la estructura.

Con los resultados obtenidos se verificará las propiedades de los materiales, para posteriormente realizar un análisis estructural con los datos



reales de campo y verificar si cumplen con los requisitos del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Con los resultados obtenidos, se tomará la decisión de que alternativa de solución es la más factible para la estructura, en nuestro caso particular será reparar la estructura.



CAPITULO I – PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 Antecedentes y fundamentación del problema.

1.1.1 Antecedentes.

En la investigación de (Marcial Jara ,2005) , realiza una descripción de los componentes de concreto armado, así como de los materiales para reparación como del mortero, resinas para inyección epóxica y curador de membrana utilizados en reparaciones y refuerzos , así mismo se describe la ventaja y desventaja de cada una de ello desde el punto de vista técnico, económico y aspecto social, se realiza también la cotización de precios en el mercado peruano, finalmente se realiza un ejemplo de edificación del edificio de MITINCI de 17 niveles, propuso dos métodos de reparación una con método moderno (fibra de carbono) y el otro el tradicional (con malla electro soldada) analizando sus ventajas y desventajas, llegando la conclusión que el moderno es más costoso, pero tiene una mayor ventaja en cuanto al plazo de ejecución, interferencia con el personal y durabilidad de reparaciones.

En su trabajo de investigación (Magno Olivares, 2013), realiza una evaluación estructural el cual es un monumento histórico de la UNI el cual es paraboloides hiperbólico de concreto armado, en su evaluación lo realiza en dos etapas; la primera la evaluación preliminar el cual consiste la inspección preliminar, descripción, historial y el segundo una evaluación detallada, en el



cual consistía el replanteo de estructuras, ensayos no destructivos utilizando las normas, en el cual se concluye que para las vigas y columnas se eliminan los elementos deteriorados y cambiarlo por una nueva con uso de materiales adherentes de reparación, su propuesta de reparación se propone las fibras de carbono.

En su investigación (Maycool Quispe 2017), realiza una evaluación estructural de la capilla de Cristo Pobre en Puno, cuya edificación es histórica de material de adobe, primero estudia el comportamiento de los materiales, identifica los daños del mismo; luego se evalúan ante sollicitaciones sísmicas, se define un diseño de refuerzo a través de programas estructurales, para dar una propuesta de solución.

En su tesis (Rafael Palomino ,2010) sobre vulnerabilidad sísmica de varios centros educativos en Breña utilizando la metodología del ATC-21 y el método inicial japonés, luego de recorrer información se evaluó con el programa estructural y se estudió su comportamiento frente a un espectro de respuesta a un sismo verificando con la norma E.030. Después de esto se propusieron propuestas de reforzamiento y un análisis con la estructura reforzada y por último se presentan sus costos de reforzamiento.



1.1.2 Fundamentación del problema.

1.2 Formulación del problema.

1.2.1 Problema General.

- ❖ ¿La estructura de la institución educativa Mariano Melgar de Huariaca, en las condiciones actuales soportará las cargas con las cuales fueron diseñadas?

1.2.2 Problemas Específicos.

- ❖ ¿Cuáles serán las propiedades físicas y mecánicas de los materiales usados en el colegio Mariano Melgar?
- ❖ ¿Cuáles son las causas de las deficiencias estructurales presentadas durante la ejecución de obra del colegio Mariano Melgar?
- ❖ ¿Cuál será el planteamiento de reparación estructural del colegio Mariano Melgar más eficiente?

1.3 Objetivos.

1.3.1 Objetivo General.

- Evaluar la estructura de la institución educativa Mariano Melgar de Huariaca y plantear la reparación estructural.



1.3.2 Objetivos Específicos.

- Evaluar las propiedades físicas y mecánicas de los materiales usados en el colegio Mariano Melgar.
- Identificar las causas de las deficiencias estructurales presentadas durante la ejecución de obra del colegio Mariano Melgar.
- Plantear un modelo de reparación estructural eficiente de la institución educativa Mariano Melgar.

1.4 Justificación e importancia.

1.4.1 Justificación.

La presente investigación se justifica porque la reparación de la construcción de los 02 pabellones de la institución educativa Mariano Melgar de Huariaca permitirá brindar una mejor calidad educativa a los alumnos de dicha población, motivo por el cual los pabellones a construir deben ser seguros y confortables.

La investigación se realizará con el propósito de buscar alternativas de solución óptima a las deficiencias presentadas en la ejecución de obra de la institución educativa Mariano Melgar, para plantear un modelo de reparación de los módulos de la institución educativa.



1.4.2 Importancia.

La investigación de este proyecto es de gran importancia, debido a que se realizará la evaluación estructural de la institución educativa Mariano Melgar en las condiciones actuales para presentar una óptima alternativa de solución.

1.5 Limitaciones y alcances.

1.5.1 Limitaciones.

- Los costos que representa la ejecución de diferentes ensayos de campo para el cumplimiento del trabajo de investigación resultan ser elevadas por lo tanto resulta ser una limitante para este proyecto.
- La presente investigación está limitado únicamente a la evaluación preliminar y profunda para realizar una propuesta de reparación estructural.
- La evaluación de los módulos de la institución educativa Mariano Melgar se realizará teniendo en cuenta el RNE – 2016 (E-020, E-030, E-050 y E-060) y normas ACI.
- Los laboratorios en la ciudad de Huánuco no cuentan con acceso a equipos especializados de ingeniería para realizar las pruebas o ensayos.



1.5.2 Alcances.

El trabajo de investigación tiene como alcance evaluar los módulos de la institución educativa Mariano Melgar de Huariaca aplicando el análisis no lineal estático (Pushover).

Los aspectos puntuales de la investigación están referidos en la evaluación estructural de los módulos, en los cuales abarcan actividades de campo y gabinete referido a la evaluación de estructuras, detallándose los mismos como sigue:

- 1) Evaluación estructural de los módulos:
 - ✓ Evaluación preliminar.
 - ✓ Evaluación detallada.
- 2) Análisis y diseño de estructuras:
 - ✓ Análisis estructural lineal.
 - ✓ Análisis estructural no lineal.
 - ✓ Diseño de estructuras de Concreto armado.

1.6 Hipótesis.

1.6.1 Hipótesis general.

- ❖ Si realizamos la evaluación y reparación estructural de la institución educativa Mariano Melgar de Huariaca se garantizará que dichos módulos soportaran las cargas para las cuales fueron diseñadas.



1.6.2 Hipótesis específicas.

- ❖ Las causas de las deficiencias estructurales presentadas durante la ejecución de obra del colegio Mariano Melgar se deben a un mal diseño estructural y proceso constructivo.
- ❖ Con el planteamiento de una reparación estructural se obtendrá un modelo más eficiente de la institución educativa Mariano Melgar.

1.7 Sistema de variables, dimensiones e indicadores.

Cada variable que se presenta a continuación se ha extraído del título de la investigación:

Título: “Evaluación y propuesta de reparación estructural de la Institución Educativa Mariano Melgar de Huariaca aplicando el análisis no lineal Pushover”.

1.7.1 Variable Independiente.

Evaluación estructural de la institución educativa Mariano Melgar de Huariaca.

1.7.2 Variable Dependiente.

Optimización del modelo estructural.



1.8 Matriz de consistencia.

Tabla 1. Matriz de consistencia

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	OBJETIVOS DEL ESTUDIO	HIPÓTESIS DE INVESTIGACIÓN	VARIABLES/ INDICADORES	DISEÑO DE INVESTIGACIÓN
<ul style="list-style-type: none"> ➤ Problema general. ¿La estructura de la institución educativa Mariano Melgar de Huariaca, en las condiciones actuales soportará las cargas con las cuales fueron diseñadas? ➤ Problemas específicos. ➤ ¿Cuáles serán las propiedades físicas y mecánicas de los materiales usados en el colegio Mariano Melgar? ➤ ¿Cuáles son las causas de las deficiencias estructurales presentadas durante la ejecución de obra del colegio Mariano Melgar? ➤ ¿Cuál será el planteamiento de reparación estructural del colegio Mariano Melgar más eficiente? 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Objetivo general. Evaluar la estructura de la institución educativa Mariano Melgar de Huariaca y plantear un modelo de reparación estructural. ➤ Objetivos específicos. ➤ Evaluar las propiedades físicas y mecánicas de los materiales usados en el colegio Mariano Melgar. ➤ Identificar las causas de las deficiencias estructurales presentadas durante la ejecución de obra del colegio Mariano Melgar. ➤ Plantear un modelo de reparación estructural eficiente de la institución educativa Mariano Melgar. 	<p>1) Hipótesis general. Si realizamos la evaluación y reparación estructural de la institución educativa Mariano Melgar de Huariaca se garantizará que dichos módulos soportaran las cargas para las cuales fueron diseñadas.</p> <p>2) Hipótesis específicas.</p> <ul style="list-style-type: none"> ➤ las causas de las deficiencias estructurales presentadas durante la ejecución de obra del colegio Mariano Melgar se deben a un mal diseño estructural y proceso constructivo. ➤ Con el planteamiento de una reparación estructural se obtendrá un modelo más eficiente de la institución educativa Mariano Melgar. 	<p>1) Variables. Variable Independiente.</p> <ul style="list-style-type: none"> ➤ Evaluación estructural de la institución educativa Mariano Melgar de Huariaca. <p>Variables Dependientes.</p> <ul style="list-style-type: none"> ➤ Optimización del modelo estructural. <p>2) Indicadores. Indicadores de Variable independiente.</p> <ul style="list-style-type: none"> ➤ Derivas máximas. ➤ Fuerza cortante basal ➤ Momentos máximos. ➤ pre dimensionamiento ➤ Resistencia a la compresión <p>Indicadores de Variables dependientes.</p> <ul style="list-style-type: none"> ➤ Cuantía de acero ➤ Verificación por corte y axial ➤ Verificación por flexión y torsión. 	<p>1) Tipo de investigación. Cuantitativo.</p> <p>2) Nivel de Investigación. Explicativo.</p> <p>3) Diseño de investigación. No Experimental.</p>

Fuente: Elaboración Propia



1.9 Definición operacional de variables, dimensiones e indicadores.

Tabla 2. Operacional de variables, dimensiones e indicadores.

VARIABLES	DIMENSION	INDICADORES	MEDICIÓN
Evaluación estructural de la institución educativa Mariano Melgar de Huariaca.	Análisis estructural.	Derivas máximas. Fuerza cortante basal Momentos máximos. pre dimensionamiento	Adimensional % en fuerza de la base. Ton/m. Metros – metros cuadrados
	Resistencia del concreto.	Resistencia a la compresión	Kg/cm ²
	Estudio de suelos.	Capacidad portante Profundidad de desplante. Peso específico.	Kg/cm ² Metros. Kg/cm ³
Optimización del modelo estructural.	Diseño estructural.	Cuantía de acero Verificación por corte y axial Verificación por flexión y torsión. Ton. Ton/m.

Fuente: Elaboración Propia



CAPITULO II – MARCO TEORICO

2.1 Revisión de los estudios realizados

(Cesar Duarte, Marlon Martínez, análisis estático no lineal del cuerpo central del edificio de la facultad de medicina de la Universidad del Salvador, 2017)

En su investigación sobre el edificio perteneciente a la facultad de medicina de la universidad del Salvador, se realizó el método de análisis no lineal basándose en los documentos **ATC-040 y FEMA 356**.

Se inició realizando una investigación preliminar como inspección visual del edificio buscando detectar los daños más relevantes, revisión de los planos existentes, revisando que si se realizó un análisis estructural. Luego de esto se procedió a realizar pruebas como el ensayo de rebote de martillo, detección del acero de refuerzo con pacómetro, ensayo de extracción de núcleos. Después se evalúa con modelo computacional haciendo un análisis Pushover, en esta metodología se realizó de acuerdo al FEMA 356 como primer paso la elección de nodo de control, desplazamiento máximo, fuerzas laterales, la curva de capacidad.

Para el criterio de aceptabilidad se verifico tiene un desplazamiento máx. De 15.89cm por lo que está por debajo de los máximos permitidos según la norma de Salvador, en cuanto al documento FEMA está casi después de ocupación inmediata OI, antes de seguridad de vida LS, y mucho de prevención al colapso CP, Por lo que el edificio se encuentra en



buenas condiciones, se recomienda algunas reparaciones de las grietas de vigas con resina epoxi.

(Cesar Fajardo, Evaluación estructural de una de las edificaciones del Hospital Edgardo Rebagliati usando el método del Espectro de Capacidad, 2012). En su estudio evalúa el comportamiento estructural ante una demanda sísmica de la edificación del hospital Edgardo Rebagliati, para realizar dicho estudio se basó en los estudios realizados en el año 1997 de la CISMID en el marco del proyecto Evaluación de Hospitales del Perú, Minsa-OPS-EsSalud quienes realizaron un análisis lineal.

Para su evaluación, el autor realizó el análisis mediante el método estático no lineal, teniendo como base los documentos del **ATC 40** como una alternativa para el análisis y una posterior evaluación para encontrar el punto de desempeño.

Los resultados obtenidos mediante un análisis lineal indicaron que la estructura ante un movimiento sísmico presentaría daños significativos en varios puntos de la albañilería existente, mientras que cuando se evaluó la estructura mediante un análisis estático no lineal ante la ocurrencia de un movimiento sísmico de regular intensidad la estructura presentaría daños de poca importancia.

La conclusión a la que llega el autor es que el análisis sísmico tradicional (análisis lineal), puede llevar a conclusiones que distan del



comportamiento real de la estructura, donde es recomendable realizar un análisis no lineal para evaluar el comportamiento de las estructuras.

(Emma Soto, Rehabilitación de estructuras de concreto, 2008), En su estudio realizado se discute las técnicas de rehabilitación para la reparación o reforzamiento de aquellos edificios que sufrieron daños por sismos u otros factores, lo que conlleva a investigar los antecedentes de fallas de las estructuras durante un sismo ocurrido en México, encontrando 70 deficiencias significativas en su configuración principal, como en el refuerzo de vigas y columnas, discontinuidad del acero longitudinal, columnas cortas, falla de los nudos.

Primero determina los daños de las estructuras de acuerdo al tipo de edificio, aperticado, con mampostería con refuerzo y sin refuerzo, piso de losa aligerada; también determina los daños comunes en los elementos estructurales vigas, columnas, losas, muros.

En la evaluación por desempeño sísmico el método que se utilizó es no lineal del FEMA 273 por que se puede analizar de una manera más real a la edificación, estas se realizan en cada elemento, los pasos para la evaluación se realizan de acuerdo al ACI 364 la cual se dividen en dos:

Evaluación preliminar; consiste en revisión de estudios generales, inspección visual, planos, información preliminar.



Evaluación profunda; revisión del análisis estructural, información de materiales, examen a la estructura, ensayo a las estructuras y toma de muestras.

Así mismo se evalúa las ventajas y desventajas de cada técnica de reparación de los elementos estructurales de los edificios.

2.2 Bases conceptuales.

Los conceptos básicos referidos a nuestro trabajo de investigación denominado “Evaluación y propuesta de reparación estructural de la Institución Educativa Mariano Melgar de Huariaca”, lo mencionamos a continuación:

2.2.1 Evaluación.

Indica la acción que permite valorar, establecer, apreciar, indicar la importancia de un determinado tema, cosa o asunto.

En las estructuras es el proceso detallado para saber el estado actual de la estructura en la que se encuentra. La evaluación es una concepción muy amplia, que va desde una inspección preliminar, hasta la interpretación y comparación de los resultados que determinan las causas que se originaron dicho estudio. (Magno Olivares, 2013).

El objetivo de la evaluación estructural sismo resistente de una edificación es la verificación del cumplimiento de los niveles de desempeño seleccionados, los cuales caracterizan los daños aceptables, tanto



estructurales como no estructurales, y la seguridad ante el derrumbe. (López, A.2014).

2.2.2 Estructura.

Es el armazón que le da forma a la construcción, lo sostiene, fija al suelo y hace que las cargas se transmitan a éste. La estructura hace resistente a una edificación ante movimientos sísmicos, compuesto por los elementos estructurales como son vigas, columnas, losas, etc.

Puede tratarse de la distribución y el orden de las partes principales de un edificio o de una casa, así como también de la armadura o base que sirve de sustento a la construcción (Zúñiga, R.)

2.2.3 Rehabilitación.

Significa hacer un cambio a la estructura para que cumpla con sus funciones nuevamente. Ya sea en el aspecto estructural, función social y económica para las que fue construida.

Desde un punto de vista estructural, es el proceso de reparar, restituir o modificar una estructura hasta llevarla a una condición deseada, por lo tanto, la estructura ha sido rehabilitada, luego de haberse realizado alguna intervención, ya sea debido a reparaciones o reforzamiento.

2.2.4 Reparación.

La reparación de una estructura de concreto armado tiene como objetivo principal restablecer la resistencia inicial de los elementos



estructurales dañados y la funcionalidad de los elementos no-estructurales dañados. Los elementos estructurales reparados pueden recuperar aproximadamente la misma resistencia que tenían antes de ser dañados, también pueden presentar alguna reducción de rigidez debido a las grietas muy finas en el concreto, causados por el sismo. Reparar elementos no estructurales consiste básicamente en una adecuada renovación o restauración de la parte dañada para devolver la funcionalidad o el uso de estos (ACI. CAP PERUANO.2014).

Los elementos que son reparados solo recuperan entre el 70% a 80% de la rigidez original, se recomienda que cuando más del 25% de los elementos presentan daños se debe hacer un reforzamiento de la estructura. (Bernal Marcos, Alberto, 1999).

2.2.5 Reforzamiento.

El reforzamiento de estructuras está referido a incrementar la capacidad de carga y serviciabilidad de una estructura, previa evaluación y según diseño estructural, cuando la reparación o restauración sea insuficiente para la estructura a evaluar.

Se realiza cuando existen nuevas solicitaciones como errores en el diseño o defectuoso sistema constructivo durante la ejecución, baja calidad de materiales, eventos sísmicos, fallas locales, deterioro de su estructura original, la degradación del material con el tiempo, alteraciones llevadas a cabo por el uso durante los años de su existencia, entre otros casos.



El reforzamiento se puede lograr incrementando la capacidad de los materiales que lo componen, aumento de las dimensiones de los elementos y el acero de refuerzo, añadiendo nuevos elementos estructurales.

2.2.6 Análisis lineal estático.

Este método se idealiza la edificación como un sistema de un solo grado de libertad equivalente, con una rigidez lineal elástica y un amortiguamiento viscoso equivalente.

se representa las acciones sísmicas por medio de un conjunto de fuerzas que actúan en el centro de masas de cada nivel.

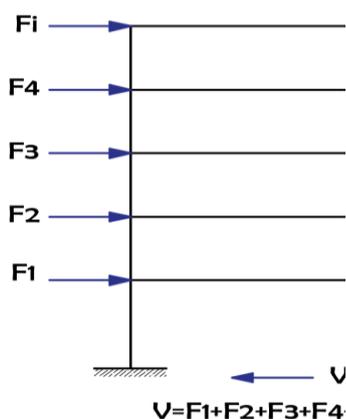
Primero se calcula la cortante en la base, los cuales se distribuyen en altura multiplicando por el factor que indica la norma, posteriormente se calculará los desplazamientos que se produzcan en cada nivel. Luego se afectan estos por factores para tener en cuenta el comportamiento inelástico de la estructura.

La desventaja de este método es que no toma en cuenta los efectos de los modos superiores, las demandas reales inelásticas producto del sismo son estimaciones indirectas, por lo que su uso solo es útil para edificaciones regulares y de mediana altura.

$$V = \frac{ZUCS}{R} * P \quad \alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$$

$$F_i = \alpha_i * V$$

Figura 1. Distribución de fuerzas del Análisis estático lineal



Fuente: *Elaboración Propia*

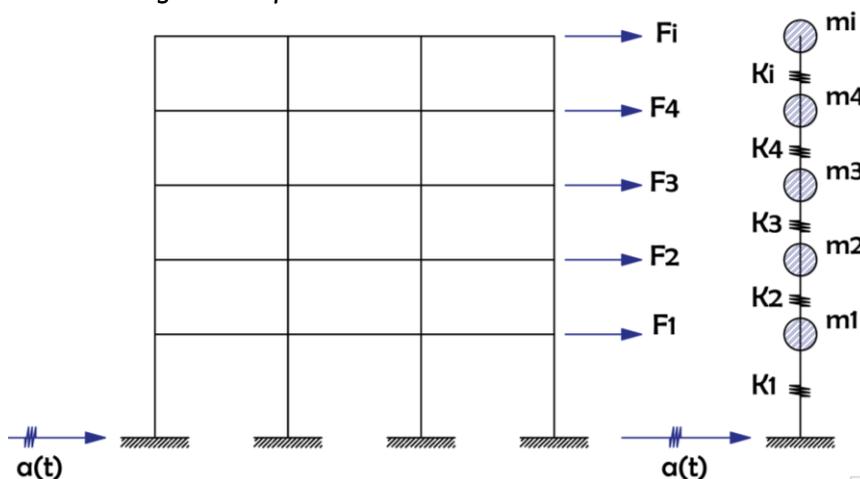
2.2.7 Análisis lineal dinámico.

La estructura es modelada como un sistema de varios grados de libertad mediante una matriz de rigidez lineal elástica y una matriz de amortiguamiento viscoso equivalente; el sismo se modela utilizando un análisis modal espectral o un análisis tiempo historia.

La ventaja con respecto a este análisis es que se consideran los efectos de los modos superiores.

La desventaja de este método es que las demandas reales inelásticas se obtienen de manera indirecta, multiplicando por factores para tener en cuenta efectos de torsión y la relación entre el desplazamiento real y el calculado.

Figura 2. Representación del Análisis dinámico lineal



Fuente: Elaboración Propia

2.2.8 Análisis no lineal estático pushover.

El análisis estático no lineal (pushover) se basa en la aplicación de un patrón de cargas laterales que se van incrementando su intensidad hasta alcanzar un desplazamiento objetivo, el cual está referido típicamente al estado límite o estado de daño de prevención de colapso de la estructura.

Durante el análisis, la estructura nos proporciona una respuesta elástica el cual está relacionada con su rigidez inicial, pero luego, con el incremento de las fuerzas los elementos superan su cedencia, se produce una reducción de la rigidez y con ello, la estructura llega a incursionar en el rango inelástico en proporción a su ductilidad.

A cada elemento estructural se le asignan rótulas plásticas en función a su tipo de falla, que indican cuál es su capacidad cedente y última en términos de curvaturas, rotaciones o desplazamientos. Con el incremento de



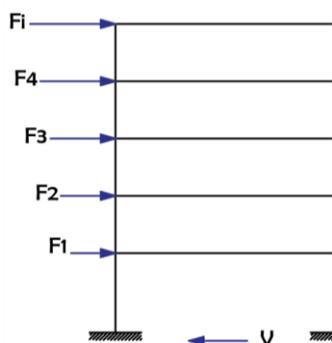
las cargas laterales se observa cómo van apareciendo las rótulas en cada uno de los elementos, se puede identificar la secuencia del agrietamiento, cedencia y fallo de los componentes que se produce (dúctil o frágil).

La estructura se puede seguir deformando en el rango inelástico mientras los mecanismos frágiles no comprometan la estabilidad, o bien, los elementos tengan suficiente ductilidad.

Este método tiene una gran ventaja respecto al análisis lineal y es que directamente tiene en cuenta los efectos de la respuesta no lineal del material, mientras que en el análisis lineal esto se debe tener en cuenta en forma aproximada y, por lo tanto, el cálculo de las fuerzas internas y desplazamientos serán más representativos de los esperados durante un sismo.

Existen muchos métodos para efectuar este tipo de análisis como por ejemplo los propuestos por el ATC 40, FEMA 356, FEMA 440 y ASCI 41-13.

Figura 3. Representación del Análisis estático no lineal



Fuente: Elaboración Propia



2.2.8.1 FEMA 356.

La agencia de Manejo de Emergencia Nacional (FEMA), realizo guías para la rehabilitación sísmica de edificios, se realizaron varias propuestas entre ellas el FEMA 276 y FEMA 279 los cuales fueron modificados y corregidos para dar paso al FEMA 356.

Este método consiste en asignar fuerzas laterales de cargas a la edificación, por medio de un nodo de control; donde dichas fuerzas son incrementadas en cada paso del análisis, se construye a través de los resultados de las fuerzas cortantes y desplazamientos del nodo control, con la cual se construye la curva de capacidad.

El método provee un proceso numérico directo para calcular la demanda de desplazamiento. No se requiere convertir la curva de capacidad a coordenadas espectrales.

2.2.8.2 ATC – 40.

El Consejo de Tecnología Aplicada (ATC) realizo un documento técnico, que proporciona una técnica adecuada para la evaluación y diseño sísmico de una edificación.

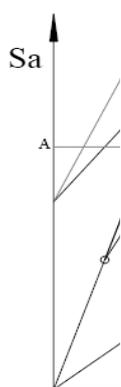
En este método consiste en la aplicación de un pushover para idealizar la curva de capacidad de la estructura, posteriormente se realiza una conversión las unidades fuerza- desplazamiento se convertirán en



aceleración- desplazamiento, asimismo la demanda sus unidades aceleración-periodo se convertirán en aceleración desplazamiento.

A partir de esto se busca el punto de desempeño que es la intersección de las nuevas funciones curva capacidad y demanda.

Figura 4. Espectro Capacidad-Demanda



*Fuente: Aplicación del análisis estático no lineal (PUSHOVER)
ING. Eliud Hernández*

SIN DAÑO

2.2.8.3 FEMA 440

EL documento técnico se realizó debido a que los métodos FEMA 356 y ATC-40 presentaban discrepancias en los resultados de los desplazamientos, para edificaciones con periodos cortos; se realizó algunas mejoras en los coeficientes del desplazamiento, espectro de capacidad.

En la mejora de espectro de capacidad en este método utiliza un procedimiento de lineación equivalente como modificación alternativa al espectro de capacidad.



Los procedimientos son de manera similar en todos estos métodos para esto se tiene los pasos para el análisis no lineal.

2.2.8.4 ASCE 41-13.

El documento de ASCE 41 – 13 es una propuesta mejorada del documento FEMA 440 referido al método de los coeficientes, y el procedimiento de diseño por desempeño sísmico de una estructura se establece de igual manera que los definidos en todas las normativas mencionadas anteriormente.

2.2.9 Análisis no lineal dinámico.

Este método el edificio a analizar es representado como en análisis estático no lineal, con las características inelásticas de los elementos estructurales. La principal diferencia es que el sismo se modela mediante un acelerograma completo haciendo un análisis paso a paso en el tiempo.

Es un análisis más sofisticado para encontrar las fuerzas y deformaciones de los elementos estructurales, sin embargo, estas demandas son muy sensibles a la forma del acelerograma y por esta razón debe calcularse para varios sismos diferentes.

2.3 Definición de términos básicos.

➤ Estructura aporricada.

Estructuras de concreto armado en el cual por lo menos el 80% del cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos.



➤ **Desplazamiento objetivo.**

Representa el máximo desplazamiento probable durante un sismo de diseño.

➤ **elasticidad.**

Capacidad de un material para poder recuperar su estado inicial cuando culmine la fuerza externa que la altera.

➤ **Deriva.**

Relación que existe entre el desplazamiento relativo y la altura de entrepiso de cada nivel, el cual varía de acuerdo al tipo de sistema estructural, en nuestra norma E-060 para una estructura de concreto armado la deriva es de 0.007.

➤ **Rigidez.**

Es la capacidad de los elementos de una estructura en resistir a las deformaciones elásticas por las fuerzas exteriores, manteniéndose su estado original.

➤ **Esbeltez.**

Viene a ser el cociente de la base con respecto la altura del edificio.

➤ **Fuerza cortante basal.**

Es una reacción de todos los elementos que componen la estructura, está localizada en la base y permite determinar la fuerza lateral total,



distribuyéndolo posteriormente a lo largo de las diferentes alturas de la estructura. el cortante estático en la base, es calculado en base al artículo 4.5.2.

$$V = \frac{ZUCS}{R} * P$$

➤ **Resistencia a la compresión.**

Es la resistencia que tienen los elementos a esfuerzos externos de compresión; casi en todos los materiales su resistencia de compresión es baja a excepción del concreto.

➤ **Resistencia a la tracción.**

Es la resistencia máxima que tienen los elementos a esfuerzos de tracción antes de romperse. este ensayo se realiza de manera elástica y lentamente hasta que produzca la rotura del material.

➤ **Cuantía de acero.**

Es la cantidad de acero en porcentaje que hay en relación al área de sección bruta del concreto.

➤ **Capacidad portante.**

Es la capacidad del terreno de soportar cargas de presión el cimiento sin que tenga que fallar el cimiento por asentamiento o por corte.

➤ **Fisura.**

son daños superficiales que no afectan a la estructura, estas no trabajan y se pueden tapar con algún método y no vuelve a salir.



➤ **Grieta.**

Son roturas que afectan a todo el elemento estas pueden volverse más peligrosa si se aumenta en todo el espesor. Uno de las principales causas es el mal cálculo de las estructuras que hacen que se esfuerzas más los elementos de lo que pueda resistir.



CAPITULO III– MARCO METODOLÓGICO

3.1 Introducción.

En el desarrollo de la investigación realizada se buscó describir y analizar los problemas generales y específico planteados en el planteamiento del problema, siguiendo los procedimientos de observación, recolección de datos y evaluación de los módulos a estudiar.

El marco metodológico se encarga de explicar los mecanismos utilizados para resolver las problemáticas de nuestra investigación, es el resultado de la aplicación de los conceptos descritos en el marco teórico, buscando si las herramientas de estudio que se van a emplear, ayudarán de manera factible a solucionar el problema. Refiriéndose así a una serie de pasos o métodos que se deben plantear, para saber cómo se proseguirá en la investigación.

A continuación, explicamos cada uno de los medios empleados en nuestra investigación con los cuales solucionaremos de manera óptima el problema, no simplemente con teorías, sino con hechos que demuestren y argumenten la solución planteada.

3.2 Tipo de investigación.

Por la naturaleza de los datos el tipo de investigación es **Cuantitativo**. Se emplearán medios matemáticos y resultados de ensayos de laboratorio para medir los resultados de manera contundente.



De acuerdo al fin que se persigue es una **investigación Aplicada**. Por qué se busca la solución de un problema como el de hacer la reparación estructural.

3.3 Nivel de investigación.

El nivel de investigación será del tipo **Explicativo**. Porque se busca explicar las causas del agrietamiento de los elementos estructurales de la institución educativa Mariano Melgar.

Con los resultados obtenidos de los ensayos en campo y laboratorio se realizará una interpretación de los datos para posterior planteamiento de reparación estructural.

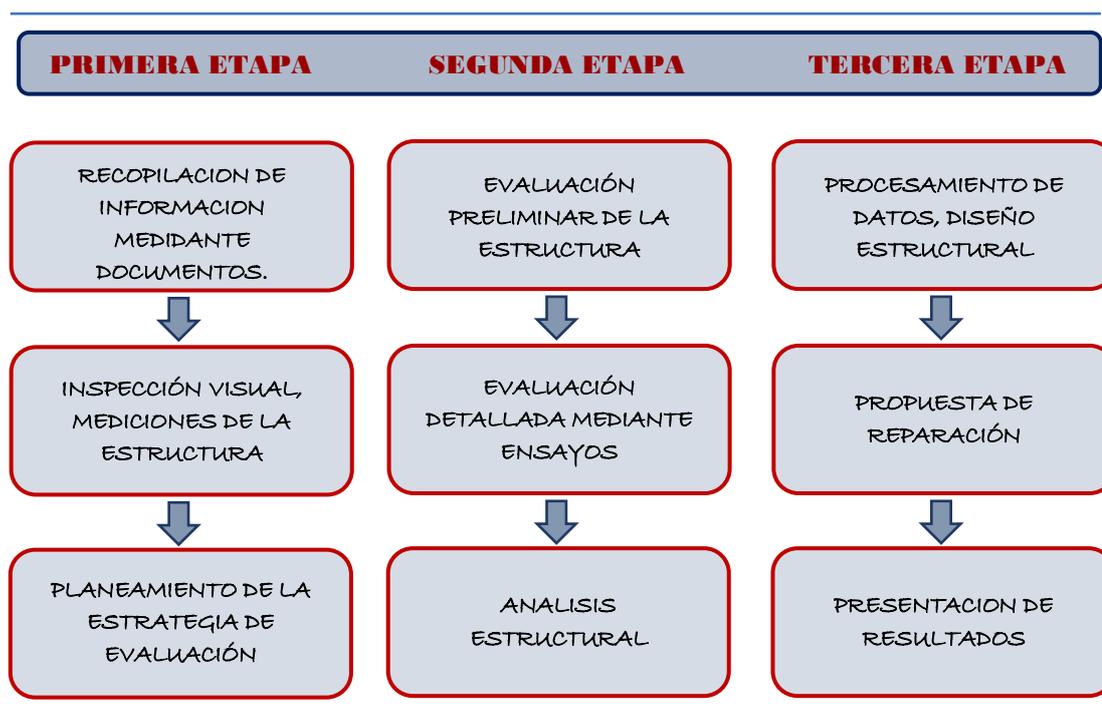
3.4 Diseño de la investigación.

El diseño a utilizar en esta investigación será el **No Experimental**. No se manipularán las variables independientes, porque de los ensayos realizados en campo y laboratorio solo nos proporcionarán datos para poder realizar un modelo de reparación estructural.

