



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

“ANÁLISIS COMPARATIVO DE UNA EDIFICACIÓN APORTICADA
CON Y SIN AISLACIÓN SÍSMICA MEDIANTE EL MÉTODO
ESTÁTICO NO LINEAL-CASO HOSPITAL PICHANAQUI, JUNÍN EN
EL 2017”

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

AUTOR:

CARPIO DIAZ, BRUNO ANTHONY JESÚS

ASESOR:

MSc. CARBAJAL REYES, LILIA ROSA

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

DISEÑO SÍSMICO Y ESTRUCTURAL

LIMA-PERÚ

2017 – I

GENERALIDADES

TÍTULO:

“Análisis comparativo de una edificación apoticada con y sin aislación sísmica mediante el método estático no lineal-caso hospital Pichanaqui, Junín en el 2017”

AUTOR:

CARPIO DIAZ, Bruno Anthony Jesús

ASESOR:

MCs. CARBAJAL REYES, Lilia Rosa

TIPO DE INVESTIGACIÓN:

Tipo de Investigación: Aplicada

Diseño de Investigación: Experimental

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Diseño sísmico y estructural

LOCALIDAD:

Hospital Pichanaki, Distrito de Pichanaki – Provincia de Chanchamayo - Junín.

DURACIÓN DEL PROYECTO DE INVESTIGACION:

Inicio: Agosto 2016

Fin: Julio 2017

DEDICATORIA

A mis padres F. Edith Diaz D. y J. Antonio Carpio Y., por su apoyo incondicional, a mi hermana Whinny S. Carpio D. y a Peggy A. Castejón L. por la colaboración para con mis objetivos y a Dios por la guía espiritual.

AGRADECIMIENTOS

Agradecimiento especial a los docentes de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Cesar Vallejo por la adecuada formación académica.

A mi asesor MCs. Carlos Danilo Minaya Rosario, por la guía durante el desarrollo de la investigación.

Al MCs. Edward Alberto Quiroz R. y al Ing. Edwin Arauco R. Directores de la empresa Q&A Ingenieros S.A.C., por la autorización del desarrollo del proyecto, por su preocupación en la formación de sus trabajadores y por las ausencias durante el desarrollo de la presente investigación.

A mis compañeros de trabajo y amistades por su apoyo, confianza y colaboración a lo largo de la investigación.

DECLARACION DE AUTENTICIDAD

Yo Bruno Anthony Jesús Carpio Diaz con DNI N° 72754616, a efecto de cumplir con las disposiciones vigentes consideradas en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad César Vallejo, Facultad de Ingeniería, Escuela Profesional de Ingeniería Civil, declaro bajo juramento que toda la documentación que acompaño es veraz y auténtica.

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

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

Lima, 28 de Junio del 2017

Bruno Anthony Jesús Carpio Díaz

DNI N° 72754616

PRESENTACIÓN

Señores miembros del jurado:

En cumplimiento del Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad César Vallejo presento ante ustedes la Tesis titulada “ANÁLISIS COMPARATIVO DE UNA EDIFICACIÓN APORTICADA CON Y SIN AISLACIÓN SÍSMICA MEDIANTE EL MÉTODO ESTÁTICO NO LINEAL-CASO HOSPITAL PICHANAQUI, JUNÍN EN EL 2017”, la misma que someto a vuestra consideración y espero que cumpla con los requisitos de aprobación para obtener el título profesional de Ingeniero Civil.

El Autor

ÍNDICE

DEDICATORIA	V
AGRADECIMIENTOS.....	VI
PRESENTACIÓN	VIII
RESUMEN.....	4
ABSTRACT	5
1. INTRODUCCIÓN.....	7
1.1. REALIDAD PROBLEMÁTICA	7
1.2. ANTECEDENTES	7
1.2.1. ANTECEDENTES NACIONALES.....	7
1.2.2. ANTECEDENTES INTERNACIONALES.....	9
1.3. BASES TEÓRICAS.....	12
1.3.1. MATERIALES.....	12
1.3.1.1. Concreto.....	12
1.3.1.2. Acero de refuerzo	12
1.3.2. GENERALIDADES DE DISEÑO.....	13
1.3.2.1. Resistencia de Diseño	13
1.3.2.2. Resistencia mínima requerida.....	13
1.3.2.3. Diseño por flexión.....	14
1.3.2.4. Diseño por cortante.....	14
1.3.3. EDIFICACIONES CON SISTEMA DE AISLACIÓN SÍSMICA.....	15
1.3.3.1. Filosofía de diseño	15
1.3.3.2. Requisitos para Sistemas de Aislamiento	16
1.3.3.3. Consideraciones adecuadas de utilización del Aislamiento Sísmico.....	16
1.3.3.4. Selección de sistema de estructuración	17
1.3.3.5. Sistemas de Aislación.....	17
1.3.3.5.1. Sistema Pendular Friccionarte (sistema FPS).....	18
1.3.3.5.2. Apoyos de Neopreno Reforzado (sistema LRB).....	18
1.3.3.5.3. Aislador Neozelandés (sistema NZ)	18
1.3.4. MODELOS DE COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO ARMADO	19
1.3.4.1. Modelos Esfuerzo-Deformación del Acero.....	19
1.3.4.1.1. Modelo Elasto-Plástico Perfecto	19
1.3.4.1.2. Modelo Trilineal.....	20
1.3.4.1.3. Modelo de curva completa.....	20