- Prueba de Diamantina.
- Prueba de Esclerómetro.
- Prueba de Cargas.
- Estudio de Suelos.

Para la realización del proyecto de investigación, se realizó el siguiente diseño de investigación:

Figura 5. Esquema del Diseño de Investigación



Fuente: Elaboración Propia

3.5 Universo/ población y muestra.

3.5.1 Determinación del universo/ población.

Institución Educativa Mariano Melgar de Huariaca, perteneciente a la UGEL Pasco.

3.5.2 Selección de la muestra.

En esta investigación el método es No probabilístico, donde que a criterio del investigador.

La selección de muestra será en toda la infraestructura en donde se presenten las deficiencias más relevantes, para poder así cuantificar el daño producido en un sismo severo.

3.5.3 Ubicación.

La ubicación de la institución educativa se encuentra en la ciudad de Huariaca, provincia de Cerro de Pasco, Región Pasco. A 67 km de la ciudad de Huánuco.

Se encuentra ubicado en una esquina de la plaza de armas.

Figura 6. Ubicación nacional y departamental

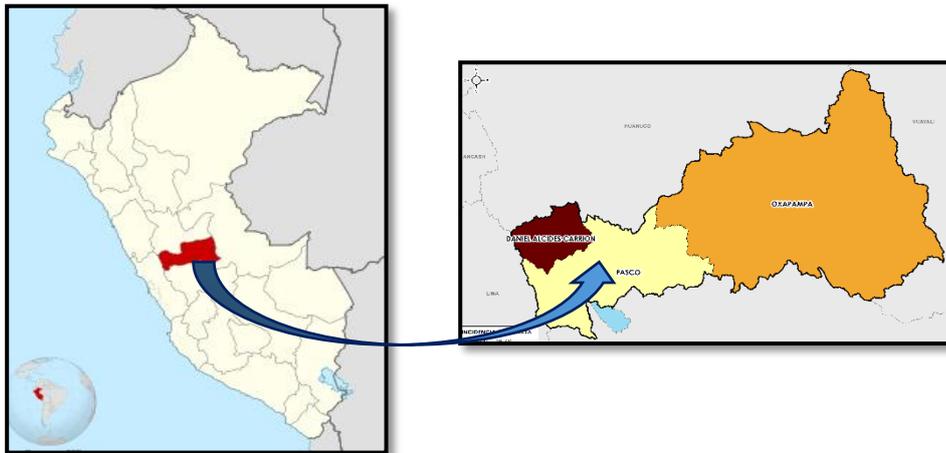
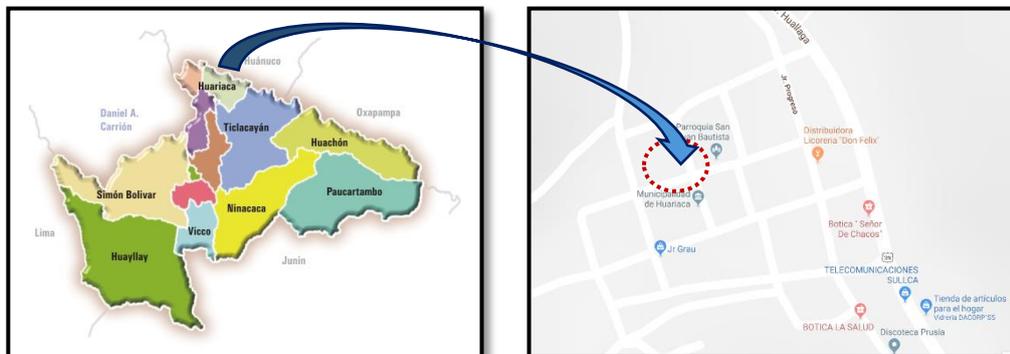


Figura 7. Ubicación provincial y local



“Evaluación y propuesta de reparación estructural de la Institución Educativa Mariano Melgar de Huariaca aplicando el análisis no lineal Pushover”.

Bach. Ing. José Luis Chiuyari Veramende.

Bach. Ing. Mijail Paul Olivas Inocente.



Departamento : Pasco.

Provincia : Pasco.

Distrito : Huariaca.

Tabla 3. Coordenadas UTM

LUGAR	COORDENADAS UTM	ALTITUD
I.E. Mariano Melgar de Huarica.	8845509.47 N 369752.50 E	2965 m.s.n.m.

Fuente: *Elaboración Propia*

Fotografía 1. I.E. Mariano Melgar de Huariaca





3.6 Técnicas de recolección y tratamientos de datos.

3.6.1 Técnicas de recolección de datos.

Para realizar la recolección de datos se desarrolló una serie de pasos secuenciales tomando en cuenta las siguientes normas como guía del RNE E-0.60 capítulo 20 (Evaluación de la resistencia de estructuras existentes), ACI 364 (Rehabilitación de estructuras de concreto) y ACI 562 (Norma para la Evaluación, Reparación y Rehabilitación de Edificaciones de Concreto). En los cuales se menciona las técnicas para emitir un pronóstico del comportamiento de la estructura, bajo las condiciones de servicio esperadas, donde indica que hay una evaluación preliminar y una evaluación profunda.

El nivel de detalle requerido en un informe de esta naturaleza, varía desde la simple valoración de la suficiencia estructural y funcional, basada en la inspección visual superficial durante la evaluación preliminar, hasta una evaluación profunda que consiste en técnicas especiales de inspección y ensayos.

Para realizar la evaluación preliminar de las estructuras se realizó las siguientes técnicas:

- Localización de la estructura.
- Descripción de la estructura.
- Inspección visual.
- Plan para los ensayos.



Para realizar la evaluación detallada de las estructuras se realizó las siguientes técnicas:

- Estudio de suelos.
- Análisis estructural.
- Esclerómetro.
- Extracción de núcleos de concreto.
- Ensayo de acero.
- Prueba de carga.

3.6.2 Instrumentos de recolección de datos.

El mecanismo usado para la recolección de datos fue por medio de las hojas de registro elaborados según los formatos establecidos para cada método de evaluación.

A continuación, nombramos los instrumentos necesarios para efectuar la evaluación preliminar:

- Cámara fotográfica.
- Wincha 5m.
- Implementos de seguridad.
- Formatos para la inspección.
- Planos de referencia.
- Regla para fisuras.

Figura 8. Equipo para inspección en campo



Para realizar la evaluación detallada de las estructuras se realizó los siguientes instrumentos:

- Para los estudios de suelos, informe del estudio.
- Formatos de ensayo para esclerómetro.
- Formato de ensayo para extracción de núcleo.
- Formato de ensayo de prueba de carga.

3.7 Evaluación estructural.

Para realizar una evaluación se requiere que esta sea sistemática, ordenada, que se dé tal que se siga paso a paso el diagnóstico, tratando de identificar las causas, para luego poder dar un pronóstico y su posible



propuesta de reparación, rehabilitación, reforzamiento a futuro de la edificación.

De acuerdo a las recomendaciones de las normas ACI 364, ACI 562 así como la norma técnica Peruana E.060, se determinó realizar como primer paso una evaluación preliminar y luego una evaluación detallada, también se determina cuando se debe realizar los ensayos, se da mayor detalle a continuación:

3.7.1 Evaluación preliminar.

Tomando como referencia la norma ACI 364, en la evaluación preliminar se busca encontrar información inicial del estado de estructura y los problemas que tiene la estructura, con esta información se busca la factibilidad de la reparación si es posible y la información necesaria para la evaluación detallada.

En esta parte del estudio se tiene dos objetivos definidos:

- Realizar el estudio para poder establecer si es viable una reparación, rehabilitación, reforzamiento de la edificación.
- Recolectar, ordenar y obtener información adicional, para la evaluación detallada.



3.7.1.1 Aspectos generales.

Es necesario tener información general donde se realiza la evaluación, estos datos son importantes para poder realizar descripción exacta de las edificaciones (estructural, arquitectónica) y su entorno estén bien definidas, entre estas se tienen:

- Nombre del proyecto.
- Ubicación.
- Accesibilidad.
- Topografía.
- Historial de estructura.
- Descripción arquitectura.
- Descripción estructura.

3.7.1.2 Investigación de los documentos del proyecto original.

Se realiza con el objetivo de involucrarnos en el proyecto y entender su estructuración, arquitectura y otras especialidades, se requiere la revisión de:

- Planos de estructuras.
- Planos de arquitectura.
- Especificaciones de materiales.
- Estudios de suelos.
- Plano de instalaciones.



- Otros estudios.

3.7.1.3 Inspección visual.

Es importante una inspección visual una vez realizado la revisión de documentos para poder así identificar y verificar si lo realizado en obra se encuentra conforme a los documentos del proyecto.

El objetivo de la inspección es establecer la extensión de los daños, identificar los elementos dañados haciendo el recorrido a detalle de la edificación para posteriormente realizar un registro detallado de los mismos, como pueden ser:

- Fisuras.
- Grietas.
- Corrosión.
- Humedad.
- Carbonatación.
- Eflorescencia.
- Descaramiento.
- Alineamiento.

Se debe realizar en el plano los daños existentes identificando la magnitud y tipo de daño.



3.7.1.4 Informe preliminar.

Culminado la información recogida, se realiza un informe del estado de la estructura analizada, cuya estructuración debe contener:

- Objetivo.
- Comparación del proyecto y obra de la edificación.
- Resultados de la verificación visual.
- Planteamiento de método de reparación.
- Conclusiones y recomendaciones.

El informe preliminar tiene como objetivo la toma de decisión si es necesario la evaluación estructural de la edificación estudiada, donde se identifica las zonas de mayores problemas estructurales.

En esta se determina las zonas donde se puedan realizar las pruebas de los posibles ensayos y se realiza un planteamiento de métodos de evaluación más minuciosa para su posterior planteamiento de reparación.

3.7.2 Evaluación detallada o profunda.

Es el complemento de la evaluación preliminar, tiene como objetivo influir sus resultados para la toma de decisiones si requiere una reparación, por lo que se debe tener un estudio minucioso.



3.7.2.1 Documentación adicional del proyecto.

Con el objetivo de obtener mayor información y conocimiento, se busca los siguientes documentos:

✓ **Diseño estructural.**

Se obtiene información de la investigación preliminar, en estas se verifican los planos, las modificaciones en obra, Estudios adicionales como vulnerabilidad, riesgos y otros.

✓ **Documentación de materiales.**

Verificar las especificaciones, registro de calidad de los materiales, registro de diseños de mezclas en obra, control de calidad del acero.

✓ **Documentación en la construcción.**

Se obtiene información de cómo se realizó el proceso constructivo, los cambios realizados en obra, registro fotográfico del proceso constructivo y otros.

✓ **Historial de servicio.**

se busca información del funcionamiento de la edificación evaluada como antecedentes si hubo un evento que ocasiono la falla y cambios de usos.



3.7.3 Propiedades de los materiales.

Las propiedades de los materiales deben estar disponibles en las especificaciones, planos y otros documentos que existen en el proyecto, si no existen estos se obtendrán de las tablas históricas que recomienda el ACI 562.

✓ **Concreto.**

Es una mezcla de cemento, agregados finos, gruesos, aire y agua con o sin aditivos, su propiedad principal es la resistencia a la compresión.

La resistencia mínima a la compresión según la norma de diseño es de 210kg/cm², estas se consideran en las zapatas, vigas columna, losas y escaleras.

Tabla 4. Tabla histórica del concreto Mpa.

Time frame	Footings	Beams	Slabs	Columns	Walls
1900-1919	7	14	10	10	7
1920-1949	10	14	14	14	14
1950-1969	17	21	21	21	17
1970-present	21	21	21	21	21

El módulo de elasticidad del concreto de acuerdo a la norma E-0.60 del Reglamento Nacional de Edificaciones:

$$E_c = 15000 * \sqrt{f'_c} \dots \dots \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$$

✓ **Acero de refuerzo.**



El refuerzo deberá ser corrugado de acuerdo a la norma E.060, es de tipo laminado diseñado para construir elementos estructurales.

La resistencia a la fluencia del acero será igual a 4200 kg/cm².

Tabla 5. Tabla histórica del acero en MPa.

		Structural	Intermediate	Hard				
	Grade	230	280	345	420	450	485	520
	Minimum yield, MPa	230	280	345	420	450	485	520
Year	Minimum tensile, MPa	380	485	550	620	520	550	690
1911-1959		X	X	X	---	X	---	---
1959-1966		X	X	X	X	X	X	X
1966-1972		---	X	X	X	X	X	---
1972-1974		---	X	X	X	X	X	---
1974-1987		---	X	X	X	X	X	---
1987-present		---	X	X	X	X	X	---

3.7.4 Pruebas para determinar las propiedades de los materiales.

Cuando no se tiene la información adecuada de la edificación evaluada se recurre a métodos de los ensayos, ya sea destructivos y no destructivos in situ de los materiales y propiedades que deben cumplir los requisitos para la prueba.

Las que se realizarán con mayor relevancia serán la propiedad de resistencia de concreto, así como en el acero de refuerzo la propiedad de fluencia.

3.7.4.1 Ensayos en el concreto.

El ensayo más adecuado para determinar la propiedad de resistencia es el ensayo de extracción de núcleos de concretos de

Fuente: ACI 562



acuerdo a la norma técnica peruana E-060 capítulo 20 y el ASTM C42; también se tiene el ensayo con esclerómetro de acuerdo a la norma ASTM-C805, esto no es tan adecuado para determinar la resistencia del concreto, pero si para ubicar las zonas afectadas.

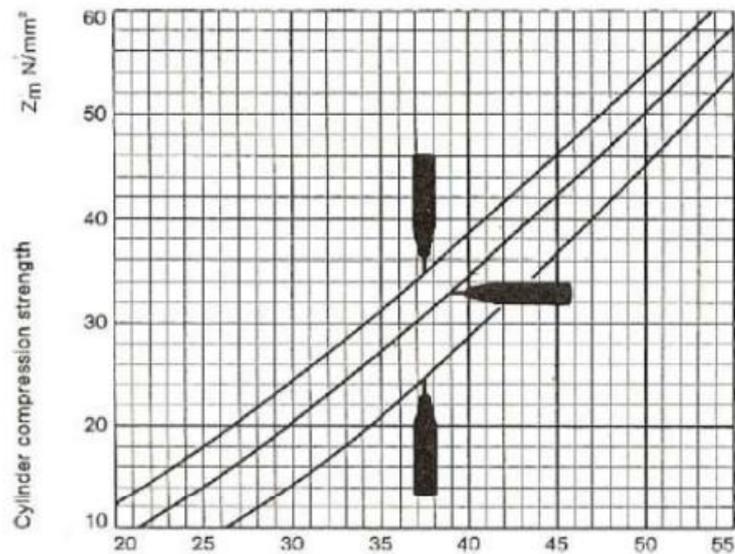
✓ **Ensayo de rebote (ASTM C805).**

Este ensayo sirve para determinar la dureza superficial del concreto, uniformidad, que se realiza con un esclerómetro mediante el número de rebotes obtenidos sobre la superficie.

Este ensayo no determina la resistencia a compresión del concreto in-situ, pero sirve para localizar las zonas donde el concreto es de menor calidad.

La resistencia a la compresión con relación al número de golpes en la figura presenta una gráfica los valores de resistencia de compresión que están relacionadas con el número de golpes de esclerómetro.

Figura 9. Relación índice de Rebote y la resistencia a la compresión.

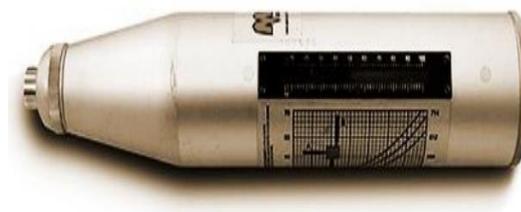


❖ Equipos.

Esclerómetro.

Es una masa de acero impulsada por el muelle que golpea al pistón que está en contacto con la superficie y el resultado de esta está dado en rebotes de la masa.

Figura 10. Esclerómetro de Schmidt.



Piedra abrasiva.

Es de carburo de silicio o similar, sirve para limar y poner lisa la superficie donde se realizará el ensayo.



❖ Procedimiento.

Este ensayo se realizará en elementos mayores a 100 mm (4 pulg.), se debe evitar en zonas donde haya vacíos y descascaramiento.

Primero se limpia con la piedra abrasiva la zona donde se realizará el ensayo, luego se marca donde los puntos, que no estén menos de 2.5 cm, se aplica sobre esta superficie lisa el aparato de manera que este perpendicular, luego se empuja gradualmente hasta que el martillo golpee la superficie, después de este se mantiene así, hasta que se le marca con el botón para que se trabe el embolo y se anota el índice de rebote.

✓ Ensayo de extracción de núcleos de concreto (ASTM C42).

Si se confirma que la resistencia del concreto es baja de acuerdo a la norma E-0.60, se debe realizar ensayos de núcleos de concreto de acuerdo al ASTM C42.

❖ Aparato.

Se utiliza un taladro para realizar la extracción de núcleos de concreto, este aparato se debe ser de broca hueca con borde diamantado.

Además de uso de una sierra para cortar los bordes del espécimen tal que tenga forma y tamaño adecuado para el ensayo a comprensión.

Figura 11. Máquina Extractora de Núcleos.



❖ **Tamaño del núcleo perforado.**

Para ensayos de resistencias en vigas, columnas, losas en la relación de longitud y diámetro (L/D) es de 2 a 1, con diámetro mínimo de 50 mm.

❖ **Procedimiento.**

Se necesita extraer 3 núcleos para poder realizar el ensayo de resistencia.

Se coloca el taladro perpendicular a superficie que se va extraer, esta superficie debe colocarse en donde no estén los estribos o reforzamientos.

Estos núcleos se deben prepararse para su almacenamiento y traslado, donde primero se secará luego se colocarán en recipientes herméticos.



El ensayo de su resistencia se debe realizar como mínimo 2 días después de la extracción y un máximo de 7 días.

❖ **Aceptación del concreto.**

Se considera el concreto estructuralmente adecuado si el promedio de los tres especímenes es por los menos el $0.85f_c$ y que ningún núcleo sea menor a $0.75f_c$, si una vez realizado el ensayo no se cumple con lo indicado anteriormente y la seguridad de la estructura está en duda se deberá realizar una prueba de carga.

✓ **Ensayo de prueba de carga (ACI 318-20).**

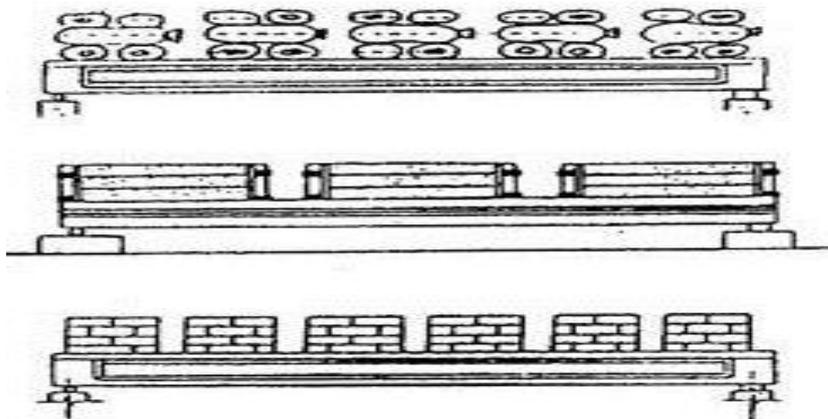
Cuando existen dudas sobre las resistencias de los materiales y dimensiones se requiere una prueba de carga de acuerdo con la norma E-060 capítulo 20.

Si en la prueba de carga satisface las condiciones, entonces se garantizará la continuidad del edificio.

❖ **Disposición de carga.**

El número de tramos o paños se debe realizar en los que puedan resultar las deflexiones máximas, esto deben se deben realizar en las zonas más críticas, se deben realizar un patrón de carga.

Figura 12. Prueba de carga.



❖ **Intensidad de carga.**

La intensidad de carga se debe realizar de acuerdo a la norma aplicando al 0.85 (1.4 CM + 1.7 CV); el ensayo se debe realizar como mínimo 56 días de edad.

❖ **Procedimiento.**

Se debe tomar las mediciones iniciales tales como deflexiones, rotación, deformación unitaria, estas se realizan en un máximo de una hora de la aplicación de la carga.

La carga se debe aplicarse no menos de 04 incrementos graduales e iguales, además se debe evitar el efecto arco.

Se debe realizar las mediciones a cada incremento de y después del último incremento de carga. La medición final se realiza 24 horas después de realizar la prueba de cargas.



❖ Criterio de aceptación.

Se acepta las deflexiones máximas de acuerdo a la norma E 0.60 capitulo 20, si satisface:

$$\Delta_1 \leq \frac{l_t^2}{20000h} \quad \Delta_r \leq \frac{\Delta_1}{4}$$

Dónde: “ l_t ”, es la longitud de los ejes o distancia entre la luz libre entre apoyos, en losas armadas l_t será en la luz más corta. “ h ”, es el peralte de la viga

Δl = Deflexión máxima.

Δr =Deflexión residual.

Si requiere la repetición de la prueba esta debe ser en no menos de 72 horas de la finalización de la primera prueba.

$$\Delta_r \leq \frac{\Delta_2}{5}$$

Donde:

Δ_2 =Deflexión maxima de la prueba inicial.

3.7.4.2 Ensayos en el acero.

Para recolectar información de la resistencia a la fluencia del acero se procederá de acuerdo a lo indicado en la norma ASTM 370.

✓ **Ensayo de tracción de acero.**

Mediante este ensayo se obtiene información de las propiedades del acero de refuerzo; entre la propiedad más importante es la resistencia a la fluencia del acero, así como también la ductilidad.

Figura 13. Máquina universal de ensayos universal tracción.



❖ **Longitud del espécimen.**

para el ensayo se necesita como mínimo 03 varillas que sus longitudes sean entre 40mm a 70mm.

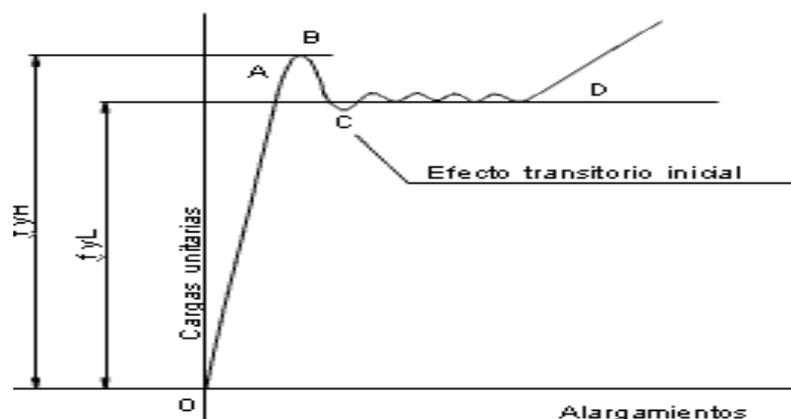
❖ **Procedimiento.**

El ensayo consiste en estirar la barra con fuerzas a tracción de manera constante y a la vez rectorando el alargamiento de la barra.

La máquina de tracción de acero realiza la fuerza a una velocidad constante, los datos de carga y estiramiento lo proporciona la máquina, a su vez nos da el grafico carga- estiramiento.

Cuando la varilla llega a su máximo esfuerzo esta tiende a reducir su diámetro (formación de cuello de botella) luego de esto la varilla se rompe.

Figura 14. Diagrama de tracción del acero.



✓ Ensayo con pacómetro.

El pacómetro o localizador de barras, es un instrumento que sirve para encontrar la ubicación de las varillas de refuerzo en el concreto; su utilización sirve como mapeo previo para encontrar donde no hay acero y poder asegurar la extracción de núcleos de concreto.

Los datos obtenidos dependen de la temperatura del lugar, para temperaturas menores a 1° .

las armaduras muy armadas, la presencia de magnetita en la puzolanas y arenas estas dificultan su operación.

Figura 15. Pacómetro.



3.8 Análisis estático no lineal (Pushover).

3.8.1 Selección de nudo de control.

Lo primero se establece un nudo de control, puede ser en un nudo de vigas y columnas o centro de masas, en nuestro caso (edificación) se pondrá en el último centro de masa del diafragma rígido.

Figura 16. Ubicación del nodo control.



Fuente: Aplicación del análisis estático no lineal (PUSHOVER)
ING. Eliud Hernández

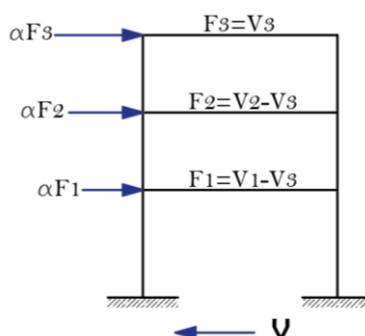
3.8.2 Definición de patrón de cargas.

Para realizar el patrón de cargas se usan por lo menos tres tipos de asignaciones de cargas:

✓ Primer caso.

distribución vertical proporcional a la distribución de fuerzas de piso, calculadas al combinar las respuestas modales del análisis espectral de la estructura.

Figura 17. Primer caso de asignación de cargas AENL.

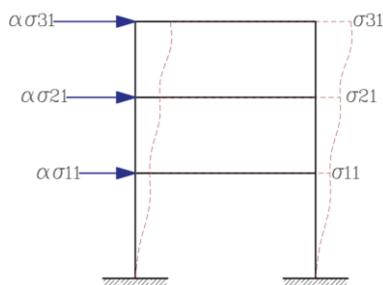


Fuente: Aplicación del análisis estático no lineal (PUSHOVER)

✓ Segundo caso.

distribución vertical proporcional a la forma de modo fundamental de vibración en la dirección de análisis.

Figura 18. Segundo caso de asignación de cargas AENL.



✓ **Tercer caso.**

distribución de fuerzas laterales en cada nivel proporcional a la masa total de cada nivel.

Figura 19. Tercer caso de asignación de cargas AENL.

αm_3 →

Fuente: Aplicación del análisis estático no lineal (PUSHOVER)

αm_2 →

αm_1 →

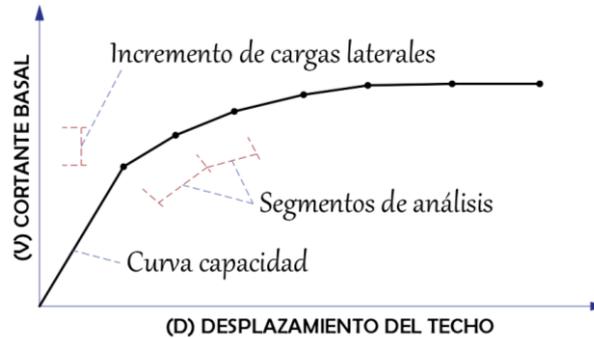


3.8.3 Curva Fuerza – Desplazamiento.

La curva representa la relación no lineal fuerza – deformación entre la cortante de la base del edificio y el nodo de control, se debe remplazarse con una curva idealizada, para realizar el cálculo de rigidez lateral efectiva K_e y la resistencia cedente efectiva V_y .

Figura 20. Curva Fuerza-Desplazamiento.

Fuente: Aplicación del análisis estático no lineal (PUSHOVER)

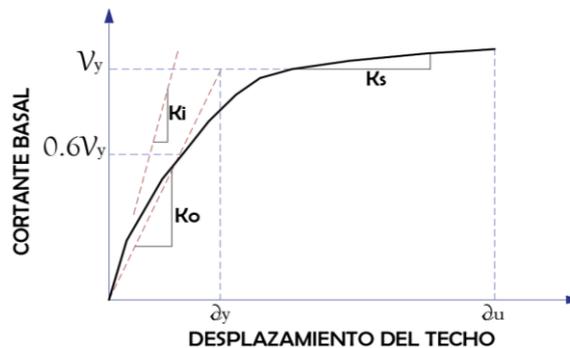


3.8.4 Representación bilineal de la curva.

Es la idealización por medio de líneas, rigidez secante y rigidez tangente de la curva de capacidad.

Para realizar esto se debe definir el punto de fluencia y el punto de agotamiento, el cual no hay un conceso sobre de donde se ubica. La fluencia ultima se puede definir el punto de intersección del punto de línea de rigidez tangente y resistencia nominal y el desplazamiento máximo el correspondiente al 60% de la fluencia.

Figura 21. Representación bilineal de la curva. Fuente: Norma ATC 40



Fuente: Norma ATC 40



3.8.5 Periodo fundamental efectivo.

Es el periodo que tarda en ir y volver a su estado inicial, a partir de un análisis dinámico elástico, afectándose por la relación de la rigidez ideal y rigidez efectiva de la estructura.

El periodo efectivo (T_e) se calcula de la siguiente manera:

$$T_e = T_o = \sqrt{\frac{K_o}{K_e}}$$

Donde:

K_o : Rigidez lateral de la edificación en la dirección planteada

K_e : Rigidez lateral efectiva del edificio.

3.8.6 Cálculo del desplazamiento objetivo.

El desplazamiento objetivo (δ_t), es el máximo desplazamiento que puede experimentar una edificación en el último diafragma del edificio, durante el sismo.

Para lo cual se asigna el nudo de control de desplazamiento; el desplazamiento objetivo se calcula con la siguiente expresión:

$$\delta_t = C_o C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e}{4\pi^2}$$

Donde:

T_e = Periodo fundamental efectivo calculado en la ecuación



C_0 = Factor de modificación que relaciona los desplazamientos espectrales de un sistema equivalente de un grado de libertad al desplazamiento del ultimo nivel de múltiples grados de libertad.

C_1 = Factor de modificación que relaciona los máximos desplazamientos esperados con los calculados para una respuesta lineal elástica.

C_2 =Factor de modificación que representa el efecto de estrangulamiento d la curva histéresis, deterioro de la resistencia y degradación de la rigidez.

C_3 =factor de modificación que representa el aumento de desplazamientos debido a efectos $P\Delta$ dinámicos. Para estructuras con rigidez

Para el cálculo del factor “ C_1 ” se calcula de la siguiente manera:

$C_1 = 1$; para $T_e \geq T_s$

$C_1 = \left[(1 + (R - 1)) (T_s / T_e) \right] / R$; para $T_e < T_s$

Donde:

T_s : Periodo de transición de aceleración constante a velocidad constante en el espectro de respuesta.

R : Es la relación de resistencia elástica requerida ya la resistencia a la fluencia, está dado por la siguiente:



$$R = \frac{W S_a}{V_y g}$$

Sa: Es la aceleración de espectro de respuesta relacionada al periodo fundamental y al nivel del amortiguamiento del edificio.

Vy: Es el esfuerzo a la fluencia calculado al espectro de capacidad

Fuente: Norma ATC 40

W: Es el peso total del edificio, que incluye las cargas gravitacionales, vivas y los equipamientos.

Tabla 6. Valores del factor de modificación Co.

Número de pisos	Factores de modificación
1	1.0
2	1.2
3	1.3
5	1.4
10+	1.5

Tabla 7. Valores del factor de modificación C2.

Nivel de desempeño	T=0.1 seg.		T≥To seg.	
	Marco Tipo 1	Marco Tipo 2	Marco Tipo 1	Marco Tipo 2
Inmediatamente ocupacional	1.0	1.0	1.0	1.0
Seguridad de vida	1.3	1.0	1.1	1.0
Prevención de colapso	1.5	1.0	1.2	1.0

3.8.7 Punto de desempeño.

El método de espectro de capacidad ATC-40, busca reducir el espectro con el objetivo de interceptar con la curva de capacidad, para poder

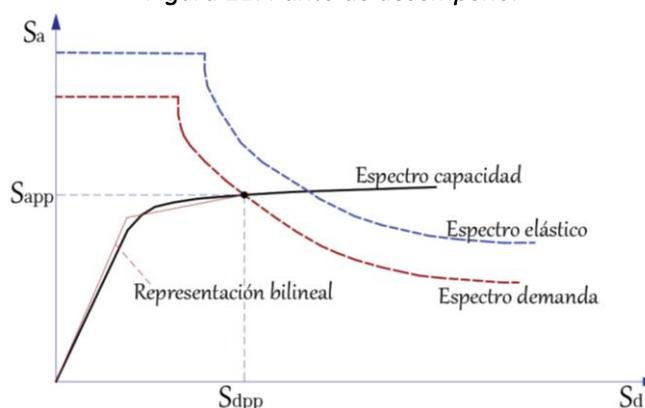
Fuente: Norma ATC 40

así encontrar el punto de desempeño.

Cuando el desplazamiento en el punto de intersección de la curva de capacidad con la curva de demanda interceptan, están en un rango de 5% del desplazamiento tentativo, $0.95 d_i \leq d_i \leq 1.05 d_i$, entonces este punto de intersección se vuelve el punto de desempeño.

Si no está dentro de este se vuelve a repetir el proceso.

Figura 22. Punto de desempeño.



3.8.8 Rótulas.

Es la zona de deformación plástica en los elementos estructurales, tan pronto que alcance la fluencia, su sección transversal en los extremos empezará a deformarse, esto si a medida aumente las cargas las deformaciones también aumentara hasta llegar la rotura.

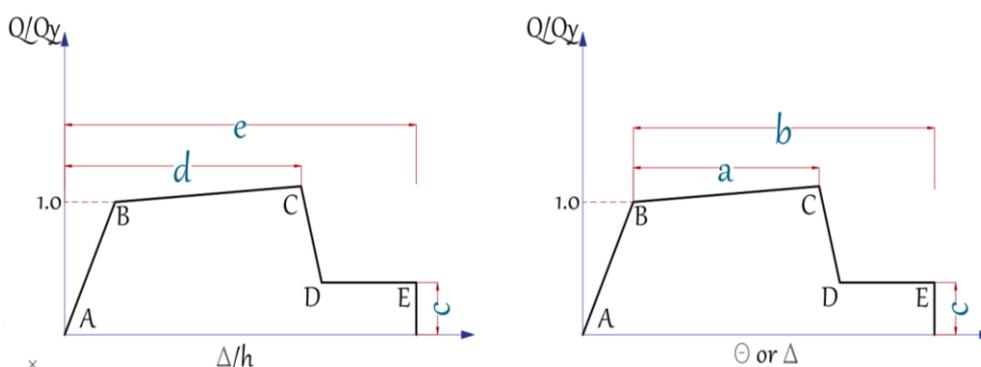
Las rotulas son muy importante para el análisis estático no lineal que se utiliza aplicando cargas laterales crecientes.

Fuente: Elaboración propia

En las rotulas de vigas se usa la teoría de la viga inelástica que se realiza usando la curva momento curvatura por cada sección transversal de rotulas, en las rotulas de las columnas se requiere diagrama de iteración de la sección transversal.

Los documentos del FEMA y ATC-40 para una representación más uniforme y práctico se utilizan las curvas generalizadas, las relaciones de estas curvas pueden ser carga- deformación o carga razón de deformación.

Figura 23. Cuevas generalizadas para elementos de C.A.



De las curvas mostradas se interpretan:

- Punto A, elemento sin carga.
- Punto B, punto de fluencia significativo.
- Punto C, respuesta lineal de reducción de la rigidez.
- Punto D, reducción repentina de la resistencia.

Fuente: FEMA 356



- Punto E, última pérdida de resistencia.



CAPITULO IV– DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN.

4.1 Introducción.

Antes de realizar cualquier cálculo y análisis de las estructuras, se deben obtener los siguientes datos imprescindibles para el desarrollo de la investigación, tales como las características de resistencia de concreto, fluencia del acero, estudio de suelos y la evaluación superficial de los módulos. Estas características nos permitirán analizar con detenimiento el comportamiento de las estructuras, producto del cual se podrá plantear una alternativa de solución óptima para el cual nos basaremos como punto fundamental el análisis estático no lineal (Pushover).

4.2 Evaluación preliminar.

4.2.1 Aspectos generales.

NOMBRE DEL PROYECTO.

“Evaluación y propuesta de reparación estructural de la institución educativa Mariano Melgar de Huariaca aplicando el análisis no lineal Pushover”

UBICACIÓN.

La ubicación de la institución educativa se encuentra en la ciudad de Huariaca, provincia de Cerro de Pasco, Región Pasco. A 67 km de la ciudad de Huánuco.



Departamento : Pasco.

Provincia : Pasco.

Distrito : Huariaca.

ACCESIBILIDAD.

Al distrito de Huariaca, se accede de la siguiente manera:

Carretera asfaltada Lima – Cerro de Pasco (269.3 km. aprox.).

Carretera asfaltada Cerro de Pasco – Huariaca (54.4 km. aprox.).

Tabla 8. Accesibilidad al distrito de Huariaca
Lima - Cerro de Pasco - Huariaca

TRAMO	LONGITUD	TIEMPO	MOVILIDAD	TIPO DE CARRETERA
Lima - Cerro de pasco	269.30 Km	5.36 H	CAMIONETA	ASFALTADO/BUEN EST.
Cerro de pasco - Huariaca	54.40 Km	1.15 H	CAMIONETA	ASFALTADO/BUEN EST.

TOTAL **323.70 Km** **6.51 H** **CAMIONETA**

Fuente: Elaboración Propia

CLIMA Y ALTITUD.

La ciudad de Huariaca se encuentra ubicado a 2868 m.s.n.m. su clima es templado frio, con temperatura media de 18° C.

DESCRIPCIÓN ARQUITECTONICA.

Se cuentan con 02 módulos que son evaluados para el presente proyecto, que tienen las siguientes características arquitectónicas:



Módulo I.

Primer nivel.

- 2 aulas para educación inicial medidas 7.67x6.60 m.
- Pasadizo de 2.85m de ancho.
- Tarrajeo de interiores y exteriores con cemento.
- Cielorraso de cemento.
- Piso machihembrado para las aulas.
- Piso cerámico para pasillos.

Segundo nivel.

- 2 aulas para educación primaria 10.40x6.80m
- SS.HH. de varones y mujeres.
- Pasadizo de 2.85m de ancho.
- Tarrajeo de interiores y exteriores con cemento.
- Cielorraso de cemento.
- Piso machihembrado para las aulas.
- Piso cerámico para pasillos y SS.HH.

Tercer nivel.

- 2 aulas para educación primaria 10.40x6.60 m.
- SS.HH. de varones y mujeres.
- Pasadizo de 2.85m de ancho.

- Tarrajeo de interiores y exteriores con cemento.
- Cielorraso de cemento.
- Piso machihembrado para las aulas.
- Piso cerámico para pasillos.

Figura 24. Elevación posterior del Módulo I.



Módulo II.

Primer nivel.

- Auditorio.
- SS.HH. de varones y mujeres.
- Deposito.
- Camerinos.
- Tarrajeo de interiores y exteriores con cemento.
- Cielorraso de cemento.



- Piso machihembrado para las aulas.

Segundo nivel.

- 01 aula de educación inicial.
- 01 comedor.
- SS.HH. de varones y mujeres.
- Pasadizo de 2.85m de ancho.
- Tarrajeo de interiores y exteriores con cemento.
- Cielorraso de cemento.
- Piso machihembrado para las aulas.

Tercer nivel.

- 02 aulas de educación primaria.
- SS.HH. de varones y mujeres.
- Pasadizo de 2.85m de ancho.
- Tarrajeo de interiores y exteriores con cemento.
- Cielorraso de cemento.
- Piso machihembrado para las aulas.

Cuarto nivel.

- 01 Centro de computo.
- 01 Centro CRAEP primaria.
- SS.HH. de varones y mujeres.

- Pasadizo de 2.85m de ancho.
- Tarrajeo de interiores y exteriores con cemento.
- Cielorraso de cemento.
- Piso machihembrado para las aulas.

Figura 25. Elevación posterior del Módulo II.



DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL.

La institución educativa es de una estructura aporticada los dos módulos, a continuación, se realiza una descripción detallada de cada módulo.

Módulo I.

- El primer nivel cuenta con una altura de 5.00 metros incluido la profundidad de desplante, y en los dos niveles siguientes tiene una altura de 3.30 metros de altura, en ambos casos considerados de piso a piso.



- Cimentaciones zapatas aisladas conectados con sobrecimiento corrido.
- 04 columnas en forma de tee de 65 x 40 cm. 04 columnas en forma de ele de 40 x 40 cm. 05 columnas cuadradas de 30 x 30 cm. 05 columnas circulares de 25 cm. De diámetro.
- Las vigas tienen las siguientes dimensiones: V - 25x30 V - 25x35, V - 25x40, V - 25x60, V - 30x40, V - 30x45.
- Las losas aligeradas tienen un espesor de 20 cm en la dirección YY.
- Escaleras de 16cm de espesor.
- Techo cobertura teja industrial.

Módulo II.

- El primer nivel cuenta con una altura de 5.00 metros incluido la profundidad de desplante, y en los tres niveles siguientes tiene una altura de 3.30 metros de altura, en ambos casos considerados de piso a piso.
- Cimentaciones zapatas aisladas conectados con sobrecimiento corrido.
- 08 columnas en forma de tee de 65 x 40 cm. 04 columnas en forma de ele de 40 x 40 cm. 06 columnas circulares de 25 cm. De diámetro.



- Las vigas tienen las siguientes dimensiones: V - 25x30, V - 25x35, V - 25x40, V - 25x60.
- Las losas aligeradas tienen un espesor de 20 cm en la dirección YY.
- Escaleras de 16cm de espesor.
- Techo cobertura teja industrial.

4.2.2 Investigación de documentos.

Se revisó los documentos existentes de la obra se obtiene los siguientes:

PLANOS DE ESTRUCTURAS.

Se cuenta con los planos estructurales, donde se observa que el sistema estructural planteado es una Estructura aporticada con presencia de placas para ambos módulos, los cimientos son zapatas aisladas. Falta planos de detalles para la escalera.

PLANOS DE ARQUITECTÓNICOS.

Se cuenta con planos arquitectónicos por nivel y cortes generales para ambos módulos, no cuenta con plantas generales de arquitectura.

PLANOS DE INSTALACIONES.

No se tiene ningún inconveniente con las instalaciones sanitarias y eléctricas.

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE MATERIALES.



De acuerdo a los planos y especificaciones, los materiales para los módulos son:

- Cimientos corridos concreto 1:10 +30% PG, zapatas, columnas, vigas, losas son de concreto $f'c$ 210 kg/cm², el acero corrugado grado 60 $f_y=4200$ kg/cm².

ESTUDIO DE SUELOS.

Existe discordancia entre el estudio de suelos y lo mencionado en el estudio de mecánica de suelos, tomamos como referencia la capacidad portante del suelo indicado en el estudio de suelos donde menciona que la capacidad portante para el **módulo I** es de **2.30 kg/cm²** (C-4) y para el **módulo II** es de **2.58 kg/cm²** (C-3), considerando un **suelo intermedio**.

4.2.3 Inspección visual.

Se tiene las fotografías del lugar de la inspección, las cuales se observan, los siguientes:



Fotografía 2. Desalineamiento de losa y muro.



Fotografía 3. Desalineamiento de columna.



Fotografía 4. Presencia de cangrejera y falta de recubrimiento.



Fotografía 5. Presencia de rajaduras en el piso.



Fotografía 6. Proceso constructivo columna y placa incorrecto.



Fotografía 7. Presencia de grietas en vigas peraltadas en el módulo I.



Fotografía 8. Presencia de grietas en vigas peraltadas en el módulo II.



Fotografía 9. Medición de grietas en vigas peraltadas de 0.04mm.



Fotografía 10. Medición de grietas en el techo aligerado de 0.4 mm.



Fotografía 11. Junta entre módulos de aproximadamente 1”.



Fotografía 12. Aceros de las placas se colocan luego de vaciado la losa.



Fotografía 13. Junta mayor a 2 cm en los muros.



4.2.4 Cuantificación de daños.

En la inspección visual se identificaron los siguientes daños importantes, entre ellos tenemos:

4.2.4.1 Grietas.

✓ Grietas térmicas.

Las diferencias de temperatura dentro del concreto ocasionado por la variación de hidratación de concreto o por condiciones climatológicas que calientan y enfrían, esto provoca que el concreto aumente y disminuya de volumen por lo que si supera la tensión del concreto esta se fisurará.

✓ Grietas por falla en el diseño.

Se producen por análisis y diseños defectuosos, lo que ocasiona que la estructura no funciona bien por fallas de corte, flexión, torsión; además de acero de refuerzo deficiente.

✓ Grietas por proceso constructivo.



Las prácticas constructivas como el aumento de agua para el concreto son común, esto provoca que el concreto reduzca su resistencia, aumenta el asentamiento y retracción del secado.

✓ **Ancho admisible de grietas.**

De acuerdo al comité ACI-224 presenta en su tabla una serie de valores que son los mínimos para que la estructura no presenta un peligro estructural.

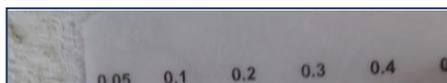
Tabla 9. Ancho tolerable de grietas de concreto reforzado.

ANCHO TOLERABLE DE GRIETAS DE CONCRETO REFORZADO	
Condición de exposición	Ancho permisible de la grieta
Estructuras normales (protegidas y sometidas a aire seco)	0.41 mm
Estructura en contacto al suelo o sometido a la humedad	0.30 mm
Estructuras sometidas a hielo u deshielo	0.18 mm
Estructuras sometidos a humedad y secado con agua de mar	0.15 mm
Estructuras en retención de líquidos	0.10 mm

✓ **Resultado de inspección de grietas.**

Módulo I.

Tabla 10. Resultado de inspección de grietas Módulo I.

ELEMENTO	VIGA 25 x 60 CM - PRIMER NIVEL	
ANCHO DE LA GRIETA	0.2 mm	

Fuente: ACI - 224

TIPO DE FALLA	Estructural	
TIPO DE DEFORMACIÓN	Flexión	
REPARACIÓN	Si	
ELEMENTO	VIGA 25 x 40 CM - PRIMER NIVEL	
ANCHO DE LA GRIETA	0.2 mm	
TIPO DE FALLA	Estructural	
TIPO DE DEFORMACIÓN	Flexión	
REPARACIÓN	Si	
ELEMENTO	LOSA ALIGERADA - PRIMER NIVEL	
ANCHO DE LA GRIETA	0.4 mm	
TIPO DE FALLA	Estructural	
TIPO DE DEFORMACIÓN	Flexión	
REPARACIÓN	Si	

Módulo II.

Tabla 11. Resultado de inspección de grietas Módulo II.

ELEMENTO	VIGA 25 x 60 CM - PRIMER NIVEL
-----------------	---------------------------------------

Fuente: Elaboración propia

ANCHO DE LA GRIETA	0.4 mm	
TIPO DE FALLA	Estructural	
TIPO DE DEFORMACIÓN	Flexión	
REPARACIÓN	Si	
ELEMENTO	VIGA 25 x 40 CM - PRIMER NIVEL	
ANCHO DE LA GRIETA	0.2 mm	
TIPO DE FALLA	Estructural	
TIPO DE DEFORMACIÓN	Flexión	
REPARACIÓN	Si	
ELEMENTO	VIGA 25 x 40 CM - SEGUNDO NIVEL	
ANCHO DE LA GRIETA	0.1 mm	
TIPO DE FALLA	Estructural	
TIPO DE DEFORMACIÓN	Flexión	
REPARACIÓN	Si	

✓ **Conclusión.**

En todos los casos de fisuras y grietas

Fuente: Elaboración propia

evaluadas se encuentran dentro de lo admisible y por lo tanto no se presentan daños que pongan en peligro a la estructura.

Figura 26. Esquema del Módulo I.

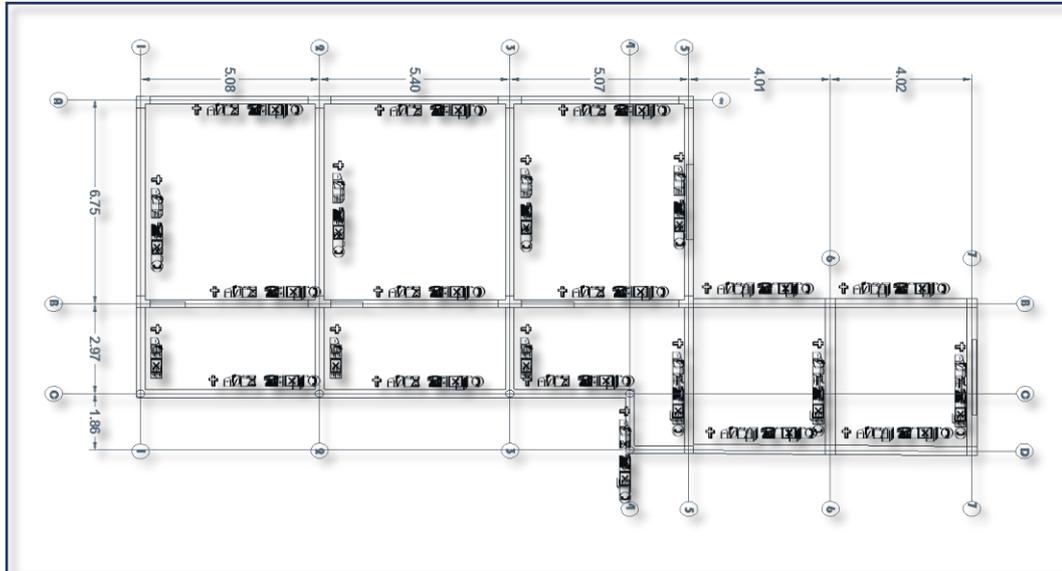
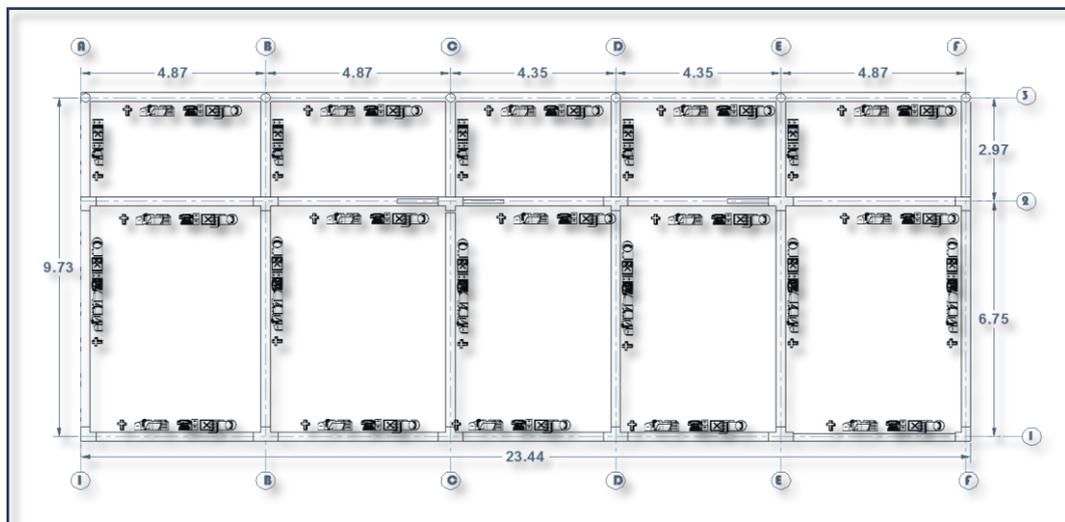


Figura 27. . Esquema del Módulo II.



✓ Plan de trabajo posterior.



- Realizar la ubicación de los daños más significativos de los módulos.
 - Se debe realizar los ensayos destructivos y no destructivos para averiguar las propiedades de los materiales reales, estos deben ser la del concreto y de acero.
 - Una vez realizado los ensayos correspondientes se interpreta los resultados y estudiar sus causas de los daños realizados.
 - Realizar la propuesta de reparación estructural de los módulos según la interpretación de los daños.
 - Se debe realizar una evaluación detallada.
- ✓ **Conclusiones de informe preliminar.**
- De acuerdo a la evaluación preliminar se detectó que hay la necesidad de hacer un informe detallado para estudiar más detalle las propiedades de los materiales usados.
 - Se observa que los daños más significativos son del concreto, como las cangrejas, fisuras.

4.3 Evaluación detallada.

4.3.1 Propiedades de los materiales.

- **Concreto.**



De acuerdo a lo mencionado a la información preliminar, de los planos y especificaciones se tiene como resistencia a la compresión $f'c = 210$ kg/cm² para elementos estructurales (vigas, columnas, placas, losas aligerada)

No se tiene más información del diseño de mezcla del concreto realizado en obra por lo de acuerdo a la tabla 4 del ACI 562.

4.3.2 Recursos utilizados para los ensayos.

Para realizar los ensayos se requiere un adecuado planeamiento y preparación, definiendo los siguientes aspectos:

- Recursos humanos (personal, entrenamiento, estudios).
- Recursos físicos (equipos para ensayos, medición).
- Requerimiento de permisos.

4.3.3 Ensayo de martillo de rebote o esclerómetro.

✓ Equipos usados.

- Esclerómetro de Schmidt.
- Piedra para pulir.
- Accesorios.
- Libreta de apuntes.

✓ Procedimiento.



Se deben ubicar 10 puntos en el elemento estructural que se desee estudiar, cada punto debe tener una distancia mínima de 1" con respecto al otro, primero se realiza la limpieza de la superficie, procurando que queden lisos, luego se debe proceder con cuidado que el equipo este perpendicular a la superficie para tomar los datos.

En nuestro caso se tomó como muestra 6 columnas del primer nivel, 3 vigas peraltadas y 1 de losa aligerada.

Fotografía 14. Prueba de esclerómetro columna L.



Fotografía 15. Prueba de esclerómetro columna T.



Fotografía 16. Prueba de esclerómetro viga 25x60.





✓ Toma de datos.

Tabla 12. Resultados de la prueba de martillo de rebote.

COLUMNA TIPO TEE		
Número de ensayo	R	f'c (kg/cm ²)
01	40	200
02	38	194
03	34	182
04	40	200
05	38	194
06	36	188
07	36	188
08	39	196
09	38	194
10	40	200
Promedio f'c:		194

COLUMNA TIPO ELE		
Número de ensayo	R	f'c (kg/cm ²)
01	40	206
02	38	194
03	34	212
04	40	212
05	38	203
06	36	188
07	36	203
08	39	218
09	38	206
10	40	206
Promedio f'c:		205

COLUMNA TIPO TEE		
Número de ensayo	R	f'c (kg/cm ²)
01	43	209
02	39	196
03	36	188
04	38	194
05	43	209
06	35	185
07	37	191
08	45	216
09	46	218
10	35	185
Promedio f'c:		199

COLUMNA TIPO TEE		
Número de ensayo	R	f'c (kg/cm ²)
01	46	218
02	43	209
03	38	194
04	42	206
05	36	188
06	48	220
07	40	200
08	40	200
09	44	212
10	46	218
Promedio f'c:		207

COLUMNA TIPO TEE		
Número de ensayo	R	f'c (kg/cm ²)
01	32	176
02	28	164
03	32	176
04	32	176
05	32	176
06	34	182
07	28	164
08	29	166
09	27	161
10	32	176
Promedio f'c:		172

COLUMNA TIPO TEE		
Número de ensayo	R	f'c (kg/cm ²)
01	44	212
02	44	212
03	41	203
04	42	206
05	42	206
06	43	209
07	44	212
08	44	212
09	44	212
10	39	196
Promedio f'c:		208



VIGA 25 x 60 cm. (primer nivel)		
Número de ensayo	R	f'c (kg/cm ²)
01	46	218
02	36	188
03	46	218
04	44	212
05	50	222
06	46	218
07	38	194
08	36	188
09	36	188
10	44	212
Promedio f'c:		206

VIGA 25 x 60 cm. (primer nivel)		
Número de ensayo	R	f'c (kg/cm ²)
01	46	218
02	51	227
03	44	212
04	44	212
05	42	206
06	44	212
07	38	194
08	46	218
09	41	203
10	46	218
Promedio f'c:		212

VIGA 25 x 60 cm. (segundo nivel)		
Número de ensayo	R	f'c (kg/cm ²)
01	26	158
02	38	194
03	40	200
04	44	212
05	44	212
06	46	218
07	37	191
08	40	200
09	36	188
10	39	196
Promedio f'c:		197

LOSA ALIGERADA (Primer nivel)		
Número de ensayo	R	f'c (kg/cm ²)
01	44	212
02	40	200
03	37	191
04	40	200
05	34	182
06	39	196
07	39	196
08	38	194
09	36	188
10	36	188
Promedio f'c:		195

Fuente: Elaboración propia

✓ Conclusiones.

Este equipo no tiene como finalidad de determinar la resistencia del concreto f'c. Con los datos recogidos, estos solo determinan si el concreto es semejante en los elementos estructurales en cuanto a su dureza, la uniformidad, delimitar las zonas de baja resistencia del concreto.

4.3.4 Ensayo de extracción de núcleo con diamantina.

✓ Equipos usados.

Para el ensayo se usaron los siguientes equipos:



- Extractora de diamantina.
- Brocas de 2”.
- Máquina para ensayo de comprensión.
- ✓ **Procedimiento.**
 - De acuerdo a la norma ASTM C-42 para la extracción de núcleo.
 - Realizamos la ubicación donde se va ensayar, en un lugar donde no haya contacto con los estribos, en las estructuras se ubicaron en los elementos estructurales (vigas, columnas, losa).
 - Se realizaron 10 extracciones en total en los 2 módulos (5 en el módulo I y 5 en el módulo II),
 - En el laboratorio los especímenes fueron cortados sus extremos buscando la uniformidad en relación de 2 a 1 de 2”x4” aproximadamente.
 - Para el ensayo a la resistencia se acondiciono cinco días luego de su extracción.
 - De los diamantinas extraídas 05 fueron de columnas, 03 de vigas, 01 muro de contención y 01 para viga de cimentación.

Fotografía 17. Extracción de núcleo de concreto columna tipo Tee.



Fotografía 18. Extracción de núcleo de concreto de losa aligerada.



Fotografía 19. Espécimen de extracción de núcleo de 2"x4".



Fotografía 20. Vista de extracción del espécimen.





✓ **Resultados.**

- De las pruebas extraídas, se realizaron las pruebas de ensayo en el laboratorio de ensayos de materiales de la UNI y se tiene lo siguiente:

Tabla 13. Resultado de extracción de núcleo (Diamantina).

Muestra	Fuerza (kg)	Área (cm ²)	Altura (cm)	f'c ASTM (kg/cm ²)	f'c diseño (kg/cm ²)
D-1. C-2 módulo II	2000	14.50	8.80	210	138
D-2. C-2 módulo II	2350	14.50	6.20	210	162
D-3. MURO módulo II	3000	14.50	9.00	210	207
D-4. V-102 módulo II	3500	14.50	9.10	210	241
D-5. C-2 módulo I	2800	14.50	8.80	210	193
D-6. C-4 módulo I	2650	14.50	8.80	210	182
D-7. VIGA módulo I	2350	14.50	7.30	210	158
D-8. C-1 módulo I	2100	14.50	9.00	210	145
D-9. LOSA módulo I	4750	14.50	7.80	210	327
D-10. VIGA CIMENT.	2000	14.50	6.30	210	132

Fuente: Elaboración propia

- De las pruebas que se realizaron se puede determinar para el criterio de aceptación del concreto se tomará en grupos en este caso un grupo para las columnas y otro para vigas con losa aligerada, las demás pruebas como las de muro de contención, y viga de cimentación no se consideran por no tener lo mínimo que son tres especímenes, también se descartan los que tienen menos de $0.75f'c$.



Tabla 14. Resultado de extracción de núcleo (Diamantina) Seleccionado.

RESULTADOS PARA COLUMNAS

Muestra	f' c diseño (kg/cm ²)	0.75f' c (kg/cm ²)	Resultado 0.75f' c	0.85f' c (kg/cm ²)	f' c diseño (kg/cm ²)
D-1. C-2 módulo II	138	157.50	No conforme	178.5	No conforme
D-2. C-2 módulo II	162	157.50	Conforme	178.5	No conforme
D-5. C-2 módulo I	193	157.50	Conforme	178.5	Conforme
D-6. C-4 módulo I	182	157.50	Conforme	178.5	Conforme
D-8. C-1 módulo I	145	157.50	No conforme	178.5	No conforme
PROMEDIO	164	157.50	Conforme	178.5	No conforme

RESULTADOS PARA VIGAS Y LOSAS

Muestra	f' c diseño (kg/cm ²)	0.75f' c (kg/cm ²)	Resultado 0.75f' c	0.85f' c (kg/cm ²)	f' c diseño (kg/cm ²)
D-4. V-102 módulo II	241	157.50	Conforme	178.5	No conforme
D-7. VIGA módulo I	158	157.50	Conforme	178.5	No conforme
D-9. LOSA módulo I	327	157.50	Conforme	178.5	Conforme
PROMEDIO	242	157.50	Conforme	178.5	Conforme

Fuente: Elaboración propia

✓ Conclusiones.

- Se tiene que en las columnas de las 5 muestras 2 no cumplen de ser mayor de 0.75f'c, de los 3 restantes no cumplen en promedio ser mayor a 0.85f'c.
- Se tiene que en las vigas y losas de las 3 muestras 3 si cumplen de ser mayor de 0.75f'c y cumplen en promedio ser mayor a 0.85f'c.
- Por lo que exista dudas en el ensayo sobre su aceptación del concreto especialmente en columnas, de acuerdo a la norma E.030 capítulo 5.6.5.5 se requiere ensayo de prueba de carga.



- Para columnas se usará para la verificación del diseño $f'c$ 164kg/cm² y para vigas como no se tiene el promedio de tres núcleos se usará el más vulnerable que es 158 kg/cm².

4.3.5 Ensayo de prueba de carga.

✓ Equipos usados.

Para el ensayo se usaron los siguientes equipos:

- Trípode (para apoyo de diales).
- Diales.
- Mira.
- Pintura banca.
- Regla para fisuras.
- Wincha.
- Libreta de apuntes.
- Fisurómetro.

✓ Procedimiento.

Para la prueba de carga se realizó en diferentes fases:

➤ Antes de la prueba.

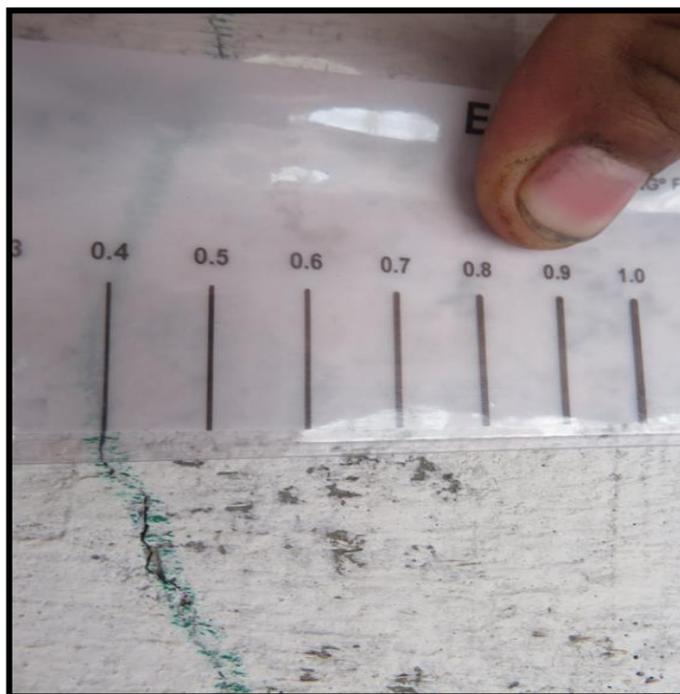
Primero se ubicó donde realizar las pruebas, en este caso se eligieron 02 vigas peraltadas del módulo I y II respectivamente.

Se realizó el pintado previo a las vigas peraltadas para poder medir las fisuras existentes; se ubica el trípode junto con el dial para las mediciones de las pruebas de carga.

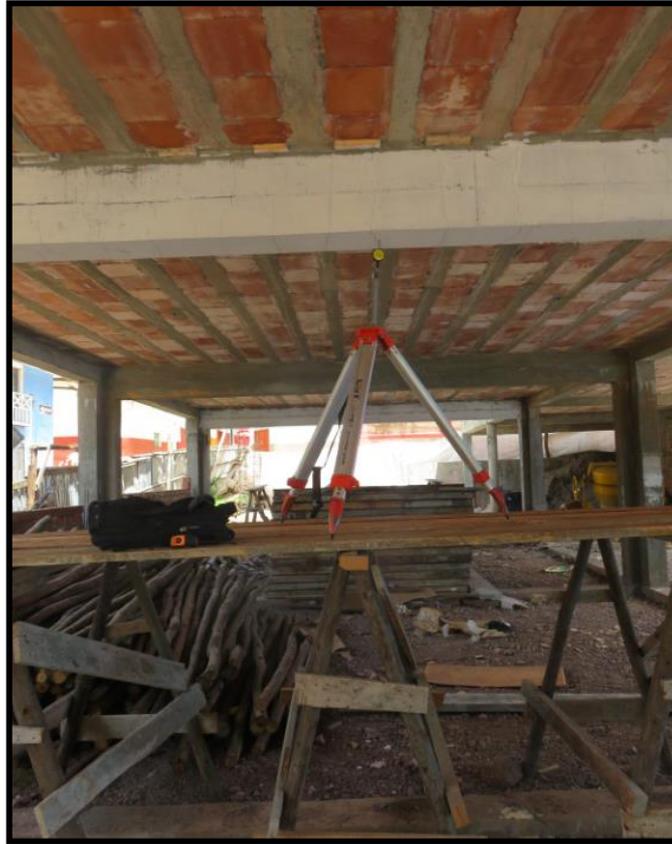
Para realizar la prueba, las cargas empleadas serán las bolsas de cemento las cuales se pondrán de acuerdo al cálculo según su área tributaria. Estas cargas se pondrán en 04 incrementos aproximadamente iguales.

Realizamos las mediciones iniciales tales como ancho de fisuras, deflexión, deslizamiento a las vigas peraltadas que se realizaran las pruebas.

Fotografía 21. Medición de las fisuras de la viga peraltada.



Fotografía 22. Colocación del dial sobre la viga para iniciar la prueba.



➤ **De la carga.**

Se empleó bolsas de cemento (peso 42.5 kg) para la prueba, sacando las áreas tributarias, a continuación, se tiene el cálculo de las cargas:

De la norma las cargas para la prueba son:

$$0.85(1.4CM + 1.7CV)$$

CM: Carga muerta.

CV: Carga viva.



Tabla 15. Cargas para losa eje 10-10 módulo I.