1.3.4.2.	Modelos esfuerzo-deformación del concreto no confinado	21
1.3.4.2.1.	Modelo de Whitney.....	21
1.3.4.2.2.	Modelo de Hognestad.....	21
1.3.4.3.	Modelos Esfuerzo-Deformación del concreto confinado.....	22
1.3.4.3.1.	Modelo de Kent y Park.....	23
1.3.4.3.2.	Modelo de Mander.....	24
1.3.5.	INTRODUCCIÓN AL ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO PUSHOVER Y EL MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD	24
1.3.5.1.	Desempeño sísmico.....	24
1.3.5.2.	Espectro de diseño Norma E-030.....	27
1.3.5.3.	Curva de capacidad y conceptos del Pushover.....	28
1.3.5.4.	Método del Espectro de Capacidad y Punto de demanda.....	30
1.4.	MARCO CONCEPTUAL.....	32
1.5.	FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	34
1.5.1.	PROBLEMA GENERAL	34
1.5.2.	PROBLEMAS ESPECÍFICOS	35
1.6.	HIPOTESIS	35
1.6.1.	HIPÓTESIS GENERAL	35
1.6.2.	HIPÓTESIS ESPECÍFICAS	35
1.7.	OBJETIVOS	35
1.7.1.	OBJETIVO GENERAL.....	36
1.7.2.	OBJETIVO ESPECÍFICO	36
2.	MÉTODO	38
2.1.	METODO DE LA INVESTIGACIÓN	38
2.2.	TIPO DE LA INVESTIGACIÓN	38
2.3.	NIVEL DE LA INVESTIGACIÓN	38
2.4.	DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN.....	38
2.5.	OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES.....	38
2.6.	POBLACIÓN, MUESTRA Y MUESTREO	39
2.6.1.	POBLACIÓN.....	39
2.6.2.	MUESTRA	39
2.6.3.	MUESTREO	39
2.7.	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS, VALIDEZ Y CONFIABILIDAD	40
2.7.1.	VALIDEZ Y CONFIABILIDAD.....	40
3.	RESULTADOS.....	42

3.1.	Modelos analizados.....	42
3.1.1.	Diseño de Elementos Estructurales de la Edificación Aporticada	42
3.1.1.1.	Diseño de Vigas:.....	42
3.1.1.2.	Diseño de Columnas:.....	51
3.1.1.3.	Diseño de Placas:.....	56
3.1.2.	Diseño de Elementos Estructurales de la Edificación Aislada	61
3.1.2.1.	Diseño de Vigas del Nivel de Aislación:.....	61
3.1.2.2.	Diseño de Vigas de la Súper Estructura:	70
3.1.2.3.	Diseño de Columnas:.....	79
3.1.3.	Edificación de 3 pisos Aislada	84
3.1.4.	Módulo de 3 pisos Convencional	87
3.2.	Modelos de Edificación Aislada.....	90
3.3.	Cuadro de resumen de desplazamientos:.....	90
3.4.	Modelos de Edificación Convencional	91
3.5.	Cuadro de resumen de desplazamientos:.....	91
3.6.	Procedimiento Para El Cálculo De Las Curvas De Capacidad Y Espectro De Capacidad Por Medio Del Programa SAP2000.....	92
3.7.	Descripción de Resultados de la curva de capacidad, sectorización de la curva de capacidad y espectro de capacidad.....	99
3.7.1.	Curva de capacidad	101
3.7.2.	Sectorización de la curva de Capacidad.....	102
3.7.3.	Espectro de capacidad	104
4.	DISCUSIÓN.....	108
5.	CONCLUSIONES.....	111
6.	RECOMENDACIONES.....	113
7.	BIBLIOGRAFÍA.....	115
8.	ANEXOS	118
8.1.	Matriz de consistencia	118
8.2.	Matriz de Operacionalización de Variables	122
8.3.	Validación de Instrumentos.....	125
8.4.	Confiabilidad de Instrumentos	126
8.5.	Mecanismo de progresión de rótulas y colapso	128
8.7.	Planos de las Edificaciones Analizadas.....	143

RESUMEN

Nuestro país al encontrarse en una zona altamente sísmica, a partir de ello se debe considerar mucho el diseño sismoresistente, pero las estructuras diseñadas no han sido probadas en condiciones sísmicas severas, por lo cual debería estudiarse más a fondo el desempeño sísmico de las distintas edificaciones y su demanda sísmica de acuerdo al tipo de estas.

En la presente investigación se diseñó y se verificó el desempeño de un edificio aporticado de 3 niveles con y sin aislación sísmica, ubicado en la zona 2, en el distrito de Pichanaqui, provincia de Chanchamayo – Junín, sobre un suelo intermedio.

El diseño se realizó de acuerdo a las normas peruanas vigentes. Para la evaluación del desempeño de ambas estructuras se usaron propuestas del Comité Visión 2000 del SEAOC, la normativa ATC-40 y FEMA-440, con sus distintos procedimientos para ver la incursión de una estructura en el rango no lineal y obtener su espectro de capacidad y demanda.

Al realizar el análisis comparativo, se demostró la capacidad del sistema de aislación y la gran capacidad de disipación de energía, además el punto de capacidad de ésta edificación quedó en inmediata ocupación, lo que significa que tiene un excelente desempeño sísmico. Por otro lado, la estructura convencional aporticada también demostró que por medio de los muros de corte se puede obtener un desempeño adecuado, por lo cual es también efectiva su aplicación, puesto que en los resultados se obtuvo que su capacidad quedaba en el rango de seguridad de vida, por lo que estaría cumpliendo con los estándares para una edificación esencial y obteniendo un desempeño esperado.

ABSTRACT

Our country to be in a highly seismic area, from it should be considered much seismoresistant design, but designed structures have not been tested under severe seismic conditions, which should be studied more thoroughly the seismic performance of the different constructions and its seismic according to the type of demand.

In this research was designed and verified the performance of a breached 3 levels with and without seismic isolation building, located in zone 2, in the District of Pichanaqui, province of Chanchamayo - Junín, on the intermediate foundation ground.

Design was performed according to Peruvian standards. Proposals of the Vision 2000 Committee of the SEAOC, ATC-40 and FEMA-440, regulations with their different procedure to see the incursion of a structure in the non-linear range and obtain its spectrum of capacity and demand were used for the evaluation of the performance of both structures.

To perform comparative analysis, showed the ability of the insulation system and the large energy dissipation capacity, in addition the capacity of this point building was in immediate occupation, which means that it has an excellent seismic performance. On the other hand the spandrel conventional structure also showed that proper performance can be obtained through the walls of the Court, which is also its application, is effective since results showed that its capacity was in the range of life safety, so it would be complying with the standards for an essential building and obtaining an expected performance.

INTRODUCCIÓN

1. INTRODUCCIÓN

1.1. REALIDAD PROBLEMÁTICA

La normativa vigente para el diseño y análisis antisísmico (E.0.30), destaca 4 zonas para determinar el factor de zona “z”, luego en la tabla N°5 (Norma E0.30) separa por categorías las diferentes estructuras, de las cuales para la presente investigación se tomará la categoría “A” edificaciones esenciales, específicamente un hospital, ubicado en la zona 2. Ante la problemática de un sismo latente se plantea el uso del sistema de aislación sísmica, pese a que la normativa vigente no obliga el uso de éste sistema, pero lo menciona como alternativa de diseño.