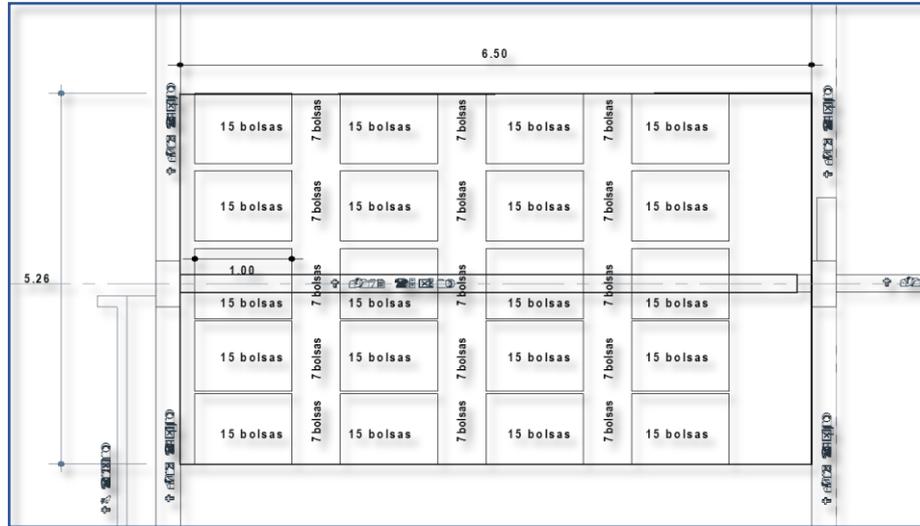
CARGAS	ÁREA TRIBUTARIA	CARGA (kg)	PESO (kg)
CARGA VIVA	34.17	250	8543.50
CARGA DE LOSA ALIG.	32.58	300	9775.20
CARGA ACABADO	34.17	135	4613.49
CARGA VIGA	1.59	1440	2289.60
TABIQUERIA (ml)	0.81	1350	1096.88
TOTAL $0.85*(1.4CM+1.7CV)$			33497.80

Fuente: Elaboración propia

Se descontó el peso de la viga y losa aligerada. El nuevo peso es de **21433 kg**, lo que es equivalente en 505 bolsas y 14.75 bolsasxm² (se realizó con 15 bolsasxm²).

Según norma para la prueba de carga se tiene un mínimo de 56 días, en este caso ya superó los 06 meses.

Figura 28. Colocación típica de las cargas con bolsas de cemento.



➤ **Durante la prueba de carga.**

En la prueba de carga se demarco el área donde se pusieron las bolsas de cemento.

Fotografía 23. Colocación de las cargas.



Fuente: Elaboración propia

Fotografía 24. Colocación final para la viga peraltada.



Fotografía 25. Medición de la deflexión de la viga mediante el dial.





Se realizó de manera gradual las cargas en 04 aumentos uniformes, cada una de estos aumentos se midió las deflexiones de la viga mediante un dial de 0.1 mm de precisión, se tiene las mediciones de las pruebas:

Tabla 16. Deflexiones en *Fuente: Elaboración propia* la prueba de carga módulo I.

AUMENTOS	DEFLEXION (mm)
01	0.847
02	1.200
03	1.650
04	1.900

Tabla 17. Deflexiones en la prueba de carga módulo II.

AUMENTOS	DEFLEXION (mm)
01	0.200
02	0.780
03	1.650
04	1.820

Teniendo en cuenta de los cuadros el máximo que se tiene en deflexión no superan los 2mm de deflexión.

✓ **Criterios de aceptación.**

De acuerdo a la norma E-0.30 capítulo 20, para el criterio de *Fuente: Elaboración propia* aceptación; primero



no debe mostrar evidencias de fallas con descascaramiento, formación de flecha.

En las pruebas se descartaron el descascaramiento, aplastamiento y formación de flecha en las vigas peraltadas.

En cuanto las deflexiones se deben satisfacer las siguientes:

$$\Delta_1 \leq \frac{l_t^2}{20000h} \quad \Delta_r \leq \frac{\Delta_1}{4}$$

De acuerdo a las dimensiones de la viga que se realizaron la prueba de carga:

Módulos I y II

h =La viga peraltada es de 25x60 cm.

l_t =la luz libre entra las caras de columna es 6.20 m.

Desarrollando de la fórmula.

$$\Delta_1 < \frac{(6200^2)}{20000 \times 600}$$

$$\Delta_1 < 3.203 \text{ mm}$$

Luego.

$$\Delta_r < \frac{3.203}{4}$$

$$\Delta_r < 0.800 \text{ mm}$$

En ambas pruebas las deflexiones no superan a los límites permitidos, por lo que satisface lo permitido y no se hace la repetición de la prueba.



✓ **Conclusiones.**

Las pruebas se observan que satisfacen de acuerdo a lo que permite la norma E.030 capítulo 20, por lo tanto, no se necesita realizar otra prueba.

4.3.6 Ensayo de tracción de acero.

Para realizar este ensayo de acuerdo a la norma E-0.60 capítulo 20, nos dice que se deben realizar la resistencia del acero y que se debe basar en ensayos de tracción de muestras representativas, en este caso se procedió observar como estaban las barras de acero y cuál es el acero que se usó, se concluyó que están en buenas condiciones y que son de acero Arequipa.

✓ **Equipos usados.**

Para el ensayo se usaron los siguientes equipos:

- Maquina universal.
- Varillas de muestra.
- Escuadras y reglas.

✓ **Procedimiento.**

Para la prueba de carga se realizó en diferentes fases:

- **Antes de la prueba.**

De acuerdo a los planos del expediente se observó las varillas y los diámetros que se usaron.



Se sacaron muestras de varillas acero de 3/8", 1/2" y 5/8", las medidas de acuerdo a norma ASTM E8 deben tener entre 40 a 70 cm de longitud, en nuestro caso se empleó varillas de 55cm. se emplearon 3 muestras de cada diámetro.

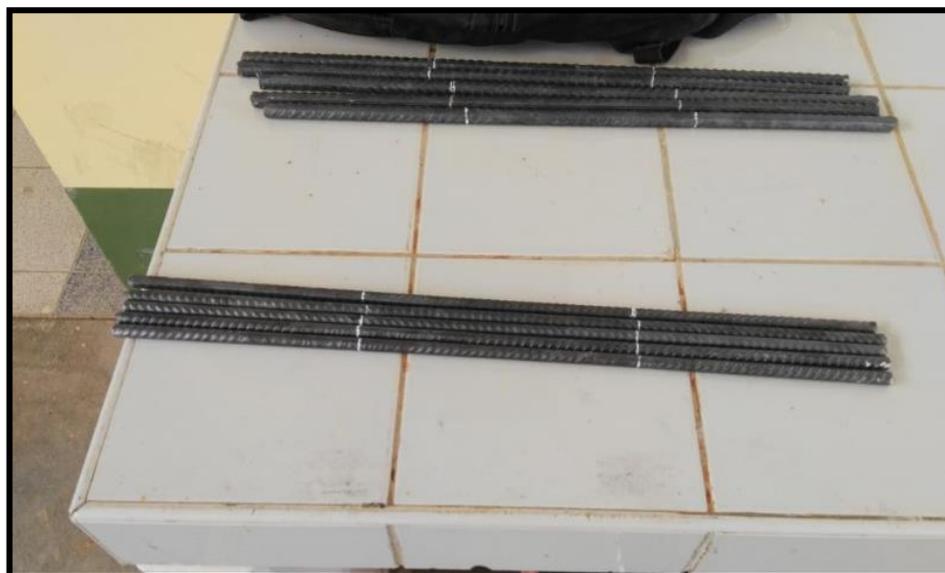
Las muestras de acero son de aceros de la marca Arequipa grado 60, las cuales se extrajeron de las zonas que estaban expuestas en el proceso constructivo.

➤ **Durante la prueba.**

se midieron las varillas, así como se señalaron aproximadamente una distancia de 20 cm (10 cm a cada lado desde el punto medio de la varilla), la cual será una longitud inicial.

Se colocan a la maquina universal midiendo la longitud inicial para el posicionamiento de la maquina universal.

Fotografía 26. Muestras de varilla de acero marcado E.T.



Fotografía 27. Varilla sometiendo a tracción en la maquina universal.



Se realiza el ensayo en la maquina universal para cada diámetro de varilla midiendo sus medidas iniciales y finales de cada prueba.

A continuación, se tiene los resultados del ensayo:

Figura 29. Resultado del E.T. acero 3/8".

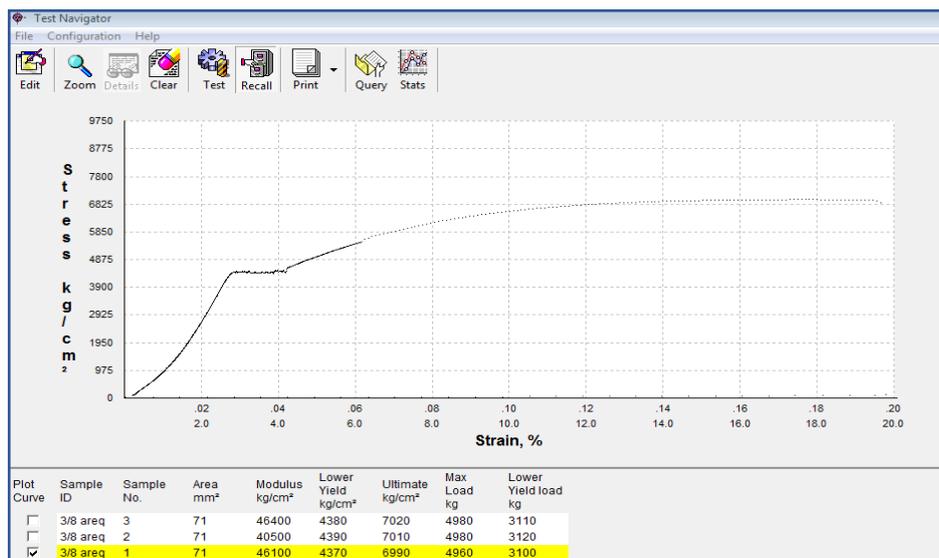


Figura 30. Resultado del E.T. acero 1/2".

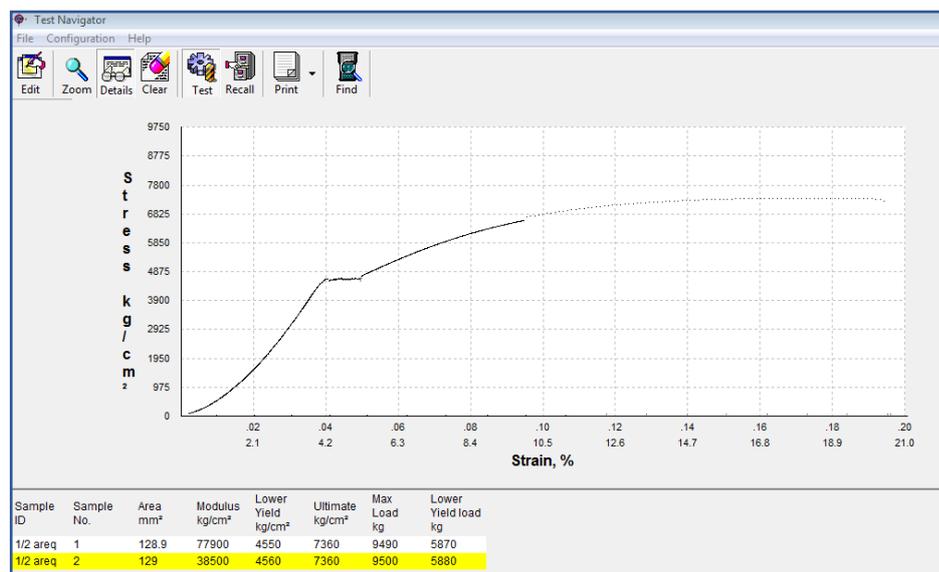
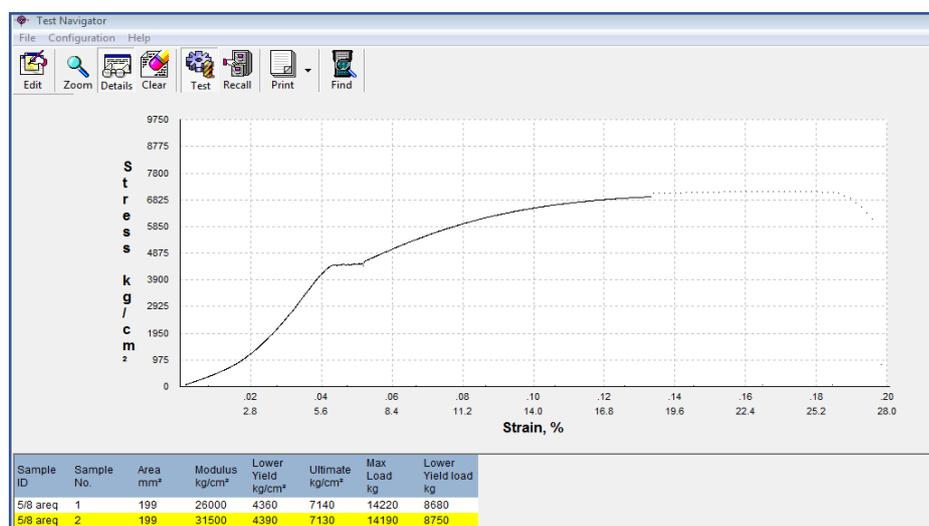


Figura 31. Resultado del E.T. acero 5/8".



✓ Conclusiones.

Se observa que la resistencia a la tracción del acero es superior a lo que se ha diseñado en el expediente que es de 4200 kg/cm², pero también como se conoce ya las propiedades del acero, los factores de reducción se pueden incrementar de acuerdo a lo establecido a la norma E0.30 capítulo 20.

4.4 Análisis estructural lineal de módulos existentes.

4.4.1 Pre-dimensionamiento de estructuras.

Módulo I.

Viga principal.



- **Calculo de peralte según la sobrecarga aplicada a las aulas**

- a) Sobrecarga según E-20 : s/c = 250 Kg/m²
 Luz normal : Ln = 6.25 m
 Determinación de la Wu :

CARGA MUERTA :

Peso Aligerado	:	300	Kg/m ²
Acabados	:	100	"
machihembrado	:	30	"
		<hr/>	
		W _D	= 430 Kg/m ²

CARGA VIVA :

Sobrecarga aplicada :

$$W_L = 250 \text{ Kg/m}^2$$

Entonces se tiene lo siguiente :

$$W_u = 1.2 W_D + 1.6 W_L \Rightarrow W_u = 916 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_u = 0.09 \text{ Kg/cm}^2$$

$$h = \frac{L_n}{\left(\frac{4}{\sqrt{W_u}}\right)} \rightarrow h = \frac{L_n}{13.2} \quad h = 47.3 \text{ cm}$$

h(m)	Sobre Cargas (S/C)	α
Ln/ α	200 Kg/m ²	13
Ln/ α	250 Kg/m ²	12
Ln/ α	500 Kg/m ²	11
Ln/ α	750 Kg/m ²	10
Ln/ α	1000 Kg/m ²	9

Módulo II



- **Calculo de peralte según la sobrecarga aplicada
aulas**

a) Sobrecarga según E-20 : s/c : 250 Kg/m²
Luz normal : Ln = 6.3 m

Determinación de la Wu :

CARGA MUERTA :

Peso Aligerado	:	300	Kg/m ²
Acabados	:	105	"
machihembrado	:	30	"
W_D	=	435	Kg/m ²

CARGA VIVA :

Sobrecarga aplicada :

$$W_L = 250 \text{ Kg/m}^2$$

Entonces se tiene lo siguiente :

$$W_u = 1.2 W_D + 1.6 W_L \Rightarrow W_u = 922 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_u = 0.09 \text{ Kg/cm}^2$$

$$h = \frac{L_n}{\left(\frac{4}{\sqrt{W_u}}\right)} \rightarrow h = \frac{L_n}{13.2} \quad h = 47.8 \text{ cm}$$

Viga principal

Módulo I.



Se pre dimensiono con la mayor luz entre los dos pabellones

$$h = \frac{Ln}{12}$$

$$h = \frac{Ln}{12} = \frac{6.250}{12} = 0.521$$

$$h = 0.60 \text{ mts.}$$

$$b = \frac{B}{20} = \frac{5.263}{20} = 0.263$$

$$b = 0.25 \text{ mts.}$$

B: Ancho tributario de la viga peraltada, para metrado de cargas.

Módulo II.

Se pre dimensiono con la mayor luz entre los dos pabellones

$$h = \frac{Ln}{12}$$

$$h = \frac{Ln}{12} = \frac{6.300}{12} = 0.525$$

$$h = 0.60 \text{ mts.}$$

$$b = \frac{B}{20} = \frac{4.810}{20} = 0.241$$

$$b = 0.25 \text{ mts.}$$

B: Ancho tributario de la viga peraltada, para metrado de cargas.

Viga secundaria



Módulo I.

$$h = \frac{L_n}{12} \quad \text{ó} \quad h = \frac{L_n}{14}$$

$$h = \frac{4.75}{12} = \frac{4.75}{12} = 0.396 \quad \dots\dots\dots$$

$h = 40.00 \text{ mts.}$

Módulo II.

$$h = \frac{L_n}{12} \quad \text{ó} \quad h = \frac{L_n}{14}$$

$$h = \frac{4.22}{12} = \frac{4.22}{12} = 0.352 \quad \dots\dots\dots$$

$h = 40.00 \text{ mts.}$

A: Luz del menor paño

$$b = \frac{B}{20} = \frac{4.22}{20} = 0.211 \quad \dots\dots\dots$$

$b = 0.25 \text{ mts.}$

Columnas

Módulo I.

Según el criterio japonés (zonas muy sísmicas) se analizará la columna de acuerdo a la ubicación planteada sea C-1, C-2; C-3 lo que representa Interna, Extrema, Esquina e Interna.

Ubicación	Tipo de columna	K	Area Tributaria (m ²)	W (Tn/m ²)	P _{gravedad} (Tn)	P (Tn)	n	FC (1/n/cm ²)	AREA (bd) (cm ²)	Area de columna	
Interior	C-1	1.10	23.12	2.08	48	53	0.30	0.21	839.66	2000	ok
Esquina	C-3	1.50	13.55	2.08	28	42	0.20	0.21	1,006.57	1375	ok
Extrema	C-2	1.25	18.41	2.08	38	48	0.25	0.21	911.73	2000	ok

Módulo II



Ubicación	Tipo de columna	K	Area Tributaria (m ²)		W (Tn/m ²)	P _{gravedad} (Tn)	P (Tn)	n	F'C (Tn/cm ²)	Area bd (cm ²)	Area de la columna	
Interior	T	1.10	21.04		2.08	44	48	0.30	0.21	764.01	2000	ok
Esquina	L	1.50	10.37		2.08	22	32	0.20	0.21	770.34	1375	ok
Extrema	C-5	1.25	6.32		2.08	13	16	0.25	0.21	312.99	490	ok

4.4.2 Análisis estructural lineal de la estructura original.

4.4.2.1 Módulo I.

✓ Consideraciones iniciales.

El módulo en mención es una estructura de 03 pisos con techo inclinado.

Este módulo tiene como material predominante el concreto, con resistencia a la compresión de 210 kg/cm². El primer nivel cuenta con una altura de 5.00 metros incluido la profundidad de desplante, y en los dos niveles siguientes tiene una altura de 3.30 metros de altura, en ambos casos considerados de piso a piso.

Las columnas tienen las siguientes dimensiones:

04 columnas en forma de tee de 65 x 40 cm. 04 columnas en forma de ele de 40 x 40 cm. 05 columnas cuadradas de 30 x 30 cm. 05 columnas circulares de 25 cm. De diámetro.

Las vigas tienen las siguientes dimensiones:



V - 25x30 V - 25x35, V - 25x40, V - 25x60, V - 30x40, V - 30x45.

Las losas aligeradas tienen un espesor de 20 cm en la dirección YY.

✓ **Materiales y elementos estructurales.**

Resistencia a la compresión. $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Peso específico. $\gamma_m = 2400 \text{ kg/cm}^3$

Módulo de elasticidad. $E_c = 217370.6512 \text{ kg/cm}^2$

✓ **Asignación de patrones de cargas.**

Los padrones de carga que intervienen en la presente tesis están basados en el reglamento nacional de edificaciones E-0.20 y son los siguientes:

Tabla 18. Metrado de carga muerta Módulo I.

PISO MACHIHEMRADO	ALTURA	PESO UNITARIO	PARCIAL
CONTRAPISO (4.00 cm)	0.040 m	2000 kg/m ³	80.00 kg/m ²
MACHIHEMRADO (1.90 cm)	0.019 m	1100 kg/m ³	20.90 kg/m ²
TARRAJEO CIELORRASO	0.015 m	2000 kg/m ³	30.00 kg/m ²
		CM =	130.90 kg/m²

PISO CERÁMICO	ALTURA	PESO UNITARIO	PARCIAL
CONTRAPISO (4.00 cm)	0.040 m	2000 kg/m ³	80.00 kg/m ²
CERÁMICO (1.00 cm)	0.010 m	2400 kg/m ³	24.00 kg/m ²
TARRAJEO CIELORRASO	0.015 m	2000 kg/m ³	30.00 kg/m ²
		CM =	134.00 kg/m²

TABIQUERIA MOVIL	ALTURA	PESO UNITARIO	PARCIAL
MEDIANA ALTURA		50 kg/m ²	50.00 kg/m ²



			CM = 50.00 kg/m²
COBERTURA TECHO	ALTURA	PESO UNITARIO	PARCIAL
TEJA INDUSTRIAL	0.020 m	1800 kg/m ³	36.00 kg/m ²
TARRAJEO CIELORRASO	0.015 m	2000 kg/m ³	30.00 kg/m ²
			CM = 66.00 kg/m²

Tabla 19. Resumen de cargas del Módulo I.

AMBIENTE	CARGA MUERTA	CARGA VIVA	CARGA VIVA TECHO
CORREDOR	134.00 kg/m ²	400.00 kg/m ²	---
AULAS	130.90 kg/m ²	250.00 kg/m ²	---
SS.HH.	184.00 kg/m ²	300.00 kg/m ²	---
TECHO	66.00 kg/m ²	---	50.00 kg/m ²

El peso de las columnas, vigas y losas aligeradas se calculará automáticamente con el programa utilizado.

✓ **Peso sísmico efectivo.**

De acuerdo al artículo 4.3 de la NTP E-030. Para una edificación tipo “A”, tomamos el 50% de la carga viva más el 25% de la carga viva en azoteas nos resultará.

$$P = (\text{PESO PROPIO} + \text{CM}) + 0.50\text{CV} + 0.25\text{CVT}$$

$$P = 493,929.64 \text{ kg}$$

✓ **Espectro de diseño.**

De acuerdo al artículo 4.6.2 de E-030, tenemos los siguientes datos: *Fuente: Elaboración propia*



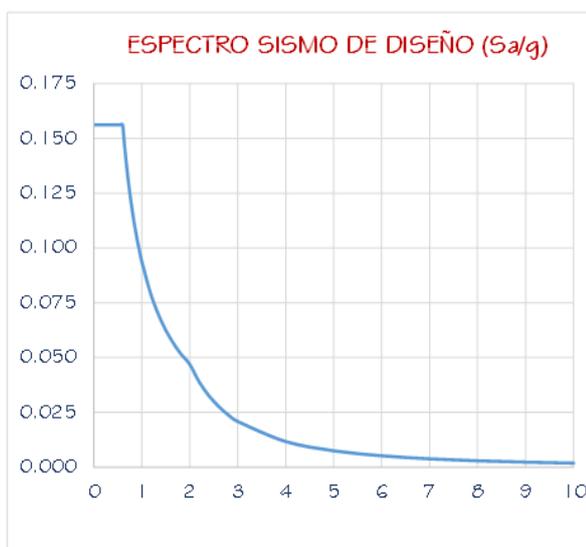
06. ESPECTRO DE DISEÑO, E.030-2016 (4.6.2)

$$S_a = \left(\frac{ZUCS}{R} \right) g$$

Z=	0.25 g		
U=	1.50		
S=	1.20		
T _p (S) =	0.60	$T < T_p$	$C = 2.5$
T _i (S) =	2.00	$T_p < T < T_L$	$C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T} \right)$
R=	7.2	$T > T_L$	$C = 2.5 * \left(\frac{T_p * T_L}{T^2} \right)$

Figura 32. Espectro sísmico de diseño Módulo I.

C	T (s)	Sa/g
2.50	0.00	0.1563
2.50	0.02	0.1563
2.50	0.04	0.1563
2.50	0.06	0.1563
2.50	0.08	0.1563
2.50	0.10	0.1563
2.50	0.12	0.1563
2.50	0.14	0.1563
2.50	0.16	0.1563
2.50	0.18	0.1563
2.50	0.20	0.1563
2.50	0.25	0.1563
2.50	0.30	0.1563
2.50	0.35	0.1563
2.50	0.40	0.1563
2.50	0.45	0.1563
2.50	0.50	0.1563
2.50	0.55	0.1563
2.50	0.60	0.1563
2.31	0.65	0.1442
2.14	0.70	0.1339
2.00	0.75	0.1250
1.88	0.80	0.1172
1.76	0.85	0.1103
1.67	0.90	0.1042
1.58	0.95	0.0987
1.50	1.00	0.0938
1.25	1.20	0.0781
1.07	1.40	0.0670
0.94	1.60	0.0586
0.83	1.80	0.0521
0.75	2.00	0.0469
0.62	2.20	0.0387
0.52	2.40	0.0326
0.44	2.60	0.0277
0.38	2.80	0.0239
0.33	3.00	0.0208
0.19	4.00	0.0117
0.12	5.00	0.0075
0.08	6.00	0.0052
0.06	7.00	0.0038
0.05	8.00	0.0029
0.04	9.00	0.0023
0.03	10.00	0.0019



Fuente: Elaboración propia



✓ **Fuerza cortante estático en la base.**

De acuerdo al artículo 4.5.2. de E-030, tenemos los siguientes datos:

$$V = \frac{ZUCS}{R} * P$$

Z= 0.25 g; U= 1.50; S= 1.20; C= 1.78; R= 8.00; P= 493,929.64kg

$$V = 54,995.14 \text{ kg}$$

Tabla 20. Cortante basal estático Módulo I.

PISO	W. x PISO	hi	Pi(hi)^k	αi	Fi	V
1 NIVEL	183804.07	5.00	1210177.26	0.2099	11544.79	54995.14
2 NIVEL	179631.34	8.30	2141028.99	0.3714	20424.88	43450.34
3 NIVEL	75860.32	11.60	1338119.66	0.2321	12765.33	23025.46
	54633.92	12.74	1075513.29	0.1866	10260.13	10260.13
	493929.64		5764839.19	1	54995.14	

Fuente: Elaboración propia

✓ **Desplazamiento y deriva de piso.**

Teniendo como base los límites de distorsión del entrepiso según el artículo 5.2 del reglamento nacional de edificaciones E-0.30.

Tabla 21. Derivas inelásticas sismo XX Módulo I.

PISO	Altura	Desplaz. (mm)	Der. Elástica	Der. Inelástica	Deriva Limite	Verificar
1 NIVEL	5.00	19.95	0.00399	0.0287208	0.007	Sobrepaso el Limite
2 NIVEL	8.30	27.61	0.002322727	0.016723636	0.007	Sobrepaso el Limite
3 NIVEL	11.60	31.23	0.001095455	0.007887273	0.007	Sobrepaso el Limite

Tabla 22. Derivas

Fuente: Elaboración propia

inelásticas sismo YY Módulo



I.

PISO	Altura	Desplaz. (mm)	Der. Elástica	Der. Inelástica	Deriva Limite	Verificar
1 NIVEL	5.00	12.779	0.00256	0.01840176	0.007	Sobrepaso el Limite
2 NIVEL	8.30	18.751	0.001809697	0.013029818	0.007	Sobrepaso el Limite
3 NIVEL	11.60	21.344	0.000785758	0.005657455	0.007	Ok

Fuente: Elaboración propia

Se observa que el modelo planteado para la construcción no cumple con los requisitos establecidos.

✓ **Cortante dinámico.**

Teniendo como base el reglamento nacional de edificaciones E-0.30.

DIRECCIÓN XX.

Vestático = 54995.14 kg

Vdinámico = 550058.20 kg

Vdiseño – dinámico = 49495.63 kg

Vdinámico > Vdiseño – dinámico (OK)

DIRECCIÓN YY

Vestático = 54995.14 kg

Vdinámico = 47536.30 kg

Vdiseño – dinámico = 49495.63 kg

Vdinámico < Vdiseño – dinámico (No cumple)



Se observa que en la dirección Y, no cumple con que el cortante dinámico sea por lo menos el 90% del cortante estático para estructuras irregulares, en esta etapa no se corregirá, eso se verificara en el análisis de la estructura propuesta de reparación.

✓ **Combinación modal y modos de vibración.**

Figura 33. Combinación modal Módulo I.

Modal Participating Mass Ratios

	Case	Mode	Perio sec
	Modal	1	0.842
	Modal	2	0.795
▶	Modal	3	0.716
	Modal	4	0.23
	Modal	5	0.212
	Modal	6	0.182
	Modal	7	0.121
	Modal	8	0.108
	Modal	9	0.085
	Modal	10	0.011
	Modal	11	0.01
	Modal	12	0.01

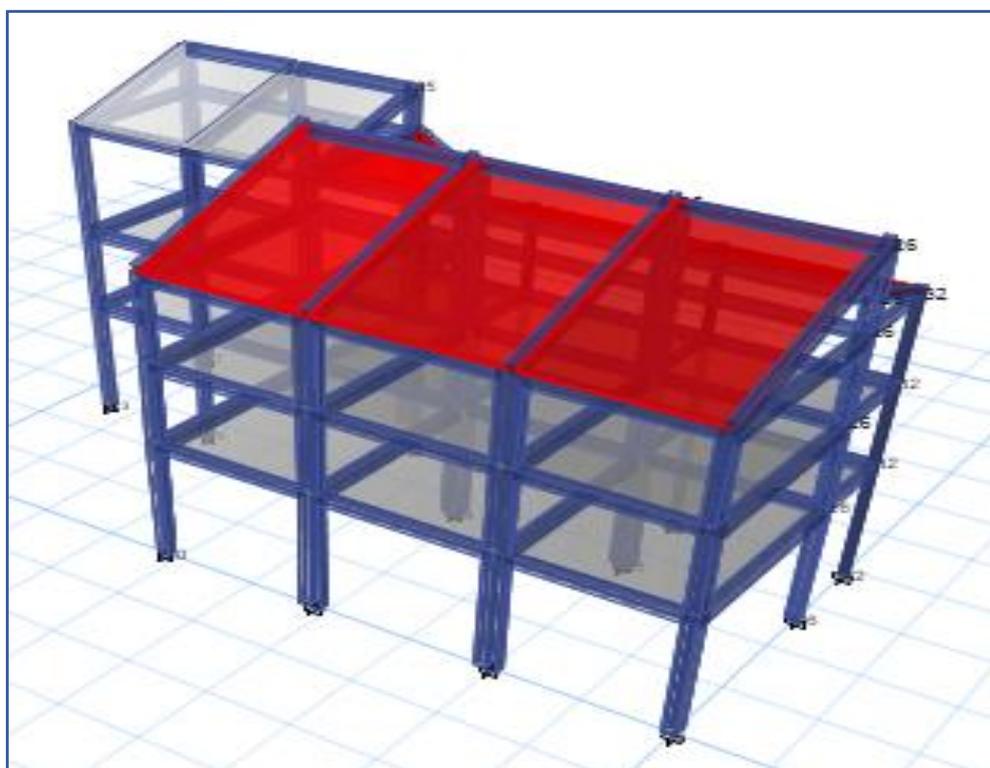
Fuente: Programa Etabs

Se observa que en los tres primeros modos llegan al 90%. En este aspecto se encuentra conforme.

✓ **Conclusión.**

La estructura aprobada y ejecutada presenta deficiencias en el análisis lineal tanto en desplazamiento como en cortante basal dinámico en el eje Y, se procederá a realizar una evaluación por método del análisis estático no lineal (Pushover). De acuerdo al resultado que arroje se procederá a plantear una alternativa de solución en los elementos críticos.

Figura 34. Vista del modelo del Módulo I.



Fuente: Programa Etabs



4.4.2.2 Módulo II.

✓ Consideraciones iniciales.

El módulo en mención es una estructura de 04 pisos con techo inclinado.

Este módulo tiene como material predominante el concreto, con resistencia a la compresión de 210 kg/cm². El primer nivel cuenta con una altura de 5.00 metros incluido la profundidad de desplante, y en los tres niveles siguientes tiene una altura de 3.30 metros de altura, en ambos casos considerados de piso a piso.

Las columnas tienen las siguientes dimensiones:

08 columnas en forma de tee de 65 x 40 cm. 04 columnas en forma de ele de 40 x 40 cm. 06 columnas circulares de 25 cm. De diámetro.

Las vigas tienen las siguientes dimensiones:

V - 25x30 V - 25x35, V - 25x40, V - 25x60.

Las losas aligeradas tienen un espesor de 20 cm en la dirección YY.

✓ Materiales y elementos estructurales.

Resistencia a la compresión. $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Peso específico. $\gamma_m = 2400 \text{ kg/cm}^3$

Módulo de elasticidad. $E_c = 217370.6512 \text{ kg/cm}^2$



✓ **Asignación de patrones de cargas.**

Los padrones de carga que intervienen en la presente tesis están basados en el reglamento nacional de edificaciones E-0.20 y son los siguientes:

Tabla 23. Metrado de carga muerta Módulo II.

PISO MACHIHEMBRADO	ALTURA	PESO UNITARIO	PARCIAL
CONTRAPISO (4.00 cm)	0.040 m	2000 kg/m ³	80.00 kg/m ²
MACHIHEMBRADO (1.90 cm)	0.019 m	1100 kg/m ³	20.90 kg/m ²
TARRAJEO CIELORRASO	0.015 m	2000 kg/m ³	30.00 kg/m ²
CM =			130.90 kg/m²

PISO CERÁMICO	ALTURA	PESO UNITARIO	PARCIAL
CONTRAPISO (4.00 cm)	0.040 m	2000 kg/m ³	80.00 kg/m ²
CERÁMICO (1.00 cm)	0.010 m	2400 kg/m ³	24.00 kg/m ²
TARRAJEO CIELORRASO	0.015 m	2000 kg/m ³	30.00 kg/m ²
CM =			134.00 kg/m²

TABIQUERIA MOVIL	ALTURA	PESO UNITARIO	PARCIAL
MEDIANA ALTURA		50 kg/m ²	50.00 kg/m ²
CM =			50.00 kg/m²

COBERTURA TECHO	ALTURA	PESO UNITARIO	PARCIAL
TEJA INDUSTRIAL	0.020 m	1800 kg/m ³	36.00 kg/m ²
TARRAJEO CIELORRASO	0.015 m	2000 kg/m ³	30.00 kg/m ²
CM =			66.00 kg/m²

Tabla 24. Resumen de cargas del Módulo II.

Fuente: Elaboración propia

AMBIENTE	CARGA	CARGA VIVA	CARGA VIVA
----------	-------	------------	------------



	MUERTA		TECHO
CORREDOR	134.00 kg/m ²	400.00 kg/m ²	---
AULAS	130.90 kg/m ²	250.00 kg/m ²	---
COMEDOR	134.00 kg/m ²	300.00 kg/m ²	---
SS.HH.	184.00 kg/m ²	300.00 kg/m ²	---
C. COMPUTO	130.90 kg/m ²	250.00 kg/m ²	---
CRAEP	130.90 kg/m ²	250.00 kg/m ²	---
TECHO	66.00 kg/m ²	---	50.00 kg/m ²

El peso de las **Fuente: Elaboración propia** columnas, vigas y losas aligeradas se calculará automáticamente el programa utilizado.

✓ **Peso sísmico efectivo.**

De acuerdo al artículo 4.3 de la NTP E-030. Para una edificación tipo “A”, tomamos el 50% de la carga viva más el 25% de la carga viva en azoteas nos resultará.

$$P = (\text{PESO PROPIO} + \text{CM}) + 0.50\text{CV} + 0.25\text{CVT}$$

$$P = 789,012.41 \text{ kg}$$

✓ **Espectro de diseño.**

De acuerdo al artículo 4.6.2 de E-030, tenemos los siguientes datos:

06. ESPECTRO DE DISEÑO, E.030-2016 (4.6.2)

$$\begin{aligned} Z &= 0.25 \text{ g} \\ U &= 1.50 \\ S &= 1.20 \\ T_p(S) &= 0.60 \\ T_L(S) &= 2.00 \\ R &= 8 \end{aligned}$$

$$S_a = \left(\frac{ZUCS}{R} \right) g$$

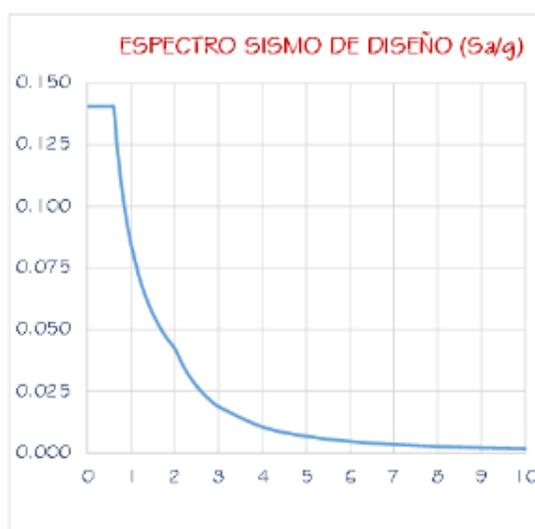
$$T < T_p \quad C = 2.5$$

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

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

Figura 35. Espectro sísmico de diseño Módulo II.

C	T (s)	Sa/g
2.50	0.00	0.1406
2.50	0.02	0.1406
2.50	0.04	0.1406
2.50	0.06	0.1406
2.50	0.08	0.1406
2.50	0.10	0.1406
2.50	0.12	0.1406
2.50	0.14	0.1406
2.50	0.16	0.1406
2.50	0.18	0.1406
2.50	0.20	0.1406
2.50	0.25	0.1406
2.50	0.30	0.1406
2.50	0.35	0.1406
2.50	0.40	0.1406
2.50	0.45	0.1406
2.50	0.50	0.1406
2.50	0.55	0.1406
2.50	0.60	0.1406
2.31	0.65	0.1298
2.14	0.70	0.1205
2.00	0.75	0.1125
1.88	0.80	0.1055
1.76	0.85	0.0993
1.67	0.90	0.0938
1.58	0.95	0.0888
1.50	1.00	0.0844
1.25	1.20	0.0703
1.07	1.40	0.0603
0.94	1.60	0.0527
0.83	1.80	0.0469
0.75	2.00	0.0422
0.62	2.20	0.0349
0.52	2.40	0.0293
0.44	2.60	0.0250
0.38	2.80	0.0215
0.33	3.00	0.0188
0.19	4.00	0.0105
0.12	5.00	0.0068
0.08	6.00	0.0047
0.06	7.00	0.0034
0.05	8.00	0.0026
0.04	9.00	0.0021
0.03	10.00	0.0017





✓ **Fuerza cortante estático en la base.**

De acuerdo al artículo 4.5.2. de E-030, tenemos los siguientes datos:

$$V = \frac{ZUCS}{R} * P$$

Z= 0.25 g; U= 1.50; S= 1.20; C= 1.49; R= 8.00; P= 789,012.41 kg

$$V = 66,241.71\text{kg}$$

Tabla 25. Cortante basal estático Módulo II.

PISO	W. x PISO	hi	Pi(hi)^k	αi	Fi	V
1 NIVEL	114923.31	5.00	862716.40	0.1208687	8006.55	66241.71
2 NIVEL	184761.82	8.28	2608826.74	0.2207143	14620.5	58235.16
3 NIVEL	131584.46	11.58	5555267.67	0.3360565	22260.96	43614.66
4 NIVEL	54633.92	14.88	3871593.82	0.1822649	12073.54	21353.7

Fuente: Elaboración propia

	99272.89	16.02	3203837.22	0.140095	9280.16	9280.16
	789012.41		16102241.86	1	66241.71	

✓ **Desplazamiento y deriva de piso.**

Teniendo como base los límites de distorsión del entrepiso según el artículo 5.2 del reglamento nacional de edificaciones E-0.30.

Tabla 26. Derivas inelásticas sismo XX Módulo II.

PISO	Altura	Desplaz. (mm)	Der. Elástica	Der. Inelástica	Deriva Limite	Verificar
1 NIVEL	5.00	9.56	0.0019116	0.0114696	0.007	Sobrepaso el Limite
2 NIVEL	8.28	15.47	0.001803354	0.010820122	0.007	Sobrepaso el Limite

Fuente: Elaboración propia



3 NIVEL	11.58	19.56	0.001238182	0.007429091	0.007	Sobrepaso el Limite
4 NIVEL	14.88	21.41	0.000560909	0.003365455	0.007	Ok

Tabla 27. Derivas inelásticas sismo YY Módulo II.

PISO	Altura	Desplaz. (mm)	Der. Elástica	Der. Inelástica	Deriva Limite	Verificar
1 NIVEL	5.00	18.805	0.003761	0.022566	0.007	Sobrepaso el Limite
2 NIVEL	8.28	27.67	0.002084	0.012501506	0.007	Sobrepaso el Limite

Fuente: Elaboración propia

3 NIVEL	11.58	36.68	0.001475	0.008852776	0.007	Sobrepaso el Limite
4 NIVEL	14.88	44.13	0.0011104	0.006662808	0.007	Ok

Se observa que el modelo planteado para la construcción no cumple con los requisitos establecidos.

✓ **Cortante dinámico.**

Teniendo como base el reglamento nacional de edificaciones E-0.30.

DIRECCIÓN XX.

Vestático = 66241.71 kg

Vdinámico = 60015.87 kg

Vdiseño – dinámico = 52993.37 kg

Vdinámico > Vdiseño – dinámico (OK)

DIRECCIÓN YY

Vestático = 66241.71 kg



$$V_{\text{dinámico}} = 62567.59 \text{ kg}$$

$$V_{\text{diseño}} - \text{dinámico} = 52993.37 \text{ kg}$$

$$V_{\text{dinámico}} > V_{\text{diseño}} - \text{dinámico} \dots \dots (\text{Ok})$$

Se observa que cumple con que el cortante dinámico sea por lo menos el 80% del cortante estático para estructuras regulares, en las dos direcciones.

✓ **Combinación modal y modos de vibración.**

Figura 36. Combinación modal Módulo II.

Modal Participating Mass Ratios

	Case	Mode	Period sec
▶	Modal	1	1.003
	Modal	2	0.963
	Modal	3	0.829
	Modal	4	0.297
	Modal	5	0.279
	Modal	6	0.234
	Modal	7	0.157
	Modal	8	0.144
	Modal	9	0.113
	Modal	10	0.105
	Modal	11	0.096
	Modal	12	0.071
	Modal	13	0.011
	Modal	14	0.01
	Modal	15	0.009

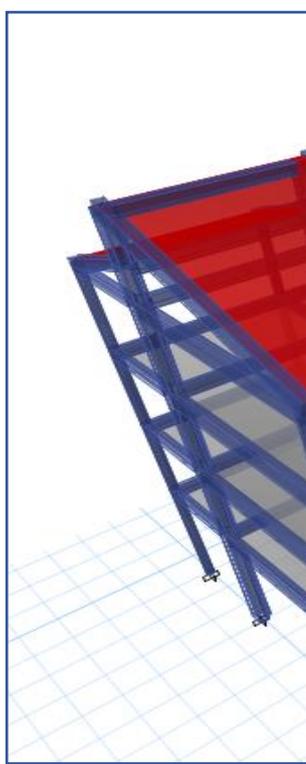
Fuente: Programa Etabs

Se observa que en los tres primeros modos llegan al 90%.

✓ **Conclusión.**

La estructura aprobada y ejecutada presenta deficiencias en el análisis lineal en desplazamiento, se procederá a realizar una evaluación por método del análisis estático no lineal (Pushover). De acuerdo al resultado que arroje se procederá a plantear una alternativa de solución en los elementos críticos.

Figura 37. Vista del modelo del Módulo II.



Fuente: Programa Etabs

4.4.3 Análisis no lineal (Pushover) de módulos replanteados.

Una vez realizado el análisis estático y dinámico lineal de los módulos planteados inicialmente y se verifico que no cumplen con los parámetros de



la norma E-030 como los desplazamientos y cortante basal, sin en cambio sí cumplieran con la participación de masas; se propone plantear reparar los módulos existentes verificando con el análisis no lineal estático, para esto las columnas se plantean encamisado y aumentando de placas en los módulos respectivos.

Una vez definido las nuevas columnas y placas, los aceros de diseño el análisis no lineal es más que una verificación adicional del diseño, para esto se tiene niveles de desempeño de ocupación inmediata, seguridad de vida, prevención al colapso. Para este análisis se basarán de los documentos técnicos del ATC-040 así como el FEMA 356 y la última actualización que es el ASCE 41-13.

4.4.3.1 Módulo I.

✓ Patrones de cargas.

Para las cargas se seleccionó tres tipos de cargas laterales según las consideraciones de los documentos técnicos del FEMA, estas son:

❖ Cargas por fuerzas laterales.

Estas fuerzas que se obtiene de la cortante basal que se reparte en cada piso, tanto en la dirección “x” y la dirección “y”, a estas cargas se partirá como fuerza normalizada de 100 ton.

Tabla 28. fuerzas laterales módulo I

NIVEL	ALTURA	X-DIR. (Ton)	Fx. (Ton)	FLAT-X (Ton)
-------	--------	--------------	-----------	--------------

Fuente: Elaboración propia



3 NIVEL	11.60 m	29.29	29.29	204.54
2 NIVEL	8.30 m	54.15	24.86	173.60
1 NIVEL	5.00 m	68.47	14.32	100.00

NIVEL	ALTURA	Y-DIR. (Ton)	Fy. (Ton)	FLAT-Y (Ton)
3 NIVEL	11.60 m	35.14	35.14	195.01
2 NIVEL	8.30 m	60.93	25.79	143.12
1 NIVEL	5.00 m	78.95	18.02	100.00

❖ **Cargas uniformes.**

Se emplea *Fuente: Elaboración propia* fuerzas uniformes en todos los niveles en ambas direcciones.

Tabla 29. fuerzas uniformes en cada sentido módulo I.

NIVEL	ALTURA	FLAT-X (Ton)	FLAT-Y (Ton)
3 NIVEL	11.60 m	100.00	100.00
2 NIVEL	8.30 m	100.00	100.00
1 NIVEL	5.00 m	100.00	100.00

❖ **Cargas primer modo de vibración.**

Se emplea los desplazamientos del modo más importante en cada dirección, que estas multiplicado con las masas nos dan una fuerza resultante, estas fuerzas se empiezan con las fuerzas normalizadas de 100 ton.

Tabla 30. fuerzas laterales módulo I.

NIVEL	PESO (Ton)	ΔX (m)	$\Delta X * PESO$ (Ton)	FLAT-X (Ton)
3 NIVEL	261.13	0.00006	0.0156678	386.00



2 NIVEL	211.83	0.00004	0.0084732	208.75
1 NIVEL	213.63	0.000019	0.0040589	100.00
TOTAL	686.59			

NIVEL	PESO (Ton)	ΔY (m)	$\Delta X * PESO$ (Ton)	FLAT-Y (Ton)
3 NIVEL	261.13	0.000058	0.0151455	308.24
2 NIVEL	211.83	0.000044	0.0093205	189.69
1 NIVEL	213.63	0.000023	0.0049135	100.00
TOTAL	686.59			

✓ Agrietamiento de las secciones.

Para el cálculo se debe realizar una reducción debido a la estructura es existente y de acuerdo a los documentos de *Fuente: ATC 40* ATC-40 y FEMA se propone reducir por que la estructura tiene mayor periodo de vibración que una estructura sin agrietar.

Tabla 31. Valores de rigidez efectiva.

COMPONENTE	RIGIDEZ A LA FLEXIÓN	RIGIDEZ AL CORTE	RIGIDEZ AXIAL
VIGA	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	1
COLUMNA EN COMPRESION	$0.7E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	1
COLUMNA EN TRACCION	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	1

✓ Curvas de capacidad.

Una vez obtenido las fuerzas que se emplearan para el análisis no

Fuente: Elaboración propia

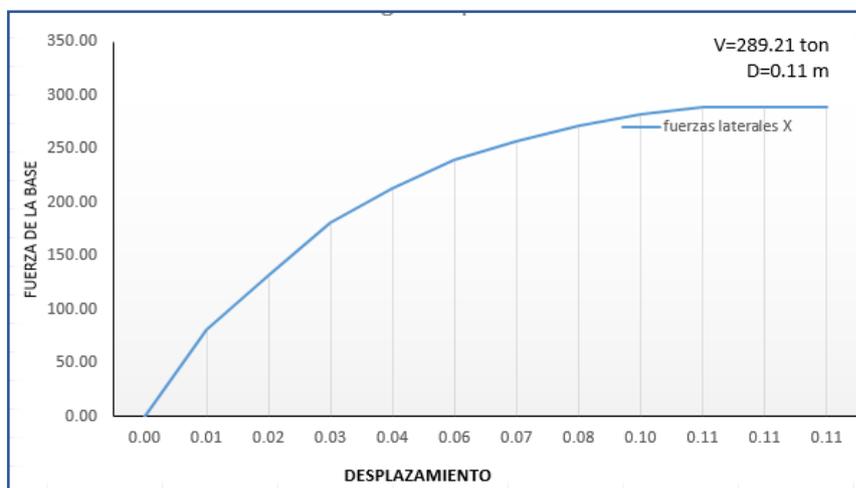


lineal, se tiene las curvas de capacidad de cada módulo, empleando los tres tipos de cargas laterales (cargas de fuerza cortante, cargas uniforme y modo de vibración), donde se observan el comportamiento de las curvas y el máximo fuerza de corte y desplazamiento, para esto empleamos el modelo computacional con ETABS 2016 y sacamos los resultados.

❖ **Carga cortante lateral sentido X.**

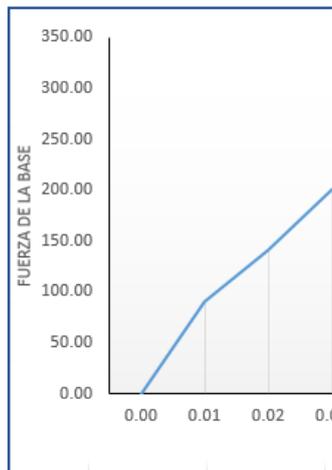
Fuente: Elaboración propia

Figura 38. C.C. de módulo I sentido en X. (carga fuerzas cortantes)



❖ **Carga uniforme sentido x.**

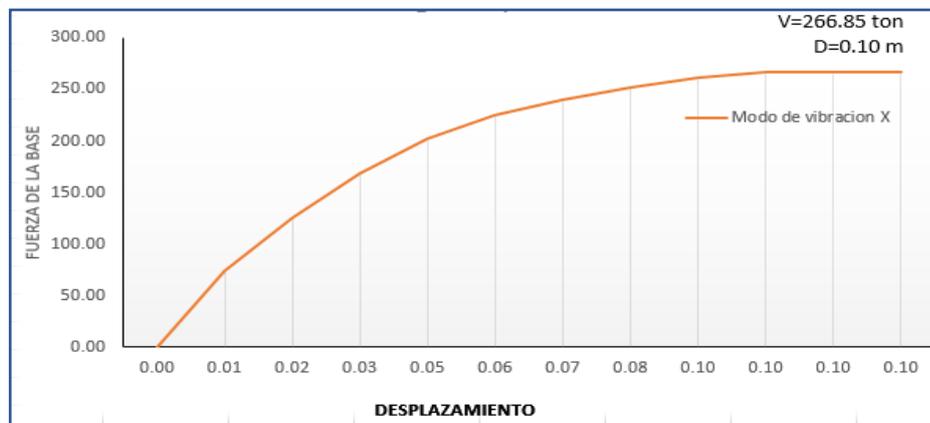
Figura 39. C.C. del módulo I sentido en X (carga uniforme)



Fuente: Elaboración propia

❖ Carga modo de vibración sentido x.

Figura 40. C. C. de módulo I sentido en X (modo de vibración).

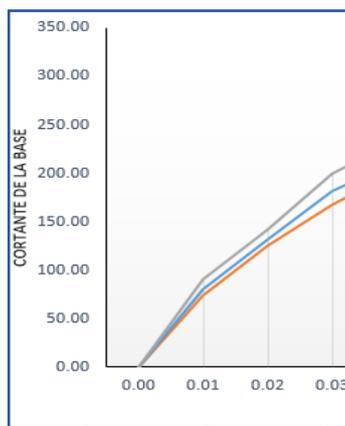


Fuente: Elaboración propia

❖ Comparación de curvas sentido x.

Realizamos la una comparación donde se puede observar que la curva de capacidad por fuerzas laterales es la que está justo en medio de las demás, por lo que asumiremos esta curva para los siguientes pasos de análisis no lineal.

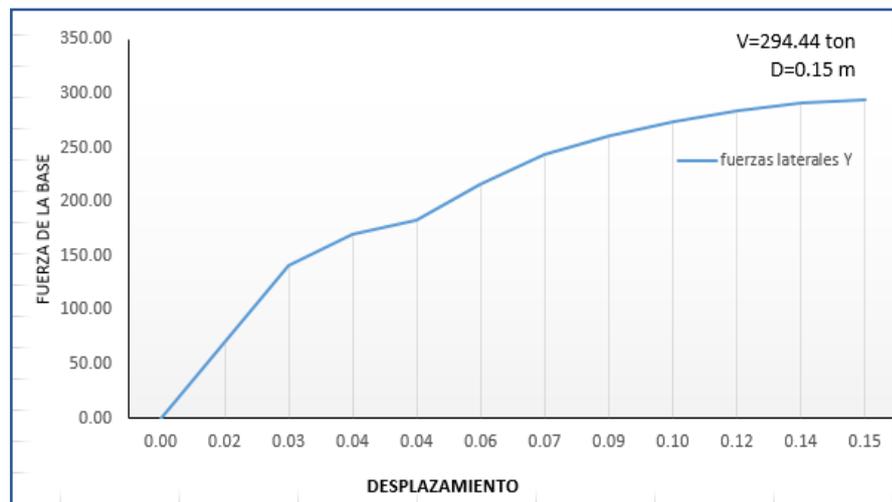
Figura 41. Comparaciones de curvas capacidad módulo I sentido X.



Fuente: Elaboración propia

❖ Carga cortante lateral sentido Y.

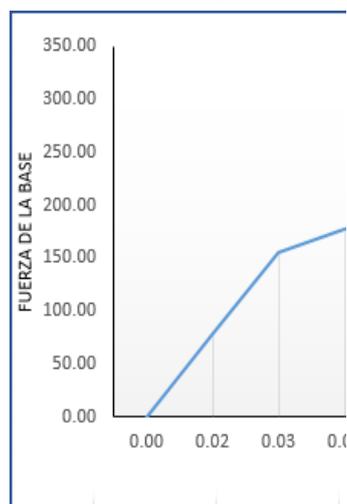
Figura 42. C.C. de. módulo I sentido en Y. (carga fuerzas cortantes)



Fuente: Elaboración propia

❖ **Carga uniforme sentido Y.**

Figura 43. C.C. del módulo I sentido en Y (carga uniforme).

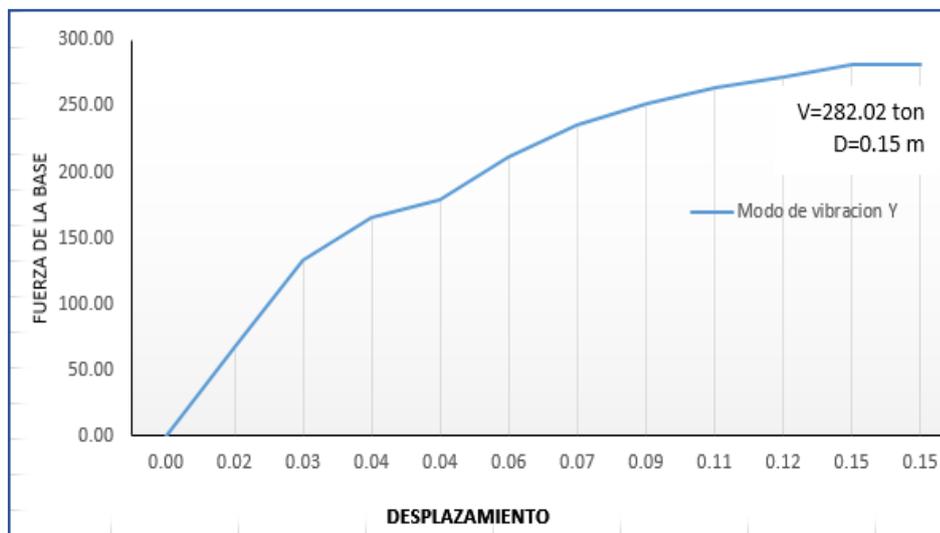


Fuente: Elaboración propia

❖ **Carga modo de vibración sentido Y.**

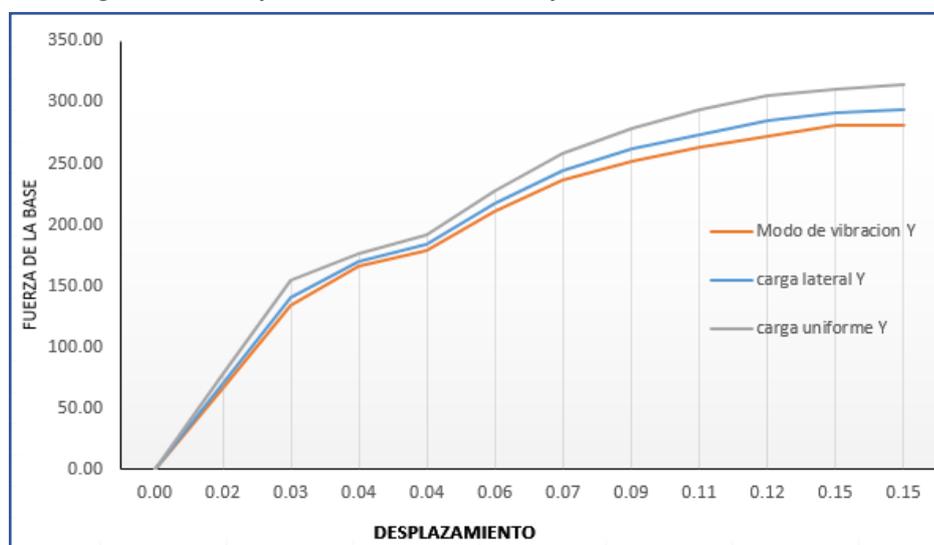
Figura 44. C. C. de módulo I sentido en Y (modo de vibración).

Fuente: Elaboración propia



❖ Comparación de curvas sentido Y.

Figura 45. Comparaciones de curvas capacidad módulo I sentido Y.

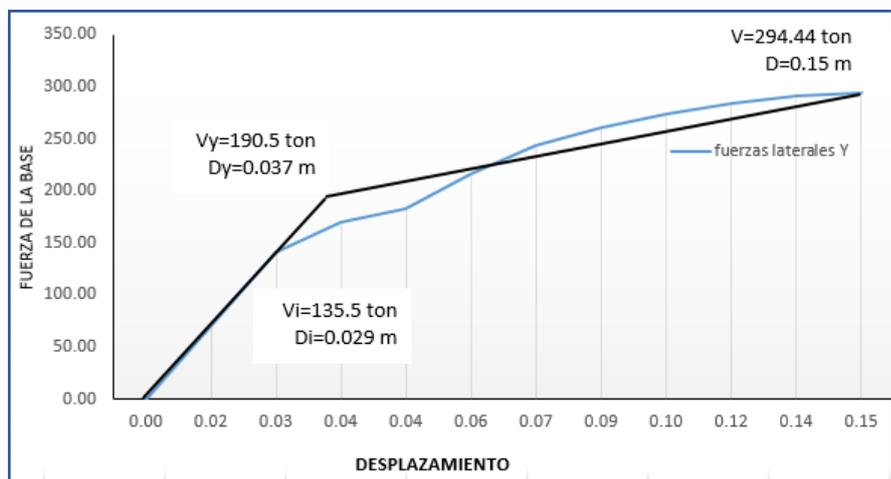


✓ Curva bilineal.

Fuente: Elaboración propia

Luego de hacer las comparaciones de curvas de capacidad, se elige la curva más adecuada en ambos módulos, se eligió la opción de cargas laterales de fuerzas cortantes que es la intermedia en la comparación de curvas, para este se usara esta curva de capacidad, se saca una curva bilineal el cual es por la intersección de dos rectas una tangente y otra secante en el cual estas rectas distribuyen las áreas divididas exactas.

Figura 46. Representación de la curva bilineal módulo I.



Con las curvas *Fuente: Elaboración propia* bilineales de capacidad se puede obtener la rigidez inicial (K_i) que corresponde a la pendiente inicial de la curva bilineal, la rigidez efectiva (K_e) que corresponde la pendiente inicial de la curva de capacidad y la rigidez



pos fluencia (K_p) que corresponde a la pendiente de la curva bilineal en el rango de fluencia.

Rigidez inicial (K_i).

$$K_i = \frac{V_y}{D_y} = \frac{190.5 \text{ ton}}{3.7 \text{ cm}} = 51.49 \text{ ton/cm}$$

Rigidez efectiva (K_e).

$$K_e = \frac{V_i}{D_i} = \frac{135 \text{ ton}}{2.9 \text{ cm}} = 46.55 \text{ ton/cm}$$

Rigidez pos fluencia (K_p).

$$K_p = \frac{K_y}{V_y} = \frac{294.44 \text{ ton}}{15 \text{ cm}} = 19.63 \text{ ton/cm}$$

Teniendo estos valores hallamos el T_e periodo fundamental efectivo con la siguiente formula:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

Donde T_i es el periodo el primer modo de vibración

Para los módulos se tiene:

$$T_e = 0.567 \sqrt{\frac{51.49}{46.45}} = 0.596$$



✓ **Determinación del máximo desplazamiento.**

Para calcular el máximo desplazamiento podemos utilizar la fórmula de acuerdo a los documentos de FEMA 356 y ATC, el cual recomienda la siguiente formula:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \left(\frac{T_e^2}{4\pi^2} \right) (g)$$

El cociente C_0 que viene a ser el factor de corrección que relaciona el desplazamiento espectral con el desplazamiento del último piso se obtiene de acuerdo a la tabla del FEMA 356. Tabla 6.

Tiene 3 niveles por lo que el factor C_0 es 1.3

El cociente C_1 viene a ser el factor de modificación que relaciona el desplazamiento inelástico que se espera, el documento FEMA recomienda:

$$C_1=1 \quad \text{si} \quad T_e \geq T_s \text{ y}$$

$$C_1=1.5 \quad \text{si} \quad T_e < 0.1$$

$$T_e = 0.596$$

$$T_s = 0.589$$

Por lo que se elige el valor de 1



El cociente C2 es un factor de modificación por pérdida de rigidez, pérdida de rigidez, según el FEMA recomienda para análisis no lineales el C2=1.

El cociente C3 es un factor de modificación por el desplazamiento de la estructura por el efecto P- Δ , para las estructuras que tienen la rigidez post fluencia una pendiente mayor a 5%, entonces se considerara el C3=1

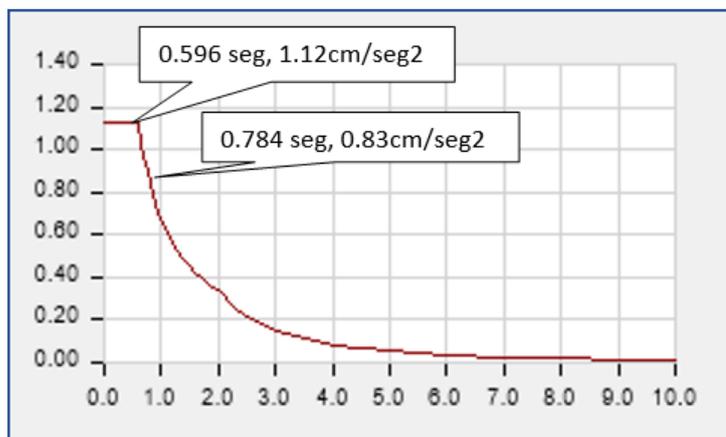
$$\alpha = \frac{Kp}{Ke} = \frac{19.63}{46.55} = 0.421 \quad 42.17\%$$

El valor de Sa viene a ser el valor de la aceleración espectral del periodo fundamental efectivo Te, esto se obtiene del espectro elástico según los parámetros de la norma E.030.

Periodo Te es 0.596 seg.

El valor de Sa es 1.12

Figura 47. Espec. de respuesta elást. y ubicación de los Sa, con los periodos efectivos



Una vez obtenido todos los valores, se determina el desplazamiento máximo de cada módulo con la siguiente ecuación.

$$\delta t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \left(\frac{T e^2}{4\pi^2} \right) (g)$$

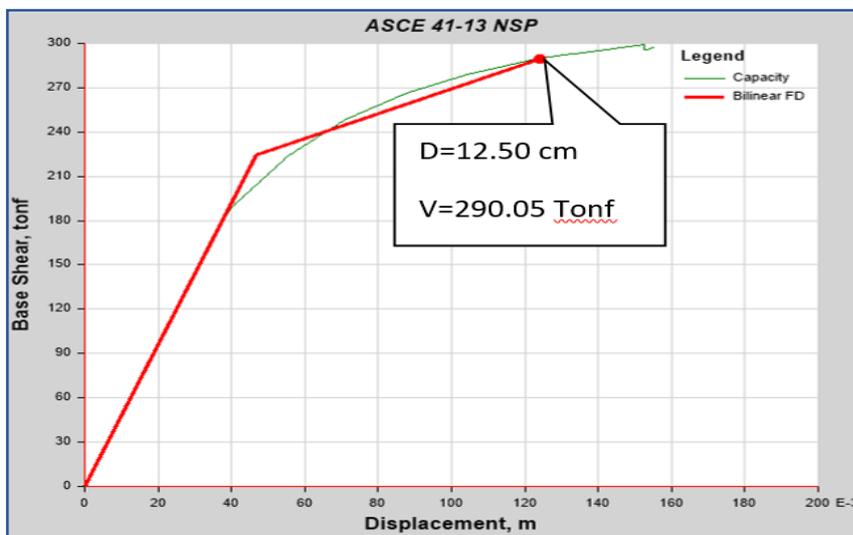
$$\delta t = (1.3) \times (1) \times (1) \times (1) \times (1.12) \times \left(\frac{0.596^2}{4\pi^2} \right) \times 9.81 = 0.1286 \text{ m}$$

Para la verificación del desplazamiento de ambos módulos se realiza para el método de fuerza desplazamiento máximo de acuerdo al ASCE 41-13 con el modelo computacional, para un sismo de probabilidad de ocurrencia de 10% en 50 años.