Hoy en día existen infinidad de métodos de análisis de diseño, siendo los métodos lineales los más usados, pero a su vez los menos reales en comparación con los métodos no lineales, resaltando de éste último el método “Pushover”, que está por debajo del análisis dinámico no lineal, el cual sería el óptimo para el análisis de una estructura ante la eventualidad de un movimiento telúrico, pero por su complejidad su uso no es muy frecuente en el análisis de desempeño del diseño de la estructura.

1.2. ANTECEDENTES

1.2.1. ANTECEDENTES NACIONALES

- (Delgadillo 2005, Pg.2) En la tesis titulada “Análisis No Lineal de Estructuras y la Norma E-030”.

Fijo como objetivos: observar el Análisis no Lineal Estático Pushover que nos presenta el ATC-40 y FEMA-356, utilizando conjuntamente con la demanda sísmica proveída por la Norma Peruana de Diseño Sísmico E-030, poder obtener y evaluar el nivel de desempeño de la estructura y luego proceder a la verificación de los límites locales de aceptación dados por FEMA-356 y ATC-40.

Aplicó la Metodología: Análisis no Lineal Estático Pushover

Y obtuvo los siguientes resultados: En la curva del Pushover veremos que la estructura falla más rápido debido a que se produce una mayor deformación, por lo que se producen rotulas plásticas en las vigas.

Finalmente fija como conclusión: Es importante establecer el nivel de desempeño de la estructura, por medio del Pushover, aunque nuestra estructura es de categoría residencial, le hemos dado un nivel de seguridad muy bueno ya que presenta rótulas plásticas sólo en vigas, del mismo modo para estructuras tipo hospitales, centros de educación, centros de emergencia como bomberos o policías-, en los que se requiere que sigan en funcionamiento después de una catástrofe, darles un nivel de seguridad alto es muy importante.

- (Allauca 2006, Pg.2) En la tesis titulada “Desempeño Sísmico de un Edificio Aporticado de Cinco Pisos Diseñado con las Normas Peruanas de Edificaciones”.

Fijo como objetivos: La evaluación del desempeño sismo resistente de un edificio aporticado de 5 pisos diseñado con las normas peruanas y recopilación de trabajos similares con edificios de 3, 4, 6 y 7 pisos[Ortiz y Rivas 2006, Navarro y Fernández 2006] para poder establecer posibles tendencias en el comportamiento general esperado de este tipo de estructuras.

Aplicó la Metodología: Evaluación del desempeño propuesta del Comité VISIÓN del SEAOC [SEAOC, 1995] Y análisis no lineal basados en espectros de demanda-capacidad.

Y obtuvo los siguientes resultados: Los resultados de este trabajo en particular muestran que los requisitos de rigidez (control de desplazamientos laterales) del código peruano conducen a estructuras aporticadas con dimensiones importante de columnas. Se obtuvieron columnas de 50 a 75cm. Para edificios de 3 a 7 pisos.

Los resultados de análisis inelástico demanda-capacidad muestran que los edificios aporticados, con las características señaladas y diseñados con las normas peruanas tendrían un desempeño prácticamente elástico para sismos frecuentes en la costa peruana (Periodo de retorno de 50 años y aceleración pico de 0.2g)

Finalmente, fija como conclusión: Los resultados permiten concluir, para este trabajo en particular, que las normas peruanas vigentes conducen a edificios aporticados que tendrían un buen desempeño

sismo resistente, sin embargo, es importante destacar que las normas peruanas alientan a diseñar edificios rígidos con vigas y placas.

- (Albarracin Ñiquen, Gallo Liendo 2010) En la tesis titulada “Desempeño Sísmico de in Edificio Aporticado de Siete Pisos Diseñado con el Reglamento Nacional de Construcciones y Aceptando una deriva máxima de 1%”.

Fijo como objetivos: Estudiar el desempeño sísmico de edificios aporticados peruanos diseñados con las normas vigentes modificando las exigencias de rigidez lateral a una deriva máxima de 1%, valor ligeramente mayor que el permitido por el código vigente.

Aplicó la Metodología: NTE-030 Diseño Sismo resistente, NTE-060 Concreto Armado, desempeño en función de las incursiones inelásticas presentado por el Comité Visión 2000, SEAOC.

Y obtuvo los siguientes resultados: Al mantener la deriva por debajo de 10 por mil se obtienen dimensiones de 45x45 cm-, siendo dimensiones mucho menores a las que se hubieran obtenido con un diseño basado en el actual código peruano sismo resistente.

El resultado de la curva demanda-capacidad nos demuestra que, para un edificio con una deriva de 10 por mil, el punto de demanda para sismos frecuentes se encuentra en el límite entre rango elástico e inelástico de la curva.

Finalmente, fija como conclusión: El punto de demanda del sismo raro de diseño no se ubicará en una sola etapa de la curva de capacidad (zona funcional); sino se ubicará.

1.2.2. ANTECEDENTES INTERNACIONALES

- (Valencia 2012, Pg.2) En la tesis titulada “Análisis del Método “modal Pushover” y su Incidencia en el Cálculo de Pórticos de Hormigón Armado en el Cantón de Ambato”

Fijo como objetivos: Definir de que se trata el método “modal Pushover”. Usar una herramienta computacional para el análisis método “modal pushover”

Aplicó la Metodología: MPA “Modal Pushover Analysis”

Y obtuvo los siguientes resultados: La aplicación del método “modal Pushover” en el cálculo de una estructura conformada por pórticos de hormigón armado nos ha resultado como el desempeño sísmico de la estructura, que en este caso está en el rango de colapso preventivo, mostrándonos además datos importantes como la máxima capacidad de Cortante Basal, Máxima capacidad de Deformación, Tiempo efectivo de Vibración, Amortiguamiento Efectivo, Aceleración Espectral y desplazamiento Espectral

Finalmente, fija como conclusión: Que aplicando de manera correcta los parámetros de diseño sísmico y cargas incrementales para así formar las rótulas plásticas, podremos obtener una curva de capacidad para determinar nuestro punto de desempeño en la estructura deseada.