Figura 48. Ubicación del desplazamiento máximo según ASCE 41-13 módulo I.

Fuente: Elaboración propia

Fuente: Elaboración propia

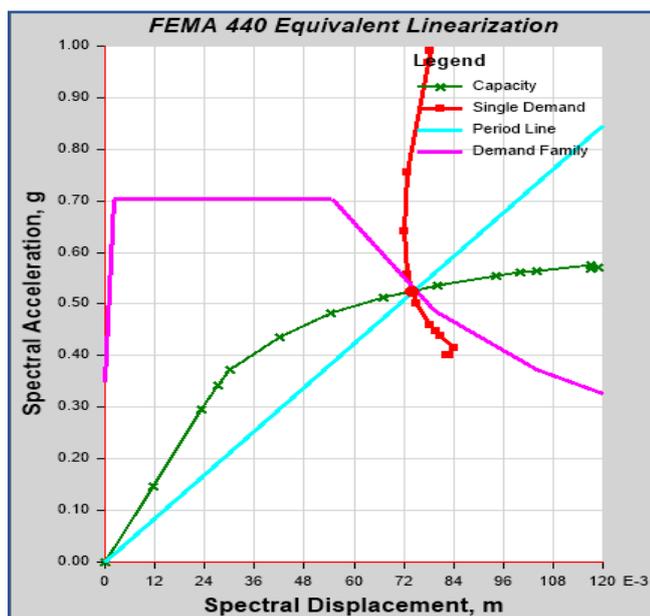


✓ **Ubicación del punto de desempeño.**

Como se mostró los resultados de desplazamientos máximos en las direcciones más vulnerables (sentido Y) estas se pueden ubicar en la curva de capacidad, realizando previamente un espectro de diseño donde la probabilidad de ocurrencia es de 10 en 50 años, sin reducción por el sistema estructural.

Para verificar este desplazamiento se puede obtener del punto de desempeño el cual es un método muy eficiente que intercepta la curva de capacidad con la demanda. Con el uso del programa ETABS 2016 se realizó el análisis no lineal y nos da los siguientes puntos de desempeño.

Figura 49. Ubicación del punto de desempeño del módulo I en el sentido Y



se observa que el punto de desempeño después de la línea de rigidez inicial que es recta pero antes de que entre al colapso (están en el intermedio) por lo que el punto de desempeño está dentro de la ocupación inmediata (IO) y antes de prevención al colapso (CP).

✓ **Rótulas plásticas.**

Una vez verificado los puntos de desempeño, es necesario verificar los mecanismos de falla de vigas y columnas que sean sometidos a fuerzas laterales hasta llegar al límite inelástico, para su mejor comprensión se usa la curva generalizada según el FEMA356, que de acuerdo a las tablas se establecen los

Fuente: Elaboración propia

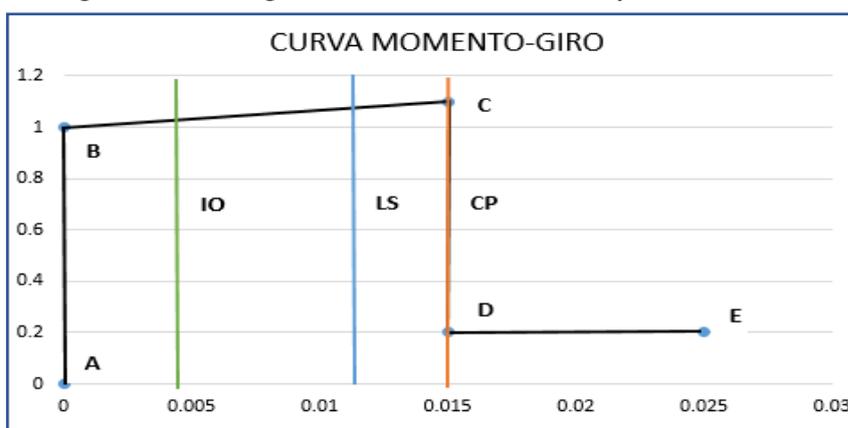
siguientes parámetros.

Ocupación inmediata (IO). 0.003

Seguridad de vida (LS). 0.012

Prevención al colapso (LS). 0.015

Figura 50. Curva generalizada de una rotula típica de columna



En el gráfico se muestra de los puntos A y B la resistencia aumenta que en están el rango elástico, en los puntos B y C aumenta la resistencia que está en el rango de fluencia, del punto C y D hay descenso notable de la resistencia, del punto D y E en este punto ya de colapso se mantiene solo al 20% de la resistencia inicial.

En el análisis de las rotulas tanto como vigas y columnas tienen los mismos parámetros de valores, se realiza una verificación a cada paso las rotulas de viga y columnas de tal que sean aceptables, que estén a lo mucho entre ocupación inmediata (IO) y seguridad de vida (LS)

Figura 51. Colores designados según nivel de desempeño de rotulas.

Fuente: Elaboración propia



NIVEL DE DESEMPEÑO	Ocupacion inmediata (IO)	Seguridad de vida (LS)	Prevencion al colapso (CP)	Seguridad limitada	Colapso (C)
COLORES					

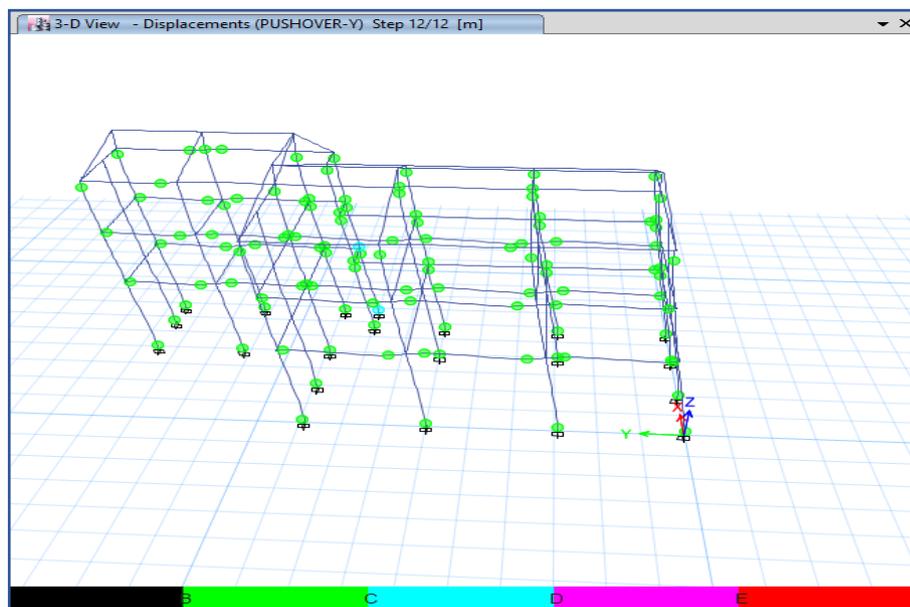
Figura 52. C.C. de la rótula en viga principal del módulo I.



Fuente: Elaboración propia

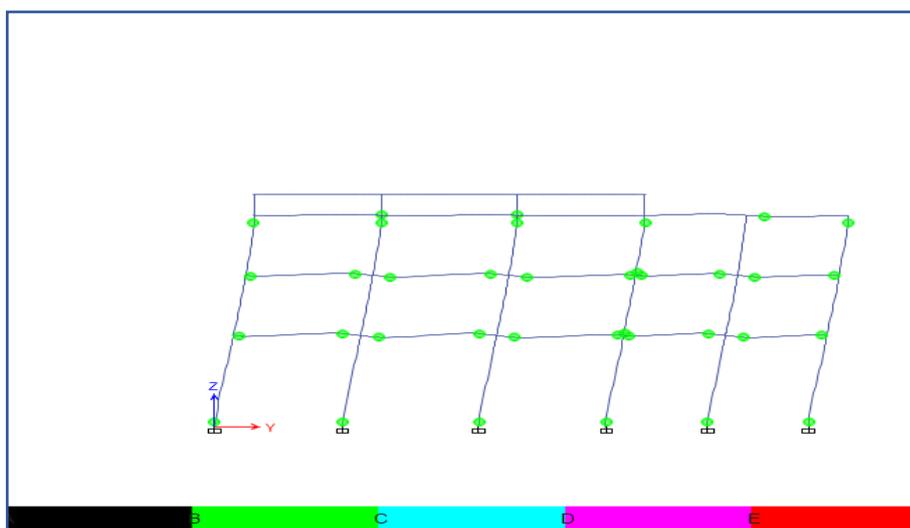
Figura 53. Rotulas plásticas de los elementos llegan al estado de O.I. a S.V. módulo I.

Fuente: Elaboración propia



Fuente: Elaboración propia

Figura 54. Rotulas de columnas y vigas en el eje C-C del módulo I.



Fuente: Elaboración propia



4.4.3.2 Módulo II.

✓ Patrones de cargas.

Para las cargas se seleccionó tres tipos de cargas laterales según las consideraciones de los documentos técnicos del FEMA, estas son:

❖ Cargas por fuerzas laterales.

Estas fuerzas que se obtiene de la cortante basal que se reparte en cada piso, tanto en la dirección “x” y la dirección “y”, a estas cargas se partirá como fuerza normalizada de 100 ton.

Tabla 32. fuerzas laterales módulo II.

NIVEL	ALTURA	X-DIR. (Ton)	Fx. (Ton)	FLAT-X (Ton)
4 NIVEL	12.74 m	32.10	28.00	258.06
3 NIVEL	11.60 m	51.09	18.99	175.02
2 NIVEL	8.30 m	69.12	18.03	166.18
1 NIVEL	5.00 m	79.97	10.85	100.00

NIVEL	ALTURA	Y-DIR. (Ton)	Fy. (Ton)	FLAT-Y (Ton)
4 NIVEL	12.74 m	31.50	28.00	251.80
3 NIVEL	11.60 m	49.26	17.76	159.71
2 NIVEL	8.30 m	66.37	17.11	153.87
1 NIVEL	5.00 m	77.49	11.12	100.00

Fuente: Elaboración propia

❖ Cargas uniformes.

Se emplea fuerzas uniformes en todos los niveles en ambas direcciones.



Tabla 33. fuerzas uniformes en cada sentido módulo II.

NIVEL	ALTURA	FLAT-X (Ton)	FLAT-Y (Ton)
4 NIVEL	12.74 m	100.00	100.00
3 NIVEL	11.60 m	100.00	100.00
2 NIVEL	8.30 m	100.00	100.00
1 NIVEL	5.00 m	100.00	100.00

Fuente: Elaboración propia

❖ Cargas primer modo de vibración.

Se emplea los desplazamientos del modo más importante en cada dirección, que estas multiplicado con las masas nos dan una fuerza resultante, estas fuerzas se empiezan con las fuerzas normalizadas de 100 ton.

Tabla 34. fuerzas laterales módulo II.

NIVEL	PESO (Ton)	ΔX (m)	$\Delta X * PESO$ (Ton)	FLAT-X (Ton)
4 NIVEL	274.45	0.000037	0.0101546	524.52
3 NIVEL	271.85	0.00003	0.0081555	421.26
2 NIVEL	254.63	0.00002	0.0050926	263.05
1 NIVEL	193.60	0.00001	0.0019360	100.00
TOTAL	994.53			

NIVEL	PESO (Ton)	ΔY (m)	$\Delta X * PESO$ (Ton)	FLAT-Y (Ton)
4 NIVEL	274.45	0.000048	0.0131736	523.43
3 NIVEL	271.85	0.000038	0.0103303	410.45
2 NIVEL	254.63	0.000026	0.0066204	263.05
1 NIVEL	193.60	0.000013	0.0025168	100.00
TOTAL	994.53			



✓ **Agrietamiento de las secciones.**

Para el cálculo se debe realizar una reducción debido a la estructura es existente y de acuerdo a los documentos de ATC-40 y FEMA se propone reducir por que la estructura tiene mayor periodo de vibración que una estructura sin agrietar.

Tabla 35. Valores de rigidez efectiva.

COMPONENTE	RIGIDEZ A LA FLEXIÓN	RIGIDEZ AL CORTE	RIGIDEZ AXIAL
VIGA	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	1

Fuente: ATC 40

COLUMNA EN COMPRESION	$0.7E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	1
COLUMNA EN TRACCION	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	1

✓ **Curvas de capacidad.**

Una vez obtenido las fuerzas que se emplearan para el análisis no lineal, se tiene las curvas de capacidad de cada módulo, empleando los tres tipos de cargas laterales (cargas de fuerza cortante, cargas uniforme y modo de vibración), donde se observan el comportamiento de las curvas y el máximo fuerza de corte y desplazamiento, para esto empleamos el modelo computacional con ETABS 2016 y sacamos los resultados.

Fuente: Elaboración propia

❖ **Carga cortante lateral sentido X.**

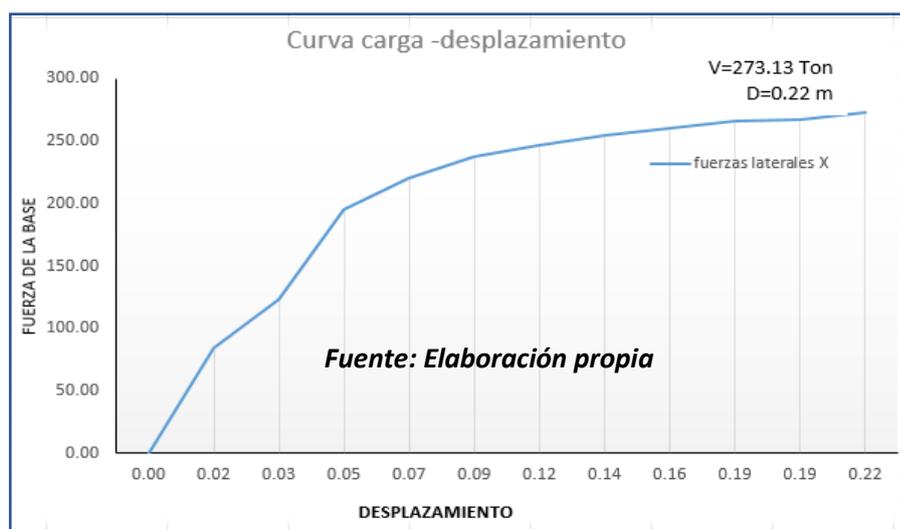
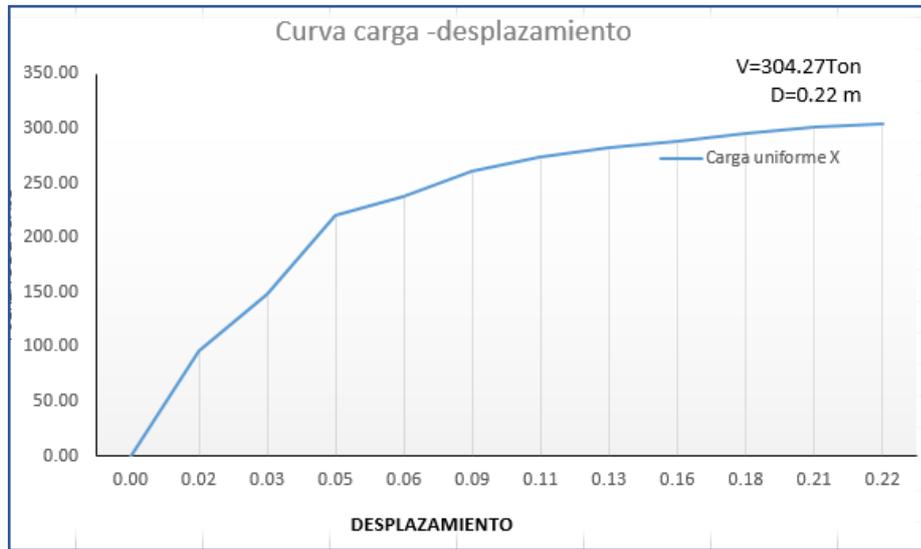


Figura 55. C.C. de. módulo II sentido en X. (carga fuerzas cortantes)

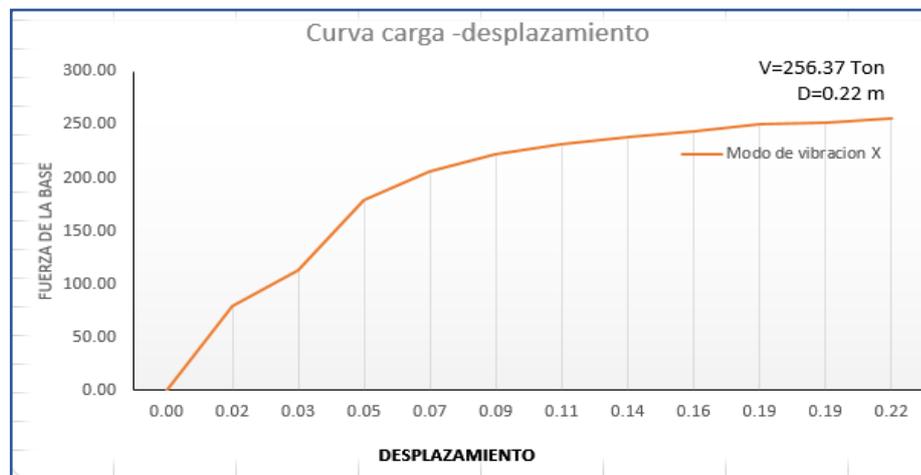
❖ **Carga uniforme sentido x.**



• Figura 56. C.C. del módulo II sentido en X (carga uniforme)

❖ Carga modo de vibración sentido x.

Figura 57. C. C. de módulo II sentido en X (modo de vibración).

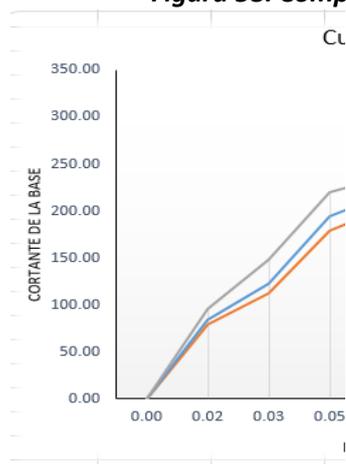


❖ Comparación de curvas sentido x.

Realizamos la una comparación
Fuente: Elaboración propia

donde se puede observar que la curva de capacidad por fuerzas laterales es la que está justo en medio de las demás, por lo que asumiremos esta curva para los siguientes pasos de análisis no lineal.

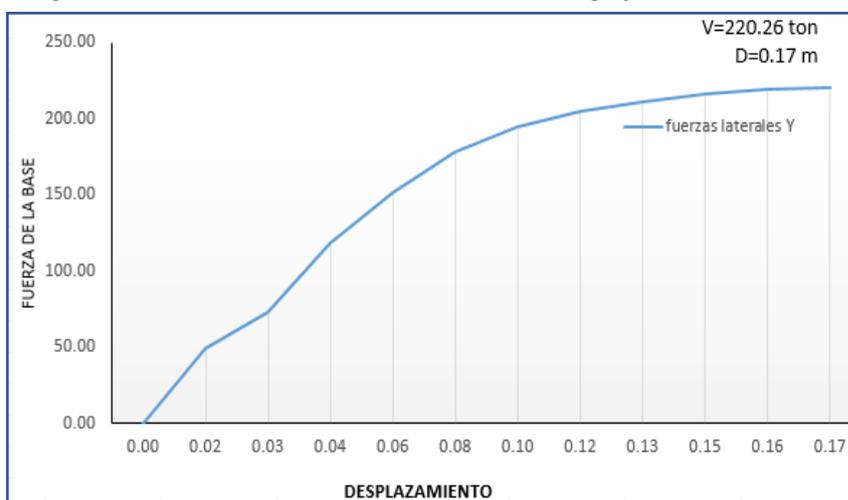
Figura 58. Comparaciones de curvas capacidad módulo II sentido X.



Fuente: Elaboración propia

❖ Carga cortante lateral sentido Y.

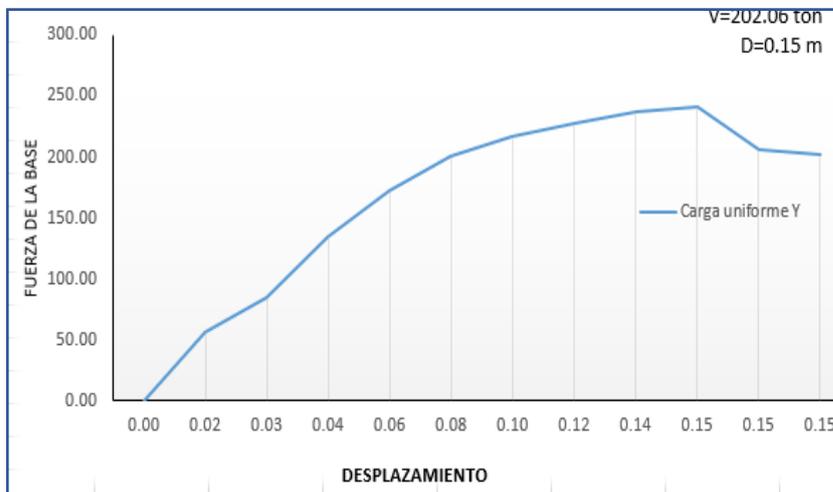
Figura 59. C.C. de módulo II sentido en Y. (carga fuerzas cortantes)



Fuente: Elaboración propia

❖ Carga uniforme sentido Y.

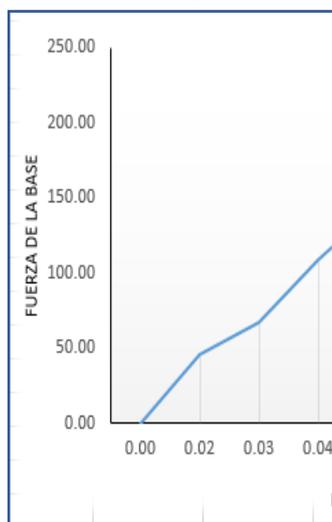
Figura 60. C.C. del módulo I sentido en Y (carga uniforme).



Fuente: Elaboración propia

❖ Carga modo de vibración sentido Y.

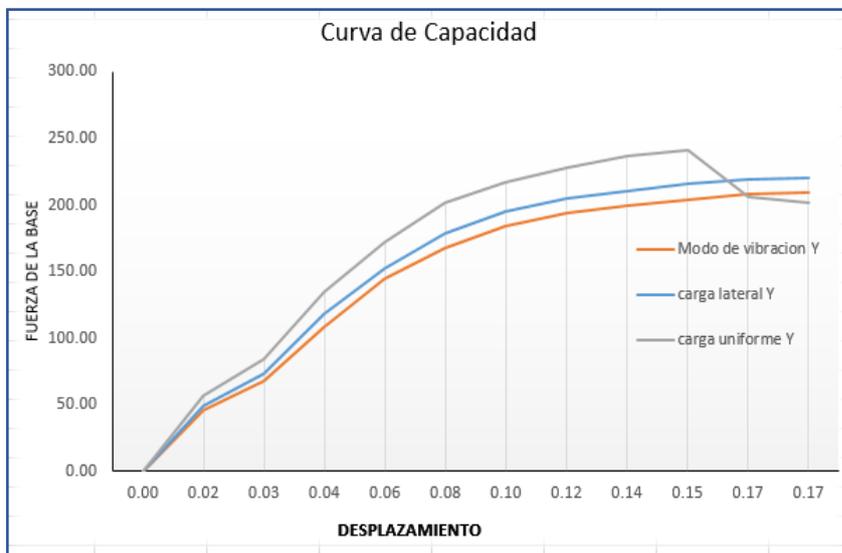
Figura 61. C. C. de módulo II sentido en Y (modo de vibración).



Fuente: Elaboración propia

❖ Comparación de curvas sentido Y.

Figura 62. Comparaciones de curvas capacidad módulo II sentido y.

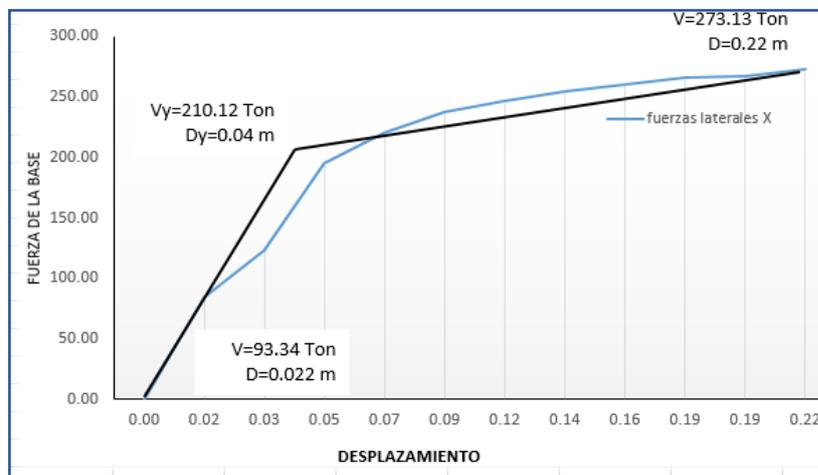


✓ Curva bilineal.

Luego de hacer las comparaciones de curvas de capacidad, se elige la curva más adecuada en ambos módulos, se eligió la opción de cargas laterales de fuerzas cortantes que es la intermedia en la comparación de curvas, para este se usara esta curva de capacidad, esta curva se saca una curva bilineal el cual es por la intersección de dos rectas una tangente y otra secante en el cual estas rectas distribuyen las áreas divididas exactas.

Figura 63. Representación de la curva bilineal módulo II.

Fuente: Elaboración propia



Con las curvas bilineales de capacidad se puede obtener la rigidez inicial (K_i) que corresponde a la pendiente inicial de la curva bilineal, la rigidez efectiva (K_e) que corresponde la pendiente inicial de la curva de capacidad y la rigidez pos fluencia (K_p) que corresponde a la pendiente de la curva bilineal en el rango de fluencia.

Rigidez inicial (K_i).

Fuente: Elaboración propia

$$K_i = \frac{V_y}{D_y} = \frac{210.09 \text{ ton}}{4.1 \text{ cm}} = 51.24 \text{ ton/cm}$$

Rigidez efectiva (K_e).

$$K_e = \frac{V_i}{D_i} = \frac{93.34 \text{ ton}}{2.21 \text{ cm}} = 44.44 \text{ ton/cm}$$

Rigidez pos fluencia (K_p).



$$Kp = \frac{Ky}{Vy} = \frac{273.13 \text{ ton}}{22 \text{ cm}} = 12.41 \text{ ton/cm}$$

Teniendo estos valores hallamos el T_e periodo fundamental efectivo con la siguiente formula:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

Donde T_i es el periodo el primer modo de vibración

Para los módulos se tiene:

$$T_e = 0.73 \sqrt{\frac{51.24}{44.44}} = 0.784$$

✓ **Determinación del máximo desplazamiento.**

Para calcula el máximo desplazamiento podemos utilizar la fórmula de acuerdo a los documentos de FEMA 356 y ATC, el cual recomienda la siguiente formula:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \left(\frac{T_e^2}{4\pi^2} \right) (g)$$



El cociente C_0 que viene a ser el factor de corrección que relaciona el desplazamiento espectral con el desplazamiento del último piso se obtiene de acuerdo a la tabla del FEMA 356. Tabla 6.

Tiene 4 niveles por lo q se realizará la interpolación

$$\frac{5 - 3}{4 - 3} = \frac{1.4 - 1.3}{C_0 - 1.3}$$

$C_0=1.35$

El cociente C_1 viene a ser el factor de modificación que relaciona el desplazamiento inelástico que se espera, el documento FEMA recomienda:

$C_1=1$ si $T_e \geq T_s$ y

$C_1=1.5$ si $T_e < 0.1$

$T_e = 0.73$

$T_s = 0.589$

Por lo que se elige el valor de 1

El cociente C_2 es un factor de modificación por pérdida de rigidez, pérdida de rigidez, según el FEMA recomienda para análisis no lineales el $C_2=1$.

El cociente C_3 es un factor de modificación por el desplazamiento de la estructura por el efecto $P-\Delta$, para las estructuras que tienen la

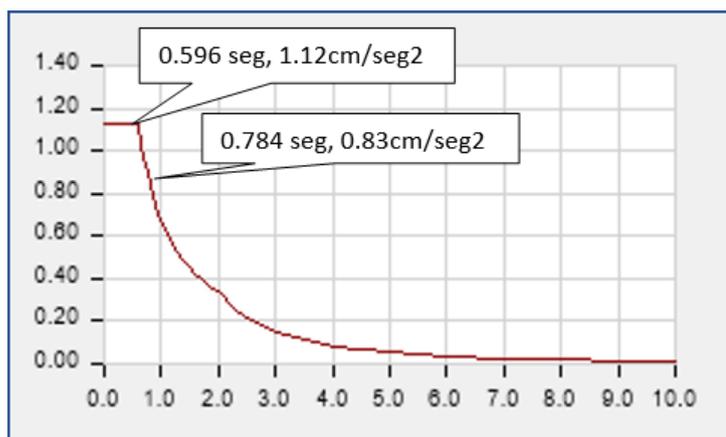
rigidez post fluencia una pendiente mayor a 5%, entonces se considerara el $C_3=1$

El valor de S_a viene a ser el valor de la aceleración espectral del periodo fundamental efectivo T_e , esto se obtiene del espectro elástico según los parámetros de la norma E.030.

Periodo T_e es 0.784 seg.

El valor de S_a es 0.83

Figura 64. Espec. de respuesta elást. y ubicación de los S_a , con los periodos efectivos



Una vez obtenido todos los valores, se determina el desplazamiento máximo de cada módulo con la siguiente ecuación.

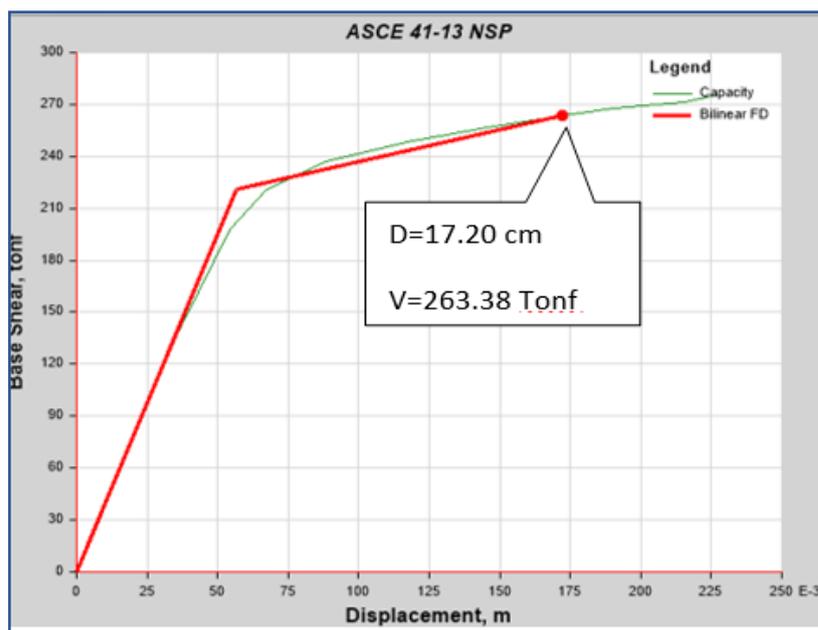
$$\delta t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \left(\frac{T e^2}{4\pi^2} \right) (g)$$

$$\delta t = (1.35) \times (1) \times (1) \times (1) \times (0.83) \times \left(\frac{0.784^2}{4\pi^2} \right) \times 9.81 = 0.1711 \text{ m}$$

Fuente: Elaboración propia

Para la verificación del desplazamiento de ambos módulos se realiza para el método de fuerza desplazamiento máximo de acuerdo al ASCE 41-13 con el modelo computacional, para un sismo de probabilidad de ocurrencia de 10% en 50 años.

Figura 65. Ubicación del desplazamiento máximo según ASCE 41-13 módulo II.



✓ **Ubicación del punto de desempeño.**

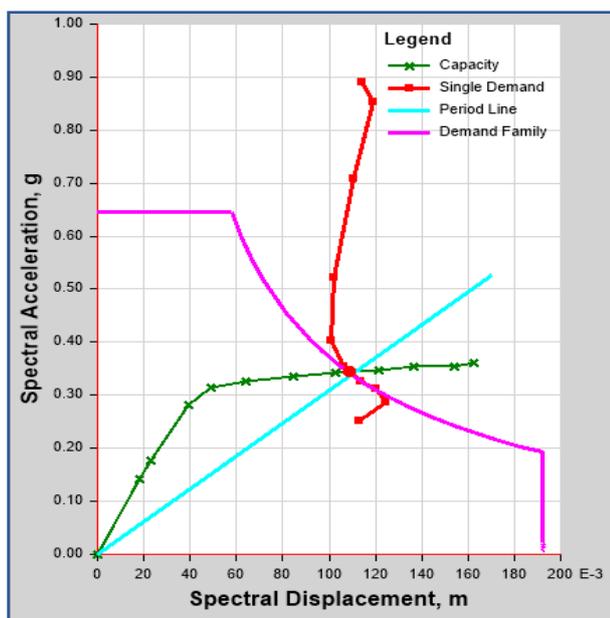
Como se mostró los resultados de desplazamientos máximos en las direcciones más vulnerables (sentido Y) estas se pueden ubicar en la curva de capacidad, realizando previamente un espectro de diseño donde la probabilidad de

Fuente: Elaboración propia

ocurrencia es de 10 en 50 años, sin reducción por el sistema estructural.

Para verificar este desplazamiento se puede obtener del punto de desempeño el cual es un método muy eficiente que intercepta la curva de capacidad con la demanda. Con el uso del programa ETABS 2016 se realizó el análisis no lineal y nos da los siguientes puntos de desempeño.

Figura 66. Ubicación del punto de desempeño del módulo II en el sentido Y



se observa que el punto de desempeño después de la línea de rigidez inicial que es recta pero antes de que entre al colapso (están en el intermedio) por lo que el punto de desempeño está dentro de la ocupación inmediata (IO) y antes

Fuente: Elaboración propia

de prevención al colapso (CP).

✓ **Rótulas plásticas.**

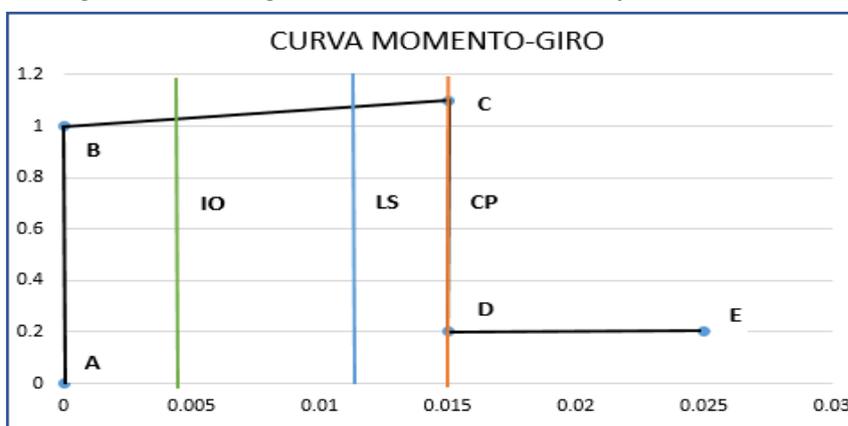
Una vez verificado los puntos de desempeño, es necesario verificar los mecanismos de falla de vigas y columnas que sean sometidos a fuerzas laterales hasta llegar al límite inelástico, para su mejor comprensión se usa la curva generalizada según el FEMA356, que de acuerdo a las tablas se establecen los siguientes parámetros.

Ocupación inmediata (IO). 0.003

Seguridad de vida (LS). 0.012

Prevención al colapso (LS). 0.015

Figura 67. Curva generalizada de una rotula típica de columna



En el gráfico se muestra de los puntos A y B la resistencia aumenta que en están el rango elástico, en los puntos B y C aumenta la

Fuente: Elaboración propia

resistencia que está en el rango de fluencia, del punto C y D hay descenso notable de la resistencia, del punto D y E en este punto ya de colapso se mantiene solo al 20% de la resistencia inicial.

En el análisis de las rotulas tanto como vigas y columnas tienen los mismos parámetros de valores, se realiza una verificación a cada paso las rotulas de viga y columnas de tal que sean aceptables, que estén a lo mucho entre ocupación inmediata (IO) y seguridad de vida (LS)

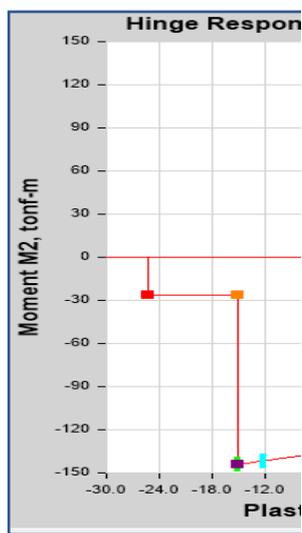
Figura 68. Colores designados según nivel de desempeño de rotulas.

NIVEL DE DESEMPEÑO	Ocupacion inmediata (IO)	Seguridad de vida (LS)	Prevencion al colapso (CP)	Seguridad limitada	Colapso (C)
COLORES					

Figura 69. C.C. de la rótula módulo II.

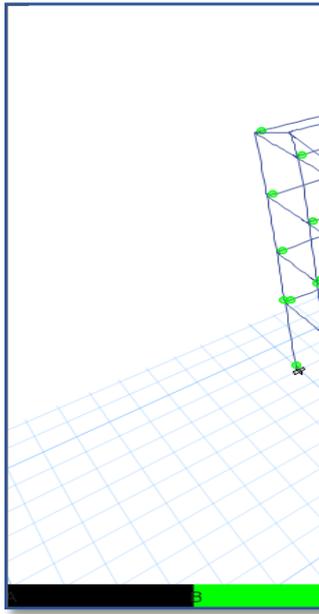
Fuente: Elaboración propia

en viga principal del



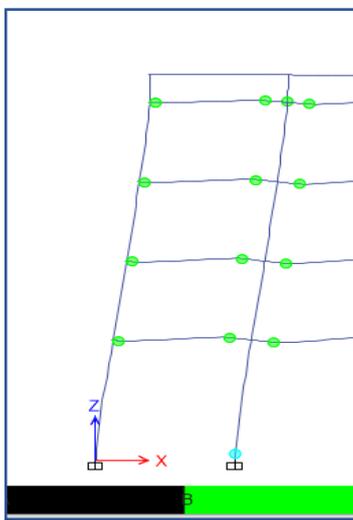
Fuente: Elaboración propia

Figura 70. Rotulas plásticas de los elementos llegan al estado de O.I. a S.V. módulo II.



Fuente: Elaboración propia

Figura 71. Rotulas de columnas y vigas en el eje 2-2 del módulo II.



Fuente: Elaboración propia



CAPITULO V- VERIFICACIÓN DE RESULTADOS.

5.1 Verificación de diseños de módulos existentes.

Conociendo mediante los ensayos las propiedades como el concreto y acero, las medidas de las columnas y vigas, se puede verificar el diseño, para esto se busca las columnas y vigas más críticas.

✓ Viga principal.

Módulo I

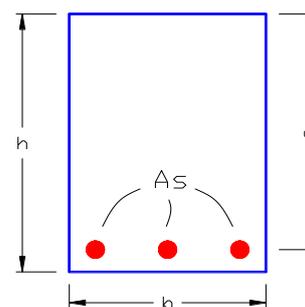
Verificamos el diseño de la viga principal de 25x60cm, el cual se tiene su $f'c$ 158 kg/cm² y el acero de 4350 kg/cm². El factor de flexión también se amplifica por tener una mayor certeza a según la norma E.060

MOMENTOS RESULTANTES DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL 25X60

1) CALCULO CON ACERO EN TRACCION

1.1 Datos

$\phi =$	1.00	Factor por flexion	$h =$	60.00	cm
$f_y =$	4350	kg/cm ²	$b =$	25.00	cm
$f'c =$	158	kg/cm ²	recubrimiento =	4.0	cm
Z. SISMICA:	SI		estribo =	3/8"	





1.2 Cuantía mínima

$$\rho_{min} = \frac{0.8 \sqrt{f'_c}}{f_y} = 0.0023 \quad \text{ó} \quad \rho_{min} = \frac{14}{f_y} = 0.0032$$

se toma el mayor entre los dos $\rightarrow \rho_{min} = 0.0032$

1.3 Cuantía máxima

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05(f'_c - 280)}{70}, \quad f'_c > \frac{280 \text{ kg}}{\text{cm}^2}, \quad \beta_1 \geq 0.65$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right) \rightarrow \rho_b = 0.0152$$

$$\rho_{max} = 0.0076$$

1.4 Diseño del refuerzo longitudinal

$$A_s = \frac{M_U}{\phi * f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \quad a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

TRAMO	# Capas	b (cm)	d (cm)	Mu (Tn-m)	a (cm)	As (cm ²)	a (cm)	As (cm ²)	ρ	VERIFICACION DE LA CUANTIA	As FINAL
A	1	25	54.0	24.50	10.80	11.59	15.01	12.11	0.009	ok!!!	12.11
A-B	1	25	54.0	14.00	10.80	6.62	8.58	6.47	0.0048	ok!!!	6.47
C	1	25	54.0	26.30	10.80	12.44	16.12	13.16	0.0097	ok!!!	13.16
C-D	1	25	54.0	2.65	10.80	1.25	1.62	1.15	0.0008	cuantía mínima	4.34
D	1	25	54.0	2.96	10.80	1.40	1.81	1.28	0.0009	cuantía mínima	4.34

“Evaluación y propuesta de reparación estructural de la Institución Educativa Mariano Melgar de Huariaca aplicando el análisis no lineal Pushover”.

Bach. Ing. José Luis Chiuyari Veramende.

Bach. Ing. Mijail Paul Olivas Inocente.



2) RESUMEN DE ACERO A EMPLEAR

TRAMO	As (cm ²)	DIAMETRO						As FINAL	VERIF	DIAMETRO	b mínimo b > Σφ		
		#	φ	AS	#	φ	AS						
A	---	+2φ 5/8"	3.96	+3φ 3/4"	8.55	12.51	FAIL	2φ5/8" + 3φ3/4"	25	<	27	Usar Capas	
A-B	6.47	+2φ 5/8"	3.96	+2φ 3/4"	5.70	9.66	OK !	2φ5/8" + 2φ3/4"	25	>	23	OK !	
C	---	+2φ 5/8"	3.96	+3φ 3/4"	8.55	12.51	FAIL	2φ5/8" + 3φ3/4"	25	<	27	Usar Capas	
C-D	4.34	+2φ 5/8"	3.96	+1φ 3/4"	2.85	6.81	OK !	2φ5/8" + 1φ3/4"	25	>	18	OK !	
D	4.34	+2φ 5/8"	3.96	+1φ 3/4"	2.85	6.81	OK !	2φ5/8" + 1φ3/4"	25	>	18	OK !	

Se puede observar que los refuerzos de acero negativo de la viga fallan, primero por la resistencia del concreto y la falta de reforzamiento.

✓ Columna.

También verificamos la columna tipo T de 65x40 cm, con el f'c 164 kg/cm² del concreto y fy 4350 del acero.

DISEÑO DE COLUMNA C - T(40X65CM)

1 DATOS:

Resistencia característica a la compresión del concreto:	f'c =	164	Kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero:	fy =	4350	Kg/cm ²
Módulo de elasticidad del acero:	Es =	2000000	Kg/cm ²
Deformación unitaria última del concreto:	εu =	0.003	
Deformación unitaria última de fluencia del acero:	εy =	0.0022	
Recubrimiento:	r =	4	cm
Factor de la profundidad del bloque de compresión:	β1 =	0.85	

2 FUERZAS ACTUANTES :

Combinación	P	M2	M3
1.4D+1.7L	101.47 Tn	3.50 Tn	0.30 Tn
1.25(D+L)+SX	81.18 Tn	16.44 Tn	9.68 Tn
1.25(D+L)+SY	83.56 Tn	10.70 Tn	22.99 Tn
0.9D+SX	42.15 Tn	15.24 Tn	9.67 Tn
0.9D+SY	43.93 Tn	8.88 Tn	22.88 Tn

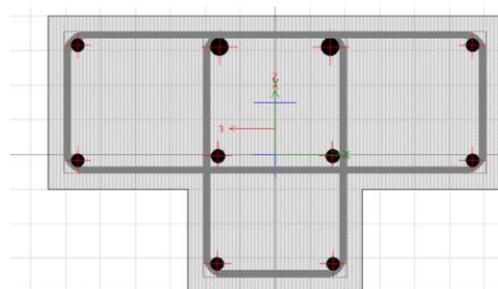
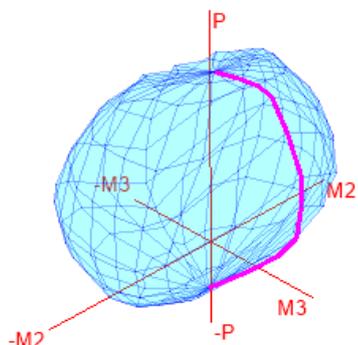
"Evaluación y propuesta de reparación estructural de la Institución Educativa Mariano Melgar de Huariaca aplicando el análisis no lineal Pushover".

Bach. Ing. José Luis Chiuyari Veramende.

Bach. Ing. Mijail Paul Olivas Inocente.

3 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN:

3.1 Distribución de acero:



La columna tiene 10 varillas de 3/4"

Cuantía:	$\rho = 1.35\%$	\geq	1.00%	OK!
Área bruta:	$A_g = 2000$	cm ²		
Área del acero total:	$A_{st} = 27.04$	cm ²		

! Construcción del diagrama de interacción:

Resumen de cargas:

Luego de obtener las cargas nominales se podrán dibujar el diagrama de interacción, así mismo las cargas últimas que son obtenidas castigandolas a las cargas nominales por factores de resistencia de reducción, estos factores pueden ser:

- a) Carga axial de tracción con o sin flexión: $\phi = 0.9$
- b) Carga axial de compresión con o sin flexión: $\phi = 0.7$

Otros elementos:

Para elementos en flexocompresión ϕ puede incrementarse linealmente hasta 0.90 en la medida que ϕP_n disminuye desde $0.10f'_c A_g$ o ϕP_b , el que sea menor hasta cero.

$$\phi = 0.90 - \frac{2P_u}{f'_c A_g}$$

Figura 72. Fuerzas actuantes fuera del D.I. momento M3

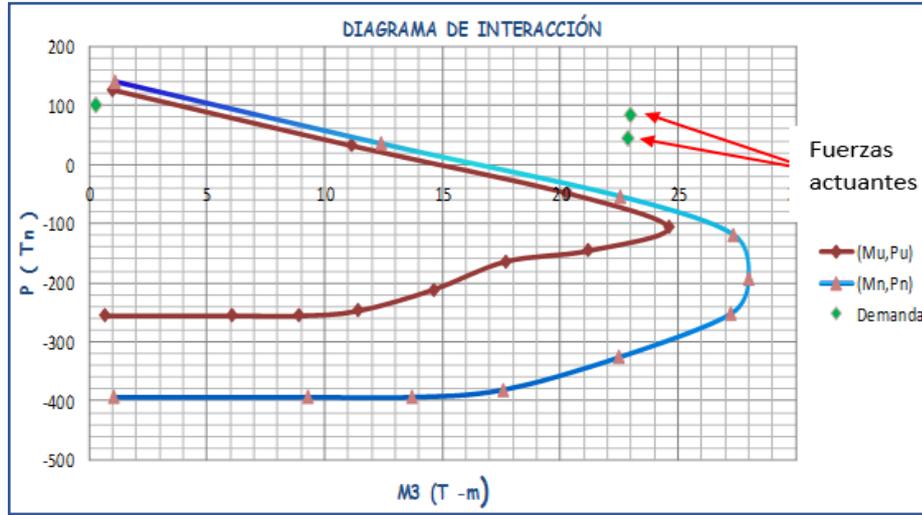
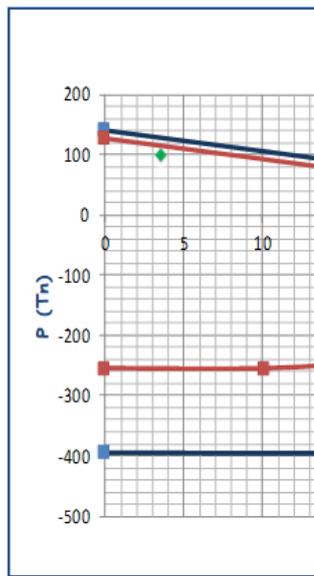


Figura 73. Fuerzas actuantes fuera del D.I. momento M2.



Fuente: Elaboración propia

Fuente: Elaboración propia

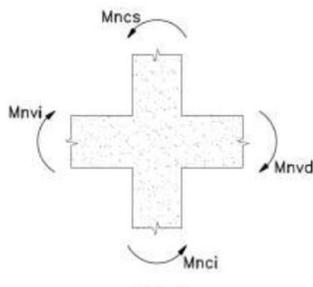


Resistencia mínima a la flexión de la columna:

$$0.1Agf'c = 32.80 \text{ Tn} < Pu = 101.47 \text{ Tn}$$

Las resistencia a flexión de las columnas en las caras de los nudos deben satisfacer la siguiente ecuación:

$$\sum M_{nc} \geq 1,2 \sum M_{nv}$$



$$M_{2ncs} = 13.00 \text{ Tn-m}$$

$$M_{2nc1} = 11.00 \text{ Tn-m}$$

$$M_{nvi} = 30.00 \text{ Tn-m}$$

$$M_{nvd} = 8.00 \text{ Tn-m}$$

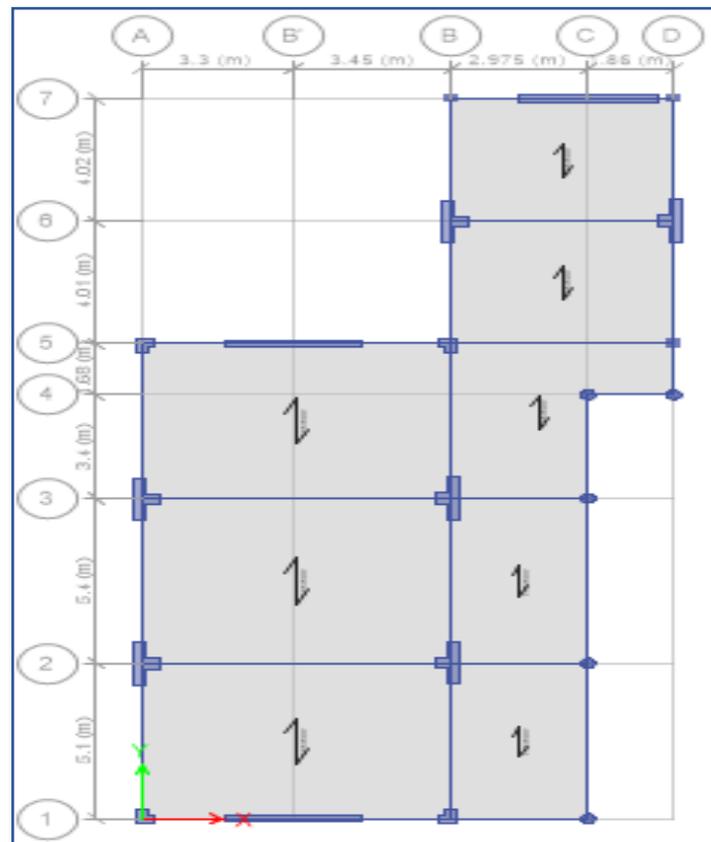
$$\sum M_{nc} = 24.0 \text{ Tn-m} > \sum M_{nv} = 45.60 \text{ Tn-m} \quad \text{NO CUMPLE}$$

5.2 Módulos planteados.

Una vez analizado los módulos existentes, se realizado una propuesta de reparación estructural el cual se verifico con el análisis estático no lineal, en el cual se planteó el aumento de columnas principales tipo T (encamisado), aumento de placas y muros patín, en ambos módulos, con esto se puede controlar los desplazamientos en ambas direcciones, a continuación, se detallan los planteamientos de columnas y placas en ambos módulos.

Módulo I.

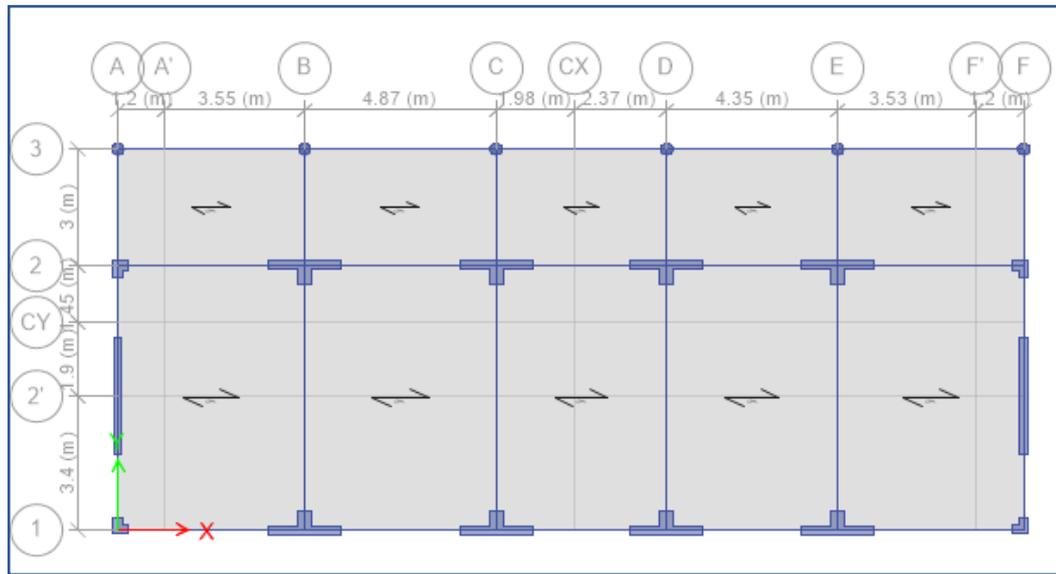
Figura 74. Columnas (usando encamisado) T y placas propuestas del módulo I.



En el módulo I se debe realizar un encamisado de la columna T de 1.40x0.65m en la dirección “Y” y placas de 2.4m de 0.20 de espesor en el sentido “X”, con la finalidad de controlar los fuertes desplazamientos en ambas direcciones.

Módulo II.

Figura 75. Columnas (usando encamisado) T y placas propuestas del módulo II.



En el módulo II se debe realizar un encamisado de la columna T de 1.80x0.65m en la dirección “Y” y placas de 3 m de 0.20 de espesor en el sentido “X”, con la finalidad de controlar los fuertes desplazamientos en ambas direcciones.

Figura 76. Detalle de encamisado columna T módulo I.

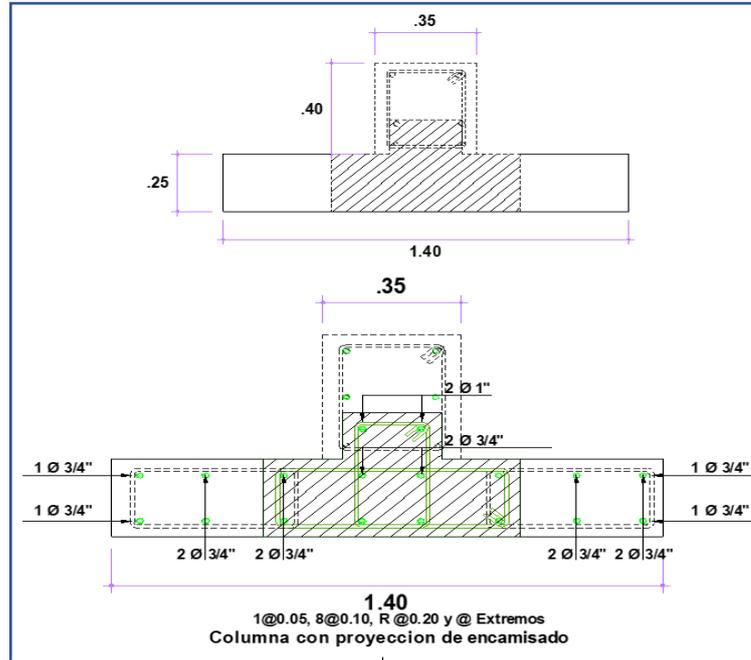
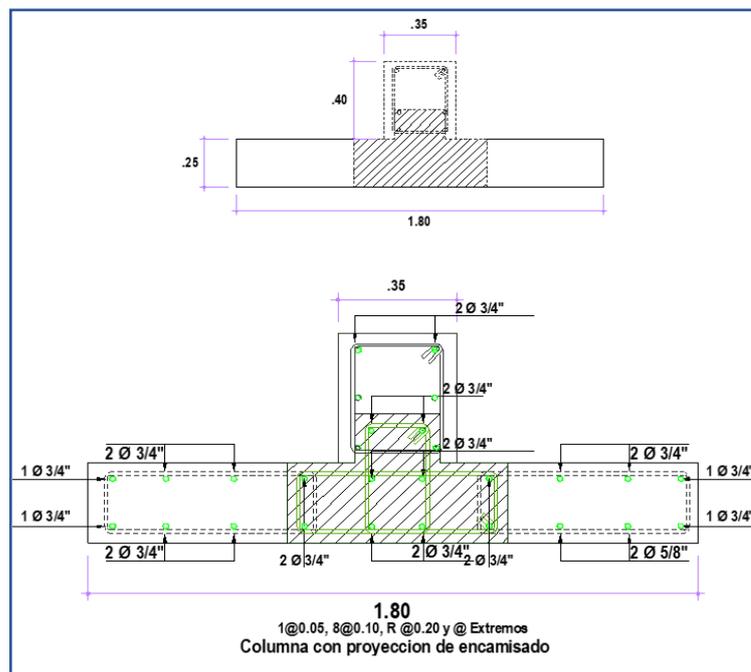


Figura 77. Detalle de encamisado columna T módulo II.





5.3 Verificación de parámetros.

5.3.1 Desplazamientos.

Módulo I.

Dirección X

Tipo de Edificación:	IRREGULAR	DX0.75x0.75R
Sistema Estructural:	Dual	R = 7.0
Material Predominante:	Concreto Armado	$\Delta = 0.007$

verificando que resulta el más crítico

NIVEL	DX (m)	DX0.75x0.75R	H(m)	DX0.75x0.75R/R	Di/hei	
1	0.0043	0.01693125	5	0.0034	0.007	CONFORME!
2	0.0087	0.03425625	3.3	0.0053	0.007	CONFORME!
3	0.0129	0.05079375	3.3	0.0050	0.007	CONFORME!

Dirección Y

Tipo de Edificación:	IRREGULAR	DX0.75x0.75R
Sistema Estructural:	Dual	R = 7.0
Material Predominante:	Concreto Armado	$\Delta = 0.007$

verificando que resulta el más crítico

NIVEL	DX (m)	DX0.75x0.75R	H(m)	DX0.75x0.75R/R	Di/hei	
1	0.0062	0.0244125	5	0.0049	0.007	CONFORME!
2	0.011	0.0433125	3.3	0.0057	0.007	CONFORME!
3	0.0153	0.06024375	3.3	0.0051	0.007	CONFORME!

Módulo II.

Dirección X.

Tipo de Edificación:	REGULAR	DX0.75R
Sistema Estructural:	Dual	R = 7.0
Material Predominante:	Concreto Armado	$\Delta = 0.007$



verificando que resulta el más crítico

NIVEL	DX (m)	DX0.75R	H(m)	DX0.75R/H	Di/hei	
1	0.0044	0.0231	5	0.0046	0.007	CONFORME!
2	0.0087	0.045675	3.3	0.0068	0.007	CONFORME!
3	0.0129	0.067725	3.3	0.0067	0.007	CONFORME!
4	0.017	0.08925	3.3	0.0065	0.007	CONFORME!

Dirección Y.

Tipo de Edificación:	REGULAR	DX0.75R
Sistema Estructural:	Dual	R = 7.0
Material Predominante:	Concreto Armado	$\Delta = 0.007$

verificando que resulta el más crítico

NIVEL	DX (m)	DX0.75R	H(m)	DX0.75R/H	Di/hei	
1	0.003	0.01575	5	0.0032	0.007	CONFORME!
2	0.0071	0.037275	3.3	0.0065	0.007	CONFORME!
3	0.0113	0.059325	3.3	0.0067	0.007	CONFORME!
4	0.0153	0.080325	3.3	0.0064	0.007	CONFORME!

5.3.2 Cortante Basal.

Módulo I.

Dirección X

Tipo de Edificación: **IRREGULAR** Mayor al 90 %

TABLE: Base Reactions

OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX
Text	Text	Text	Tonf
SXT	LinStatic		84.002
SISMOXX	LinRespSpec	Max	77.4

90%FX = 75.6
77.4

COMFORME!!!

Dirección Y.

Tipo de Edificación: **IRREGULAR** Mayor al 90 %

TABLE: Base Reactions

OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFY
Text	Text	Text	Tonf
SYT	LinStatic		84.002
SISMOYY	LinRespSpec	Max	78.18

90%FX = 75.6
78.18

COMFORME!!!

"Evaluación y propuesta de reparación estructural de la Institución Educativa Mariano Melgar de Huariaca aplicando el análisis no lineal Pushover".

Bach. Ing. José Luis Chiuyari Veramende.

Bach. Ing. Mijail Paul Olivas Inocente.



Módulo II.

Dirección X

Tipo de Edificación: **REGULAR** Mayor al 80 %

TABLE: Base Reactions

OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX
Text	Text	Text	Tonf
SXT	LinStatic		134.03
SISMOXX	LinRespSpec	Max	114.93

80%FX = 107.22
114.93

COMFORME!!!

Dirección Y.

Tipo de Edificación: **REGULAR** Mayor al 80 %

TABLE: Base Reactions

OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFY
Text	Text	Text	Tonf
SYT	LinStatic		134.03
SISMOYY	LinRespSpec	Max	116.58

80%FX = 107.22
116.58

COMFORME!!!

5.3.3 Verificación de masas.

Módulo I

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Modal	1	0.556	0.0001	0.8889	0	0.0001	0.8889
MODAL	Modal	2	0.414	0.7408	0.0003	0	0.7409	0.8892
MODAL	Modal	3	0.311	0.1089	0.0003	0	0.8498	0.8895
MODAL	Modal	4	0.128	0.0001	0.0967	0	0.9736	0.9861
MODAL	Modal	5	0.104	0.0001	0.00001554	0	0.9886	0.9861
MODAL	Modal	6	0.102	0.0428	0.0012	0	0.9886	0.9873
MODAL	Modal	7	0.1	0.0809	0.0017	0	0.9988	0.989
MODAL	Modal	8	0.076	0.015	0.0003	0	0.9998	0.9894
MODAL	Modal	9	0.057	0.00001031	0.0103	0	0.9886	0.9997
MODAL	Modal	10	0.047	0.0102	0.00004336	0	0.9988	0.9997
MODAL	Modal	11	0.036	0.001	0.00003638	0	0.9998	0.9998
MODAL	Modal	12	0.016	0	0	0	0.9998	0.9998

“Evaluación y propuesta de reparación estructural de la Institución Educativa Mariano Melgar de Huariaca aplicando el análisis no lineal Pushover”.

Bach. Ing. José Luis Chiuyari Veramende.

Bach. Ing. Mijail Paul Olivas Inocente.



Módulo II

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Modal	1	0.603	0.8227	0.000006584	0	0.8227	0.000006584
MODAL	Modal	2	0.504	0.000009939	0.7927	0	0.8227	0.7927
MODAL	Modal	3	0.372	0.0013	0.0002	0	0.824	0.7929
MODAL	Modal	4	0.137	0.1407	0.000004309	0	0.9646	0.7929
MODAL	Modal	5	0.12	0.000006942	0.1526	0	0.9646	0.9456
MODAL	Modal	6	0.084	0.0009	0.00004161	0	0.9656	0.9456
MODAL	Modal	7	0.072	0	0.00001766	0	0.9656	0.9457
MODAL	Modal	8	0.071	0.0012	0	0	0.9668	0.9457
MODAL	Modal	9	0.057	0.0282	0.00002538	0	0.995	0.9457
MODAL	Modal	10	0.054	0.00002079	0.0403	0	0.995	0.986
MODAL	Modal	11	0.036	0.0007	0.00002003	0	0.9957	0.986
MODAL	Modal	12	0.035	0.000006738	0.0028	0	0.9957	0.9888



CONCLUSIONES

1. Según el análisis lineal y no lineal de los módulos de la estructura Mariano Melgar las estructuras no podrán soportar las condiciones de carga para los cuales fueron solicitados, por lo que se realiza una propuesta de reparación estructural basado en diseño por desempeño.
2. Como resultado de la prueba de carga en los elementos estructurales son capaces de soportar las cargas para las cuales fueron solicitados, por lo tanto no será necesario cambiar de uso a la edificación.
3. Las principales causas de las deficiencias que se pueden determinar primero que hay un mal diseño de las estructuras, especialmente en las columnas y vigas principales, otra causa es la poca resistencia del concreto que fueron para vigas 158 kg/cm^2 y para columnas de 164 kg/cm^2 , por lo que se necesita una reparación de columnas y vigas, adicionando placas.
4. Como resultado del levantamiento de daños se identificó aquellos elementos que presentan algún tipo de daño, dando mayor importancia a aquellos de tipo estructural determinando que las vigas presentan agrietamiento por flexión y su ancho de grieta es menor a los 0.41 mm lo cual de acuerdo al ACI 224 no exceden los límites admisibles, por lo tanto no presentan un peligro para la estructura, sin embargo se utilizaron los respectivos factores de rigidez efectiva debido al agrietamiento en el



modelado para reducir la rigidez de las secciones y presentar una condición y comportamiento más cercano a lo real.

5. Se planteó para la reparación el aumento de la sección de columnas (encamisado) en las columnas T que están de 65x45cm, que sea de 1.4x65cm y placas de 2.4m con 20cm de espesor en el otro sentido para el módulo 1 y columnas T que están de 65x45cm, que sea de 1.8x0.65cm y placas de 3m de 0.20m.
6. Con este estudio de investigación lo que se busca es una solución adecuada para la institución educativa cumpliendo las normas vigentes para la evaluación estructural, como el análisis , en este caso se usó el análisis estático no lineal para su verificación de diseño; que sea como un aporte para nuestra región debido a que muchas instituciones educativas del medio necesitan ser evaluadas haciendo un retrofiting (actualización de un nuevas metodologías), debido a que estaban diseñados con normas antiguas y poder garantizar la seguridad.