- (Cárdenas 2010, Pg.2) En la tesis titulada “Estudio Comparativo de Análisis Sísmicos Simplificados y Análisis Dinámicos Incremental en el Cálculo de la Curva de Capacidad”

Fijo como objetivos: Comprobar y analizar diversos métodos de evaluación y métodos de análisis simplificados, mostrando sus alcances y limitaciones.

Aplicó la Metodología: Los métodos de evaluación son el espectro de capacidad con sus diversas variantes, el método de los coeficientes y un nuevo método propuesto en la tesis. Los métodos de análisis simplificados son el Pushover y el análisis modal espectral evolutivo.

Y obtuvo los siguientes resultados: Se obtuvo las distintas curvas de capacidad por los métodos mencionados con anterioridad, aplicando técnicas de IDA, Pushover y modal espectral evolutivo.

Además, se obtuvieron las curvas de capacidad con modelos histeréticos,

Finalmente, fija como conclusión: Concluyó que la curva de capacidad construida con un análisis modal espectral evolutivo, es una aproximación razonable a la curva que se obtendría empleado un Análisis Dinámico Incremental.

- (Diaz 2008, Pg.2) En la tesis titulada “Criterios de Aceptación para el Diseño Sísmico por Desempeño y Confiabilidad de Edificios de Concreto Reforzado, con Piso Suave en Planta Baja, Desplantados en Suelos Blandos de la Ciudad de México”

Fijo como objetivos: Elaborar criterios de aceptación para el diseño por desempeño y confiabilidad, para un nivel de desempeño pre establecido.

Formalizar una metodología de fácil aplicación en la práctica para el diseño por desempeño y confiabilidad de sistemas estructurales de edificios.

Aplicó la Metodología: Desempeño en función de las incursiones inelásticas presentado por el Comité Visión 2000, SEAOC.

Y obtuvo los siguientes resultados: Se pudo constatar, desde la misma etapa del diseño convencional, que aún en el intervalo de comportamiento elástico, los desplazamientos relativos en planta baja resultaban mayores a los de los entresijos superiores cuando se permitía que los muros de mampostería colocados en estos pisos interactuaran con la estructura de concreto reforzado.

Finalmente, fija como conclusión: Se debe implementar un curso intensivo de capacitación en el manejo de herramienta de cómputo con las que se prevé trabajar durante la investigación.

1.3. BASES TEÓRICAS

1.3.1. MATERIALES

1.3.1.1. Concreto

Es uno de los materiales de construcción por su economía y la facilidad de traslación de un lugar a otro, facilitando la colocación en encofrados y/o moldes casi de cualquier forma o tamaño.

El concreto es compuesto por: arena, grava, cemento y agua. (Ottazi Pasino 2011)

Para éste elemento debe tener en cuenta múltiples aspectos dentro de sus cambios de estado, sobre todo durante el proceso constructivo, ya que pasar por alto alguno de ellos puede provocar el conocido “creeping” u otras fallas que hacen vulnerables el elemento estructural. Una de los aspectos más resaltantes es la retracción o contracción del concreto durante su endurecimiento y secado. En la **figura N°01** propuesta por Park y Paulay se observa la curva típica de contracción del concreto.

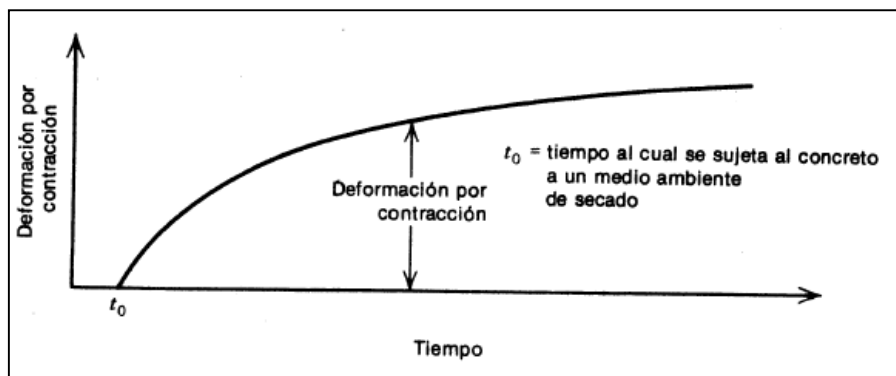


Figura N°01. Curva típica de contracción del concreto. (Park-Paulay 1975)

1.3.1.2. Acero de refuerzo

El concreto es un material frágil ante esfuerzos de tracción, por ello es común confinar éste elemento para que en conjunto ganen resistencia tanto como en tracción, compresión, flexión, y flexo-compresión. (Ottazi Pasino 2011)

Éste elemento como refuerzo debe tener ciertas características para que pueda cumplir con los requerimientos de adherencia, la norma ASTM A615 determina la altura mínima, el espaciamiento y la inclinación de las corrugaciones.

La propiedad más resaltante es el efecto de fluencia o cedencia que presenta el acero, en la **figura N°02** se muestra el estado inicial elástico lineal, la plataforma de fluencia, la región de endurecimiento por deformación y la zona de esfuerzo hasta la fractura.

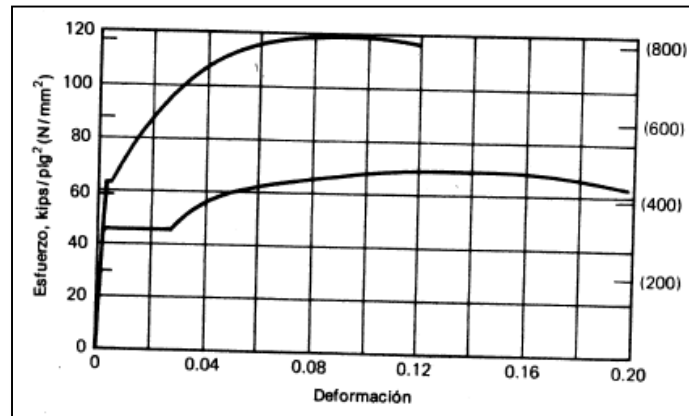


Figura N°02. Curvas típicas de esfuerzo deformación para el acero de refuerzo.
(Park-Paulay 1975)

1.3.2. GENERALIDADES DE DISEÑO

1.3.2.1. Resistencia de Diseño

Para la resistencia de diseño proporcionada por un elemento la norma E-060 señala que para efectos de diseño del concreto y acero se debe apegar a un rango de seguridad, el cual es generado de acuerdo a los factores dados, para cada caso de diseño (por flexión, cortante, axial, etc.).