RECOMENDACIONES

1. Debido a se ha determinado en los ensayos de extracción de núcleos que tiene baja resistencia en vigas y columnas, así como no pasa los desplazamientos permisibles y diseños; se propuesto una reparación de columnas, en este caso un encamisado (aumento de sección de columnas), este es más factible por proceso constructivo por que la edificación es nueva y no esta en uso.
2. Para las vigas se sugiere que se usen también encamisados o sean reforzados con fibras de carbono, para aumentar la resistencia a la flexión, pese a que paso las pruebas de cargas, la aplicación de fibras de carbono sería una mejor alternativa por que no disminuye las dimensiones.
3. Para el proceso constructivo de los elementos estructurales que van ser reparados se necesita una supervisión constante con profesionales que tengan experiencia en el campo, de tal que cumpla con las expectativas de diseño.
4. Que se dé un mantenimiento periódico de la edificación evaluada para poder controlar si tiene daños según su uso, para poder garantizar su funcionamiento sin interrupción, aun así, que se pasara evento sísmico, el



REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. FAJARDO GALLIANI, César Augusto. **Evaluación estructural de una de las edificaciones del hospital Edgardo Rebagliati Martins usando el método del espectro de capacidad.** Lima: UNI; 2012.
2. JARA MALPARTIDA, Marcial Yván. **Comparación técnica y económica de reparación y reforzamiento estructural de edificaciones de concreto armado - caso del ministerio de industria; turismo, integración y negociaciones comerciales internacionales.** Lima: UNI; 2005.
3. OLIVARES ABAD, Magno. **Evaluación de la durabilidad de estructuras de concreto armado utilizando equipos y métodos de ensayos no destructivos.** Lima: UNI; 2013.
4. MARLON MARTÍNEZ, Cesar Duarte. **Análisis estático no lineal del cuerpo central del edificio de la facultad de medicina de la Universidad del Salvador.** San Salvador: Universidad de el Salvador; 2017.



5. SOTO BARRAZA, Emma Nereida. **Rehabilitación de estructuras de concreto**. México: Universidad Nacional Autónoma de México; 2008.
6. FEMA 356. **Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings**, by American Society of Civil Engineers, Washington, D.C. 2000.
7. FEMA 440. **Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures**, Washington, D.C. 2005.
8. ATC 40. **Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings**, volumen I, California, D.C. 1996.
9. HARMSEN, Teodoro. **Diseño de estructuras de concreto armado**. Lima; Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica Del Perú. 2005.
10. NORMA TECNICA DE EDIFICACION E-020. **Cargas**, Lima – Perú. 2006.
11. NORMA TECNICA DE EDIFICACION E-030. **Diseño sismorresistente” del reglamento nacional de edificaciones”**, Lima – Perú. 2016.



12. NORMA TÉCNICA DE EDIFICACION E-060. **Diseño de Concreto**

Armado, Lima – Perú. 2009.

13. TOLEDO, Vlasev. Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño. (1era.

Edición); Perú. 2011.



ANEXOS



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Facultad de Ingeniería Civil

LABORATORIO N°1 ENSAYO DE MATERIALES "ING. MANUEL GONZÁLES DE LA COTERA"



Engineering
Technology
Accreditation
Commission

INFORME

Página 1 de 2

Del : Laboratorio N°1 Ensayo de Materiales
A : HUERTAS INGENIEROS SAC
Obra : MEJORAMIENTO DEL SERVICIO EN LA INSTITUCION EDUCATIVA MARIANO MELGAR DE HUARIACA, DISTRITO DE HUARIACA, PROVINCIA DE PASCO-PASCO
Ubicación : HUARIACA-PASCO-PASCO
Asunto : Ensayo de Resistencia a la Compresión en Testigos Diamantinos
Expediente N° : 16-1423
Recibo N° : 50109
Fecha : 15/04/2016

- 1. DE LA MUESTRA** : Consistente en 10 muestras de testigos diamantinos, extraídos por el solicitante.
Fecha de ensayo : 15/04/2016
- 2. DE LOS EQUIPOS** : Máquina de ensayo uniaxial TINIUS OLSEN.
Certificado de Calibración CMC-103-2015
- 3. MÉTODO DEL ENSAYO** : Norma de referencia NTP 339.034:2015.
Procedimiento interno AT-PR-11.
- 4. RESULTADOS** :

N°	IDENTIFICACIÓN DE MUESTRAS	FECHA DE EXTRACCIÓN	DIÁMETRO (cm)	ALTURA (cm)	ÁREA (cm ²)	CARGA (Kg)	FACTOR DE CORRECCION (Alt./Diám.)	RESIST. A LA COMPRESIÓN (Kg/cm ²)	RESIST. A LA COMPRESIÓN (MPa)	TIPO DE FRACTURA
1	D-1 COLUMNA C-2 MODULO II	05/04/2016	4.3	8.8	14.5	2000	1.00	138	13.5	TIPO 3
2	D-2 COLUMNA C-2 MODULO II	05/04/2016	4.3	8.2	14.5	2350	1.00	162	15.9	TIPO 3
3	D-3 MURO DE CONTENCIÓN - 1	05/04/2016	4.3	9.0	14.5	3000	1.00	207	20.3	TIPO 3
4	D-4 VIGA V-102 MODULO II	05/04/2016	4.3	9.1	14.5	3500	1.00	241	23.6	TIPO 3
5	D-5 COLUMNA C-2 MODULO I	05/04/2016	4.3	8.8	14.5	2800	1.00	193	18.9	TIPO 3
6	D-6 COLUMNA C-4 MODULO I	05/04/2016	4.3	8.8	14.5	2650	1.00	182	17.9	TIPO 3
7	D-7 VIGA MODULO I	05/04/2016	4.30	7.3	14.5	2350	0.98	168	16.5	TIPO 3
8	D-8 COLUMNA MODULO I	05/04/2016	4.30	9.0	14.5	2100	1.00	145	14.2	TIPO 3

NOTAS:

- 1) Está prohibido reproducir o modificar el informe de ensayo, total o parcialmente, sin la autorización del laboratorio.
2) Los resultados de los ensayos solo corresponden a las muestras extraídas y proporcionadas por el solicitante.

Ms. Ing. Ana Torre Carrillo
Jefe (e) del laboratorio



Av. Tupac Amaru N° 210, Lima 25
apartado 1301 - Perú
(511) 381-3343
(511) 481-1070 Anexo: 306



www.lem.uni.edu.pe
lem@uni.edu.pe
Laboratorio de Ensayo de Materiales - UNI



"Evaluación y propuesta de reparación estructural de la Institución Educativa Mariano Melgar de Huariaca aplicando el análisis no lineal Pushover".

Bach. Ing. José Luis Chiuyari Veramende.

Bach. Ing. Mijail Paul Olivas Inocente.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Facultad de Ingeniería Civil
LABORATORIO N°1 ENSAYO DE MATERIALES "ING. MANUEL GONZÁLES DE LA COTERA"



Expediente N° 16-1423

Página 2 de 2

N°	IDENTIFICACIÓN DE MUESTRAS	FECHA DE EXTRACCIÓN	DIÁMETRO (cm)	ALTURA (cm)	ÁREA (cm ²)	CARGA (Kg)	FACTOR DE CORRECCIÓN (Alt/Díam.)	RESIST. A LA COMPRESIÓN (Kg/cm ²)	RESIST. A LA COMPRESIÓN (MPa)	TIPO DE FRACTURA
9	D-9 LOSA ALIGERADA MODULO I	05/04/2016	4.30	7.8	14.5	4750	1.00	327	32.1	TIPO 3
10	D-10 VIGA DE CIMENTACIÓN MODULO III	05/04/2016	4.30	8.3	14.5	2000	0.96	132	12.9	TIPO 3

5. OBSERVACIONES:

1) La información referente al muestreo, procedencia, cantidad, fecha de obtención e identificación han sido proporcionadas por el solicitante.

Hecho por Técnico Lic. J. Basurto P.
Sr. G. P. L.



Ana Torre Carrillo
M^{sc} Ing. Ana Torre Carrillo
Jefe (e) del laboratorio

NOTAS:

- 1) Está prohibido reproducir o modificar el informe de ensayo, total o parcialmente, sin la autorización del laboratorio.
- 2) Los resultados de los ensayos solo corresponden a las muestras extraídas y proporcionadas por el solicitante.

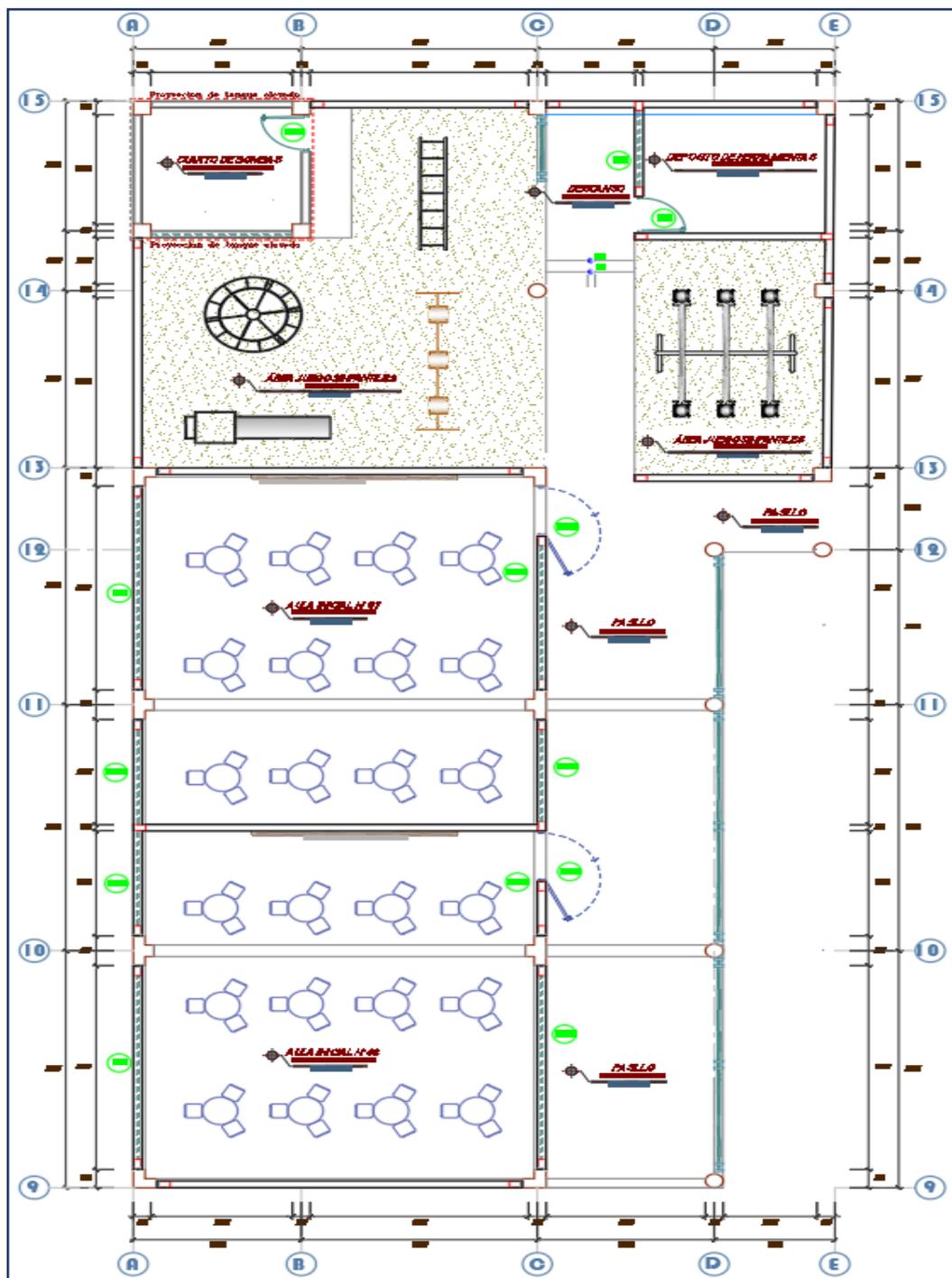


Av. Tupac Amaru N° 210, Lima 25
apartado 1301 - Perú
(511) 381-3343
(511) 481-1070 Anexo: 306

www.lem.uni.edu.pe
lem@uni.edu.pe
Laboratorio de Ensayo de Materiales - UNI



"Evaluación y propuesta de reparación estructural de la Institución Educativa Mariano Melgar de Huariaca aplicando el análisis no lineal Pushover".
Bach. Ing. José Luis Chiuyari Veramende.
Bach. Ing. Mijail Paul Olivas Inocente.

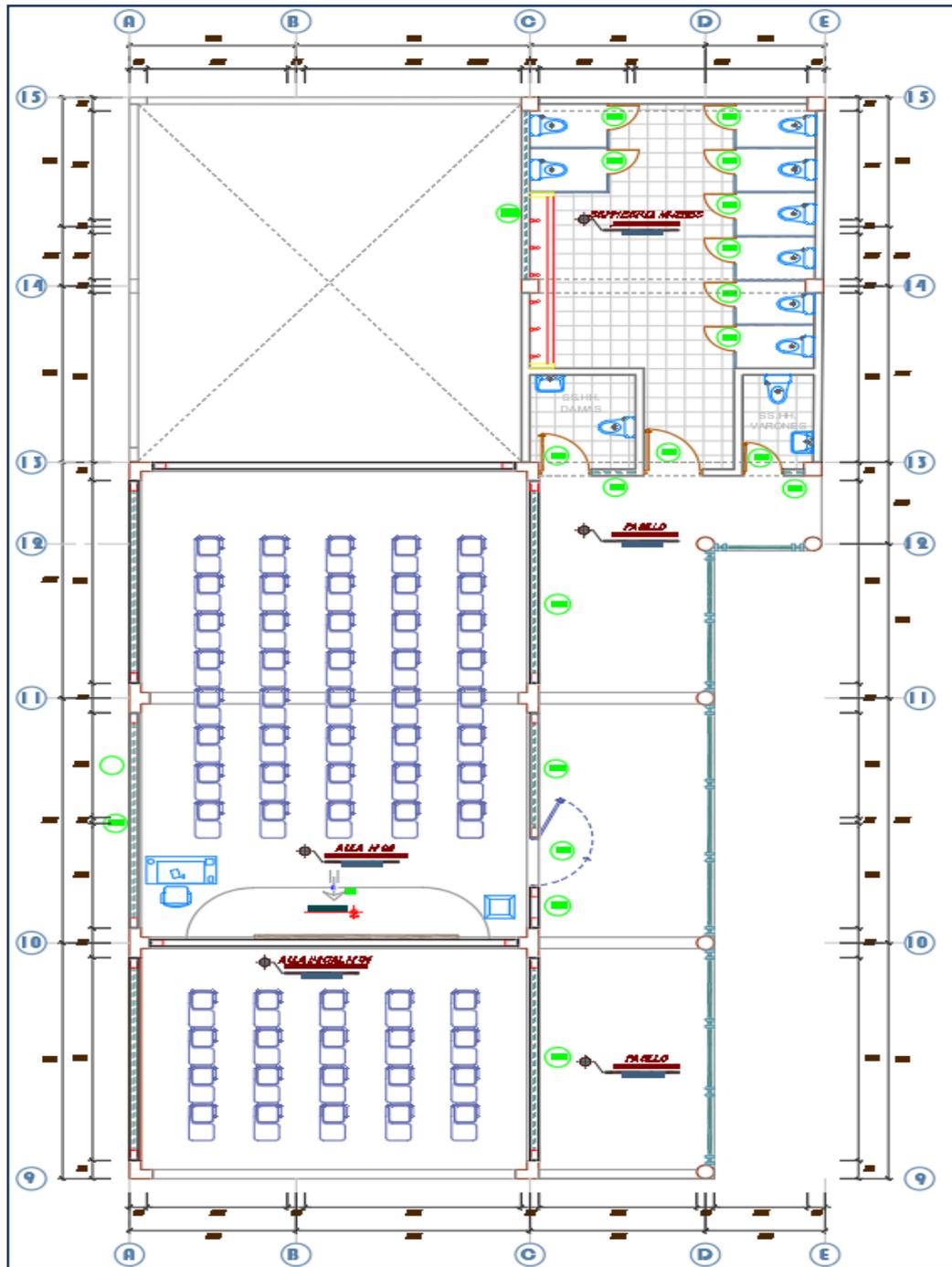


Planta del Módulo I.

“Evaluación y propuesta de reparación estructural de la Institución Educativa Mariano Melgar de Huariaca aplicando el análisis no lineal Pushover”.

Bach. Ing. José Luis Chiuyari Veramende.

Bach. Ing. Mijail Paul Olivas Inocente.

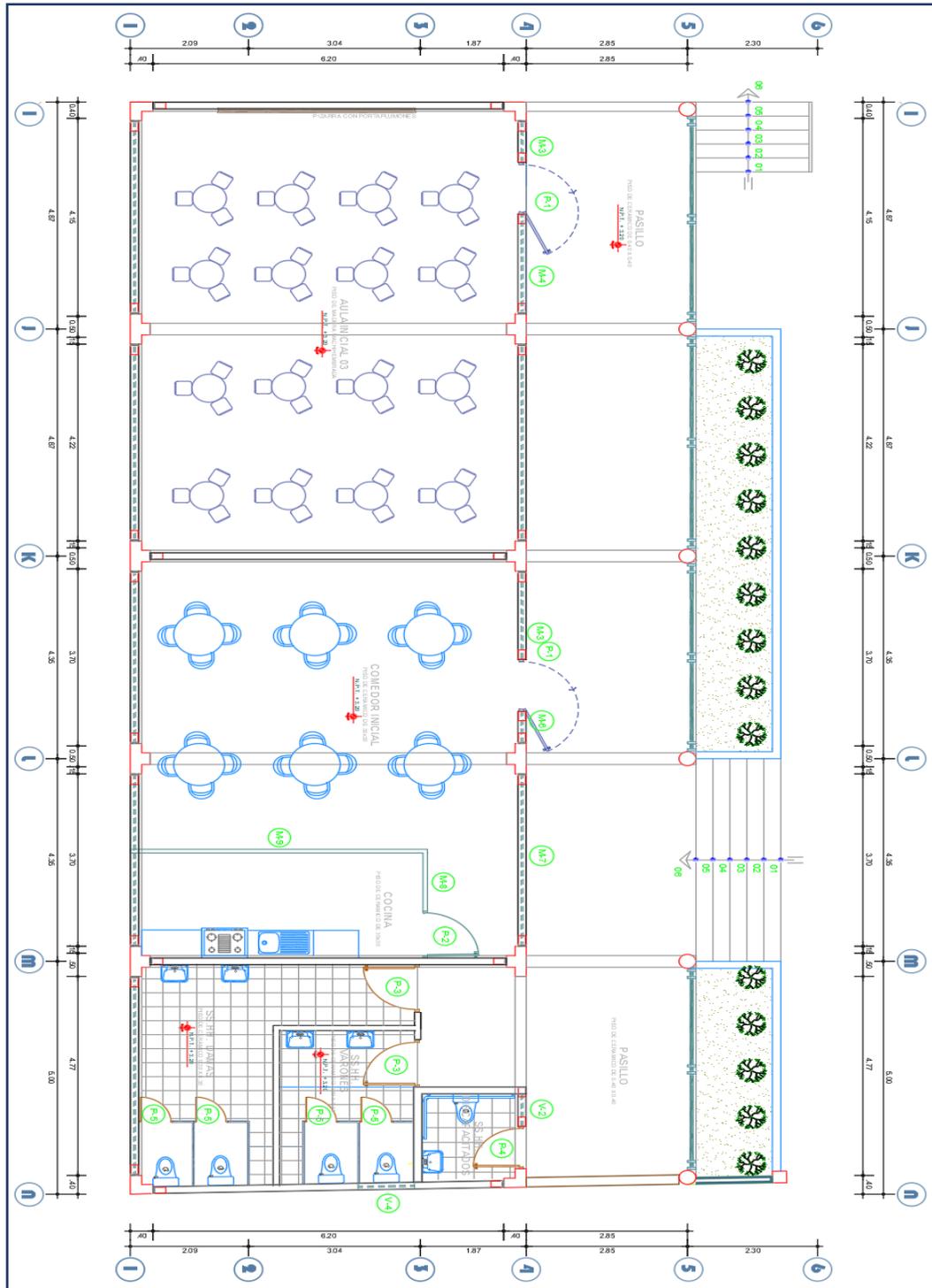


Planta del Módulo I.

“Evaluación y propuesta de reparación estructural de la Institución Educativa Mariano Melgar de Huariaca aplicando el análisis no lineal Pushover”.

Bach. Ing. José Luis Chiuyari Veramende.

Bach. Ing. Mijail Paul Olivas Inocente.

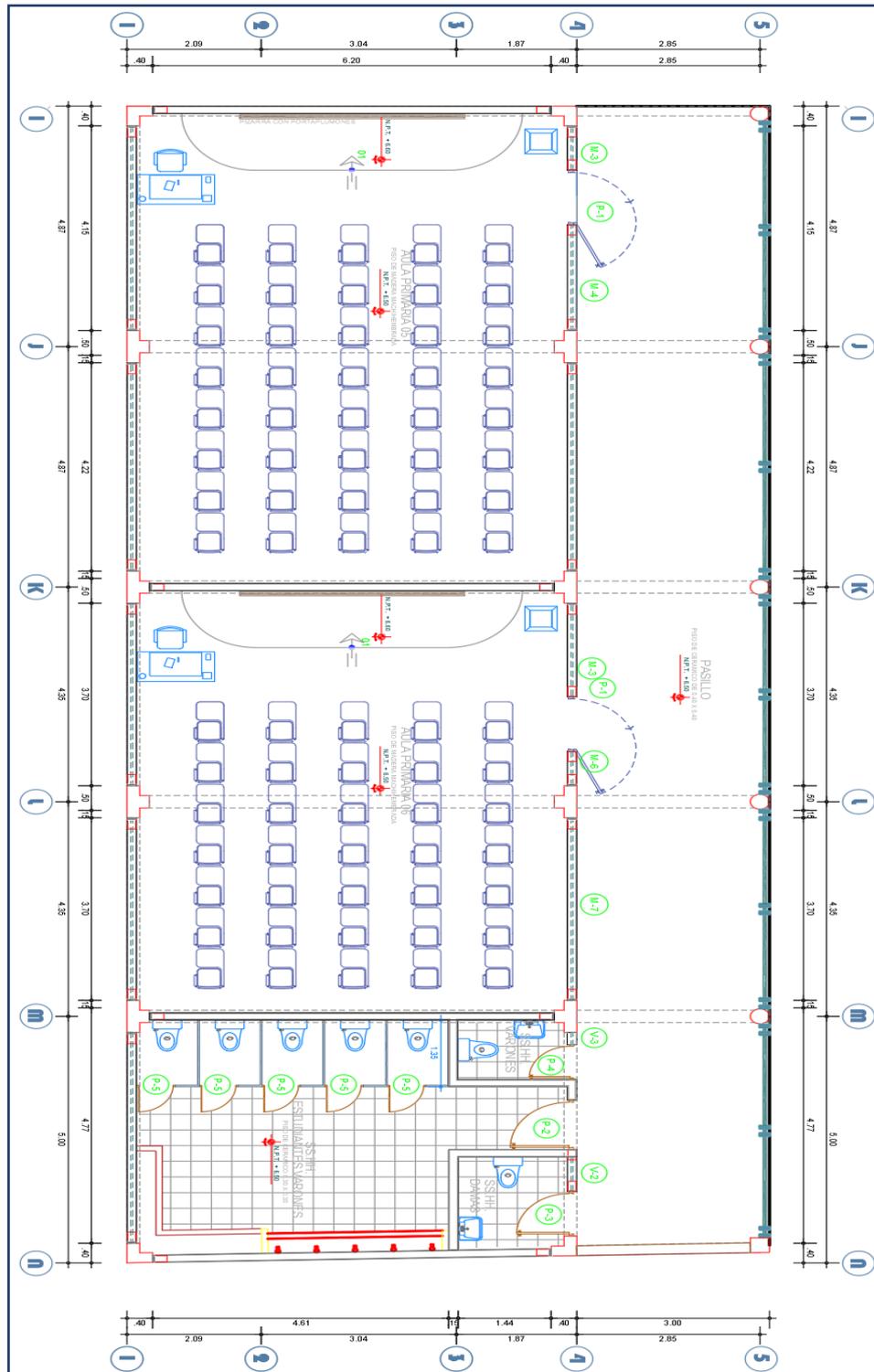


Planta del Módulo II.

“Evaluación y propuesta de reparación estructural de la Institución Educativa Mariano Melgar de Huariaca aplicando el análisis no lineal Pushover”.

Bach. Ing. José Luis Chiuyari Veramende.

Bach. Ing. Mijail Paul Olivas Inocente.

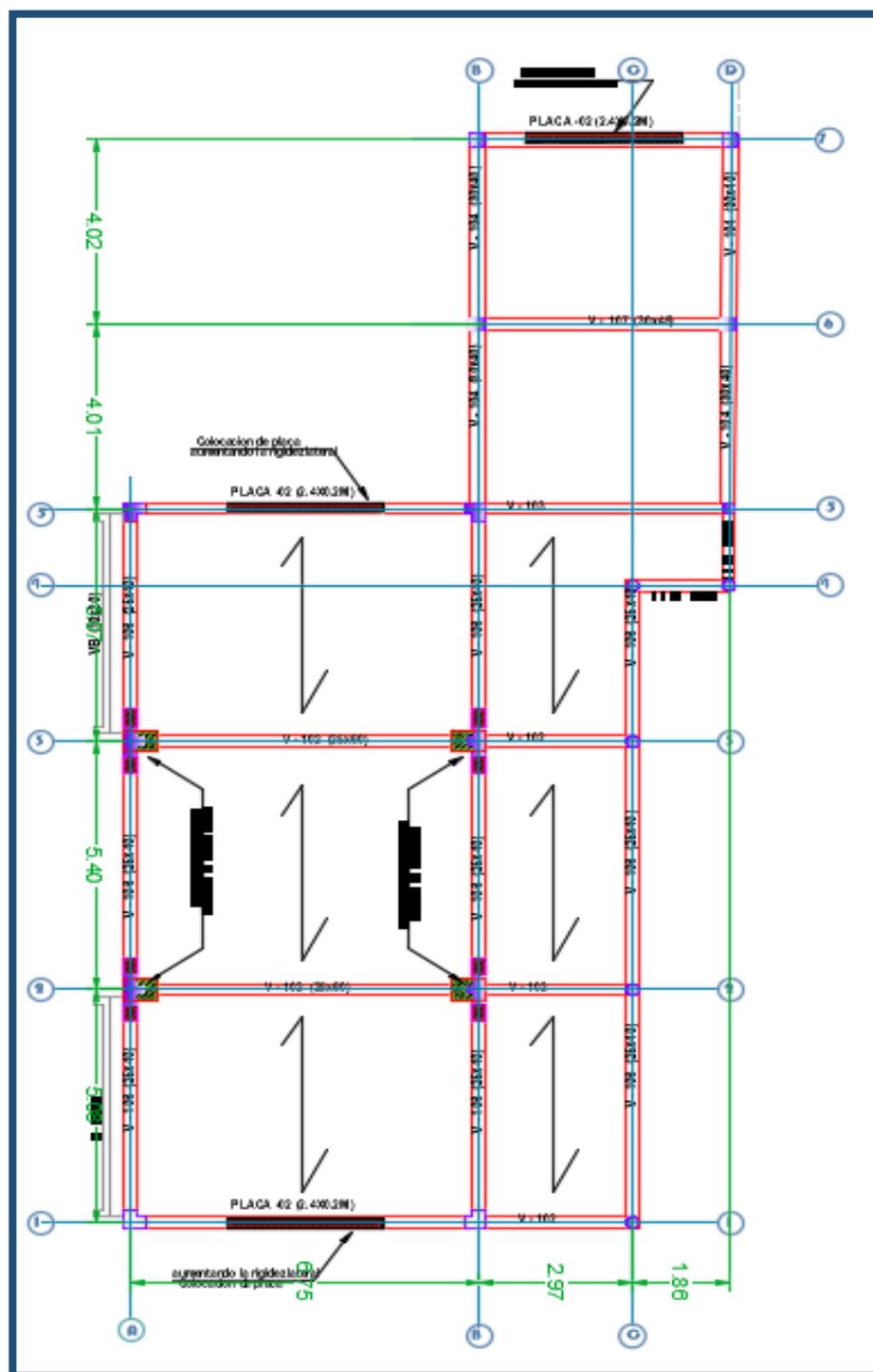


Planta del Módulo II.

“Evaluación y propuesta de reparación estructural de la Institución Educativa Mariano Melgar de Huariaca aplicando el análisis no lineal Pushover”.

Bach. Ing. José Luis Chiuyari Veramende.

Bach. Ing. Mijail Paul Olivas Inocente.

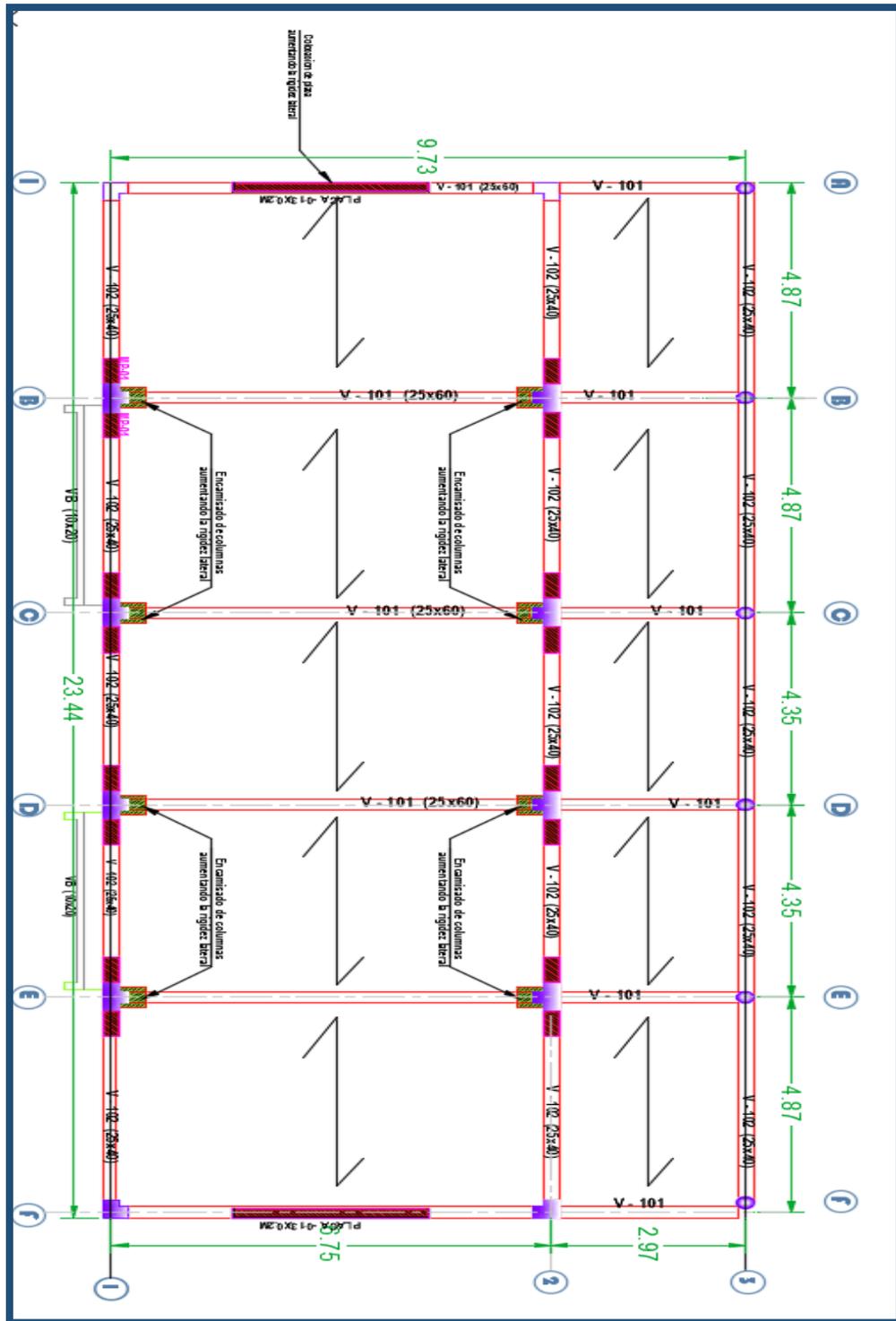


Plano modificado de reforzamiento –módulo I

“Evaluación y propuesta de reparación estructural de la Institución Educativa Mariano Melgar de Huariaca aplicando el análisis no lineal Pushover”.

Bach. Ing. José Luis Chiuyari Veramende.

Bach. Ing. Mijail Paul Olivas Inocente.



Plano modificado de reforzamiento –módulo II

“Evaluación y propuesta de reparación estructural de la Institución Educativa Mariano Melgar de Huariaca aplicando el análisis no lineal Pushover”.

Bach. Ing. José Luis Chiuyari Veramende.

Bach. Ing. Mijail Paul Olivas Inocente.