- Flexión sin carga axial $\Phi=0.90$
- Tracción y tracción + flexión $\Phi=0.90$
- Flexión con carga axial de compresión $\Phi=0.75$
- Cortante y torsión $\Phi=0.85$
- Compresión y flexo compresión (elementos con estribos)
 $\Phi=0.70$

1.3.2.2. Resistencia mínima requerida

La resistencia requerida U, según el RNE E-060 son:

- $U = 1.4 CM + 1.7 CV$
- $U = 1.25(CM + CV) \pm CS$
- $U = 0.9 CM \pm CS$

Dónde la carga muerta es “CM”, cargas vivas “CV” y cargas de sismo “CS”.

1.3.2.3. Diseño por flexión

Según la Norma E-060 las secciones transversales de los elementos sometidos a flexión deben cumplir la expresión:

- $M_u \leq \phi M_n$

Dónde:

M_u : Resistencia requerida por flexión en la sección analizada.

M_n : Resistencia nominal a la flexión de la sección.

ϕ : Factor de reducción por flexión.

1.3.2.4. Diseño por cortante

Según la Norma E-060 las secciones transversales de los elementos sometidos a cortante deben cumplir la expresión:

- $V_u \leq \phi V_n$

Dónde:

V_u : Resistencia requerida por corte en la sección analizada.

V_n : Resistencia nominal a la corte de la sección.

ϕ : Factor de reducción por cortante.

Además, la resistencia nominal V_n se da por la siguiente expresión:

- $V_n = V_c + V_s$

Dónde:

V_c : Contribución del concreto. Para elementos sometidos a corte y flexión.

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

V_s : Contribución del acero. Cuando se utilice estribos perpendiculares al eje del elemento.

$$V_s = A_s \cdot f_y \cdot d / s$$

Dónde:

A_s : Área total de cada estribo que cruza la grieta.

d : Peralte de la sección sometida a corte.

s : Espaciamiento de los estribos.

1.3.3. EDIFICACIONES CON SISTEMA DE AISLACIÓN SÍSMICA

1.3.3.1. Filosofía de diseño

El sistema de aislación sísmica en edificaciones además de dar por garantía el resguardo de la vida de los ocupantes en sismos severos, deberá minimizar los daños ocasionados a la estructura y sus interiores. Para lograr ello debe tener en cuenta los desplazamientos de diseño, máximos, total de diseño y el desplazamiento total máximo, los cuales son los desplazamientos laterales de la estructura antes un determinado sismo. En tanto esto se toma en cuenta dos tipos o niveles de sismo: El sismo de diseño (SDI) el cual tiene un mínimo de 10% de probabilidad de excedencia en 50 años y el sismo máximo posible (SMP), el cual se calcula de acuerdo a la delimitación de zonas sísmicas, éste tendrá un 10% de probabilidad de ser excedido para un periodo de 100 años.

Es indispensable que los aisladores estén sujetos a verificaciones mediante análisis y ensayos. Además, estos deberán diseñarse para un sismo máximo posible (SMP), con la finalidad de no comprometer la superestructura.

El diseño de la superestructura deberá efectuar de igual forma que un edificio convencional, teniendo en cuenta que su modelo sea el adecuado para la correcta distribución de esfuerzos y deformaciones en sus elementos (NCh2745, 2013).

1.3.3.2. Requisitos para Sistemas de Aislamiento

Los siguientes aspectos a describir fueron recogidos de los requisitos más importantes del “seismic design requirements for seismically isolated structures” del código ASCE7-10

- Fuerzas de viento
- Resistencia al fuego
- Restricciones de desplazamiento
- Volteo
- Estabilidad por carga vertical
- Distribución de fuerza horizontal
- Separación entre edificios
- Componentes cruzando la interfaz de aislamiento
- Elementos en voladizo o de grandes luces

1.3.3.3. Consideraciones adecuadas de utilización del Aislamiento Sísmico

El potencial del sistema de aislación sísmica no significa que pueda ser usado para todo tipo de edificaciones y condiciones. No es recomendable la utilización del sistema de aislación sísmica en edificios de gran altura, puesto que su esbeltez y sus periodos podrían ocasionar la falla del sistema y de la estructura en conjunto, el caso más común es el volteo, pues generaría tracciones en la base.

Las edificaciones con aislación suelen tener desplazamientos considerables, por lo cual se debe tener en cuenta una junta o separación entre edificios para evitar la colisión.

Por otro lado, se debe tener en cuenta las condiciones de cimentación, los tipos de suelo y el diseño de la superestructura,

teniendo especial consideración a los suelos blandos, por el incremento del periodo. (Martínez Colán Melgar Cueva 2015)

1.3.3.4. Selección de sistema de estructuración

La selección del sistema de estructuración no tiene restricción, siempre y cuando se cumpla con los requisitos y consideraciones ya mencionadas. En su mayoría es definido en base a los requerimientos del cliente en conjunto con el ingeniero.

Sabiendo que la reducción sísmica debido al sistema adoptado es considerable, no se toma en cuenta los muros de cortes o placas, por otro lado, los muros de corte en su mayoría dificultan el proceso de aislación, funcionando mejor el sistema con columnas (NCh2745, 2013).

1.3.3.5. Sistemas de Aislación

En éste punto veremos los sistemas de aislación más usados en los últimos años.

1.3.3.5.1. Sistema Pendular Friccionarte (sistema FPS)

Sistema desarrollado en Estados Unidos en la década de los 80's

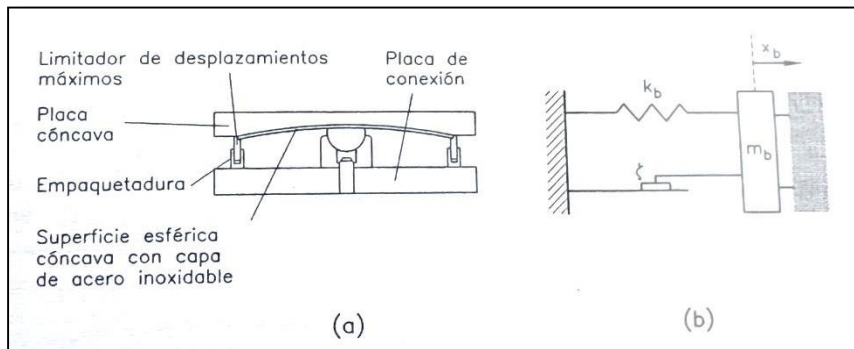


Figura N°03. Conexión FPS a) Esquema. b) Modelo dinámico. (Barbat y Bozzo, 2004)

1.3.3.5.2. Apoyos de Neopreno Reforzado (sistema LRB)

El sistema usa capas de neopreno y plancha metálicas, son apoyos similares usados en los puentes.

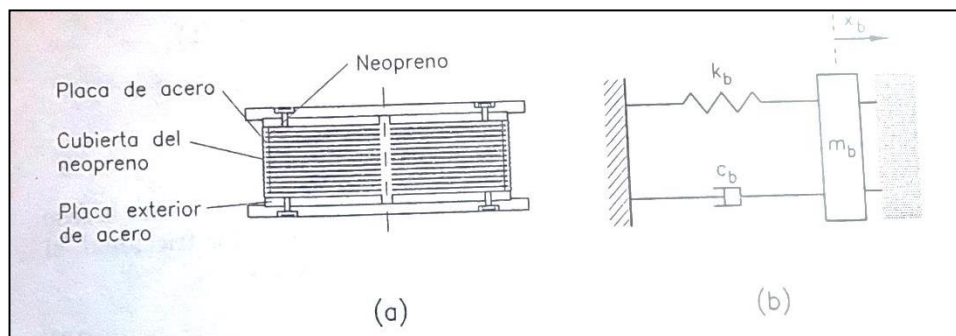


Figura N°04. Apoyo de neopreno zunchado a) Esquema. b) Modelo dinámico. (Barbat y Bozzo, 2004)

1.3.3.5.3. Aislador Neozelandés (sistema NZ)

Éste sistema incrementa considerablemente el amortiguamiento, por la cantidad de elastómeros, lo cual ayuda a la disipación de energía.

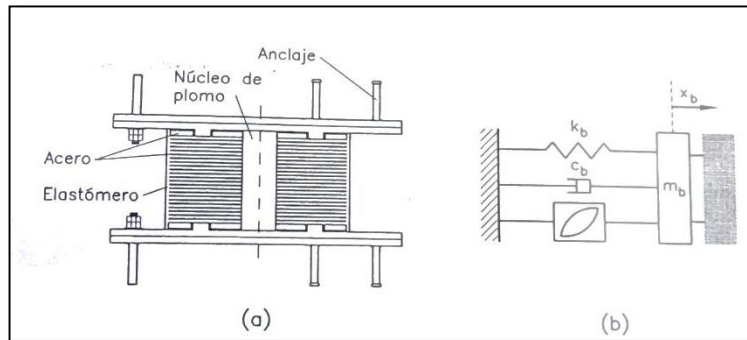


Figura N°05. Apoyo de neopreno zunchado y núcleo de plomo a) Esquema. b) Modelo dinámico. (Barbat y Bozzo, 2004)

1.3.4. MODELOS DE COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO ARMADO

1.3.4.1. Modelos Esfuerzo-Deformación del Acero

1.3.4.1.1. Modelo Elasto-Plástico Perfecto

Dentro de los distintos modelos bilineales existentes es el más conservador y a su vez el más sencillo, por ello es el más usual dentro del diseño. Para el estudio del comportamiento inelástico éste modelo no es recurrente, puesto que omite el endurecimiento del acero. (Aguar Falconi 2004)

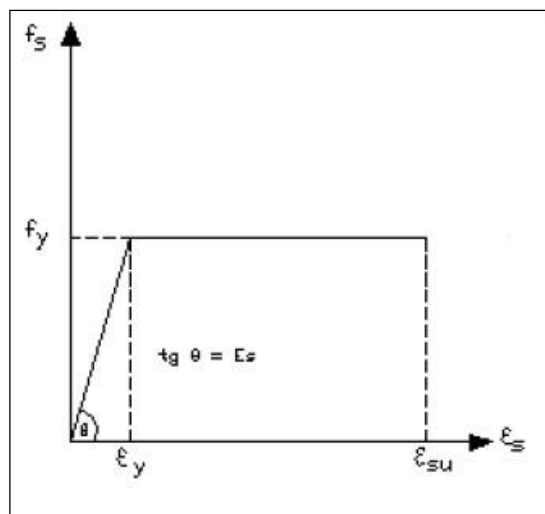


Figura N°06. Modelo Elasto – Perfectamente Plástico (Aguar Falconi 2004).

1.3.4.1.2. Modelo Trilineal

En éste modelo se admite el incremento de esfuerzos en la zona de postfluencia, es decir, que además de la fluencia presenta endurecimiento, por lo cual es posible someterse a mayores esfuerzos a los de fluencia. (Aguiar Falconi 2004)

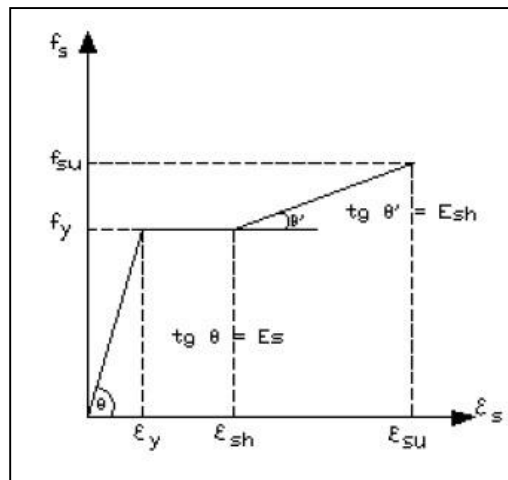


Figura N°07. Modelo Trilineal (Aguiar Falconi 2004).

1.3.4.1.3. Modelo de curva completa

El modelo elastoplástico con endurecimiento curvo o curva completa, representa los rangos elásticos y de fluencia en rectas, mientras que el tramo de endurecimiento es representado por una parábola. De los modelos descritos anteriormente es el más acertado al comportamiento del acero, pero su uso no es frecuente por su complejidad. (Albarracin Ñiquen Gallo Liendo 2010)

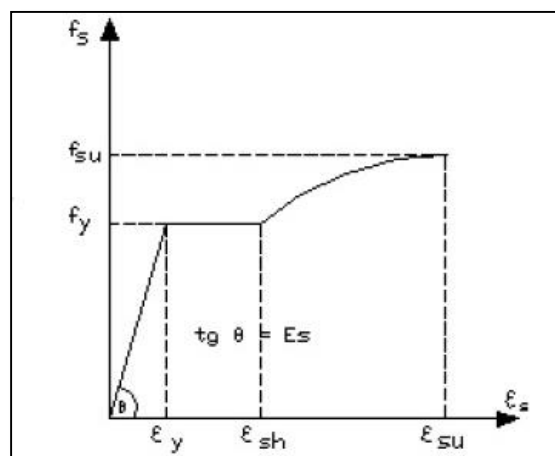


Figura N°08. Modelo Curva Completa (Aguiar Falconi 2004).

1.3.4.2. Modelos esfuerzo-deformación del concreto no confinado

1.3.4.2.1. Modelo de Whitney

Éste modelo propuesto por Whitney en 1942 adoptado por el ACI, dónde los esfuerzos de sección parabólica son reemplazados por un bloque rectangular como se muestra en la **figura N°09**.

El ACI tomó como valor límite para deformación unitaria máxima para el concreto de 0.003, para el cual el concreto falla. (Morales Morales 2000)

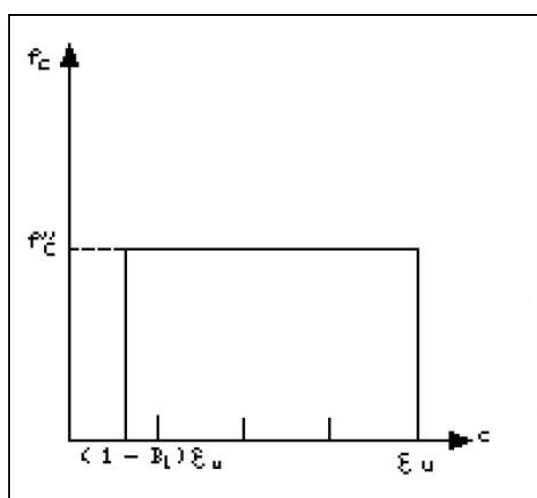


Figura N°09. Modelo de Whitney (Aguilar Falconi 2004).

1.3.4.2.2. Modelo de Hognestad

La **figura N°10** nos muestra el modelo propuesto en 1951 por Hognestad, la cual es una de las idealizaciones del concreto confinado.

El modelo adopta valores de $\epsilon_0=0.002$ y ϵ_{cu} entre 0.003 y 0.004. (Ottazi Pasino 2011)

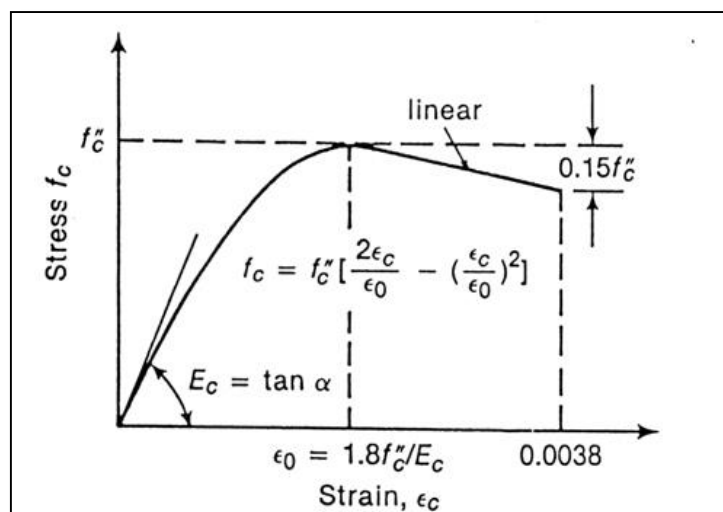


Figura N°10. Modelo de Hognestad (Ottazi Pasino 2011).

1.3.4.3. Modelos Esfuerzo-Deformación del concreto confinado

La resistencia y ductilidad aumentada del concreto confinado se logra gracias a la carga de compresión triaxial. El confinamiento efectivo inicia cuando se produce el agrietamiento progresivo interno ante esfuerzos de compresión que se acercan a la resistencia máxima, de ésta forma el concreto se apoya en el refuerzo transversal y empieza el confinamiento (Pinoargote Rovello 2014).

De los tipos de confinamiento usuales tenemos el rectangular y el zunchado o helicoidal, ambos proporcionan de las características ya mencionadas al concreto, pero la diferencia entre ambos es que la tensión axial de los zunchos de aro proporcionan una presión continua a todo el cilindro, en cambio en la sección rectangular sólo se aplican secciones de confinamiento en las esquinas, debido a que en la región central el concreto tiende a flexionar el acero de refuerzo, quedando zonas sin confinar, lo descrito obedece al gráfico de la **figura N°11** propuesta por Priesley, M. y Paylay, T. (1992).

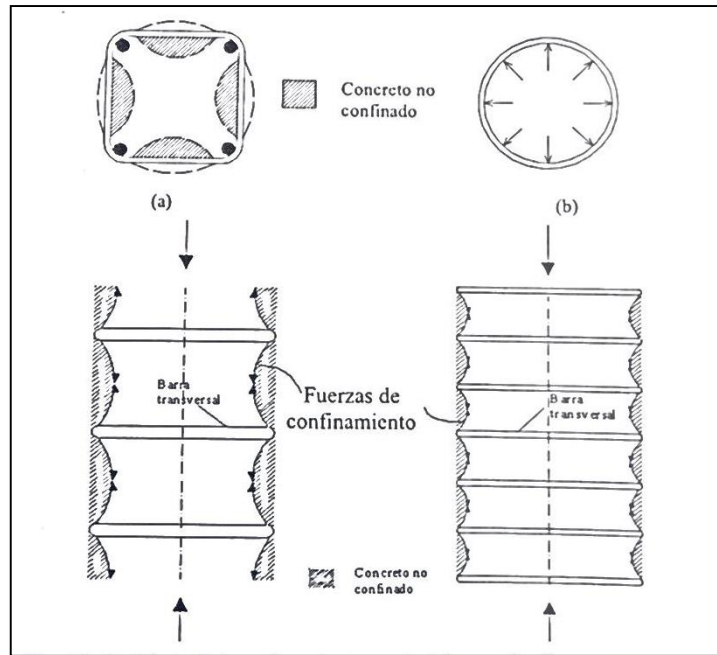


Figura N°11. Efecto de confinamiento producido por el acero de refuerzo. (kent y Park 1971)

1.3.4.3.1. Modelo de Kent y Park

Dentro de los modelos de confinamiento del concreto mediante estribos rectangulares, el propuesto por Kent y Park es uno de los más conservadores, puesto que la resistencia del concreto no se modifica a pesar de la presencia del confinamiento, su efecto se consideró como una pendiente en la zona descendente. (Park-Paulay 1975)

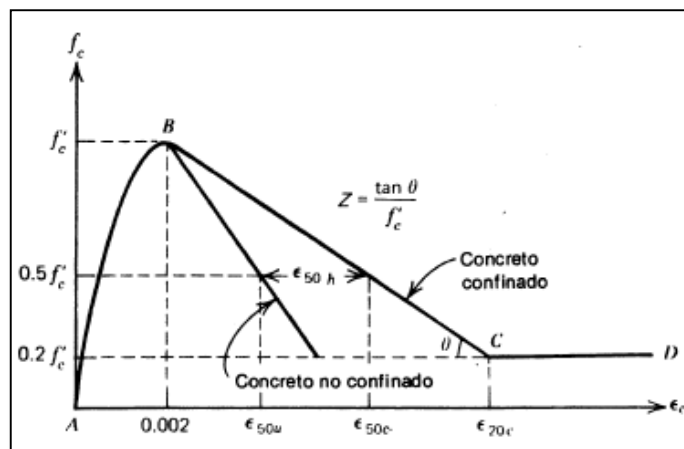


Figura N°12. Curva esfuerzo-deformación (kent y Park 1971)

1.3.4.3.2. Modelo de Mander

Éste modelo se define por una curva continua, en ella se puede apreciar el efecto de confinamiento el cual incrementa la capacidad de deformación del concreto ϵ_c y, además la resistencia a la compresión, como se puede apreciar en la **figura N°13**.

Éste modelo es recurrente dentro del análisis sísmico en edificaciones, por las características descritas anteriormente se tomará como modelo para el presente proyecto.

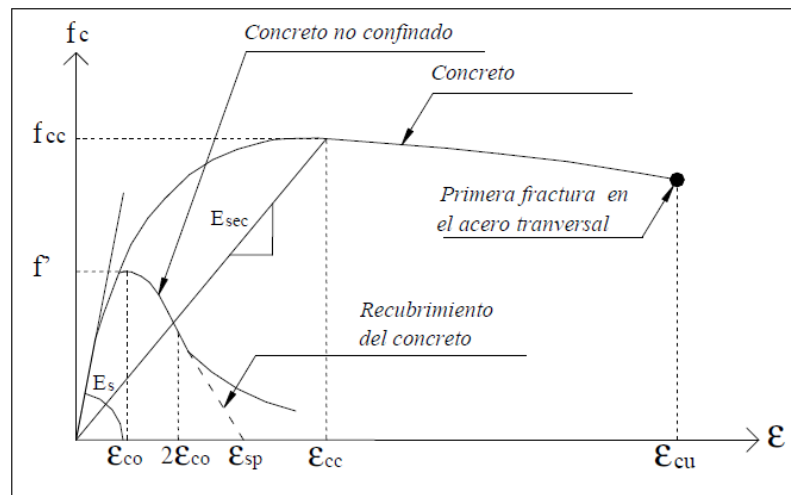


Figura N°13. Comparación de modelos esfuerzo-deformación para concreto confina y sin confinar (kent y Park 1971)

1.3.5. INTRODUCCIÓN AL ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO PUSHOVER Y EL MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD

1.3.5.1. Desempeño sísmico

El análisis por desempeño es una metodología introducida por el ATC-40, para la evaluación sísmica de edificios y lo cual es un claro intento de predecir el máximo estado de daño que puede resistir la estructura ante un sismo dado. (El-Betar 2015)

Dentro del campo del diseño y el análisis las estructuras del tipo lineal elástico tienen una metodología sencilla. Además la

respuesta elástica lineal tiene una única deformación, la cual está relacionada con la fuerza obtenida.

En el caso de las estructuras con una respuesta inelástica, se aprecia que los niveles de resistencia última son afectados por factores de reducción R_2 o R_3 . Lo cual es relativo, en la **figura N°14** se muestra una idealización de lo descrito. (Fajardo Galliani 2012)

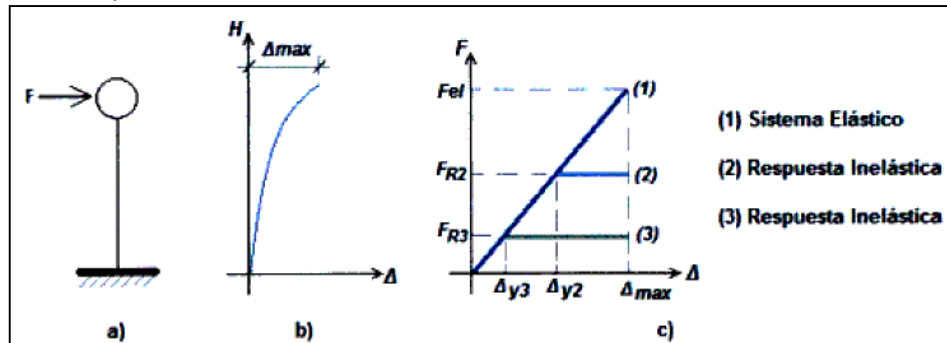


Figura N°14. Idealización del sistema estructural. a) Sistema de un grado de libertad. b) Perfil de deformación. c) Relación fuerza-desplazamiento en el tope de la estructura (Fajardo Galliani 2012)

El diseño por desempeño es presentado por distintas normativas y/o comités los cuales trazan objetivos de comportamiento como es el caso del ASCE de california SEAOC (VISIÓN 200), el cual presenta el siguiente cuadro:

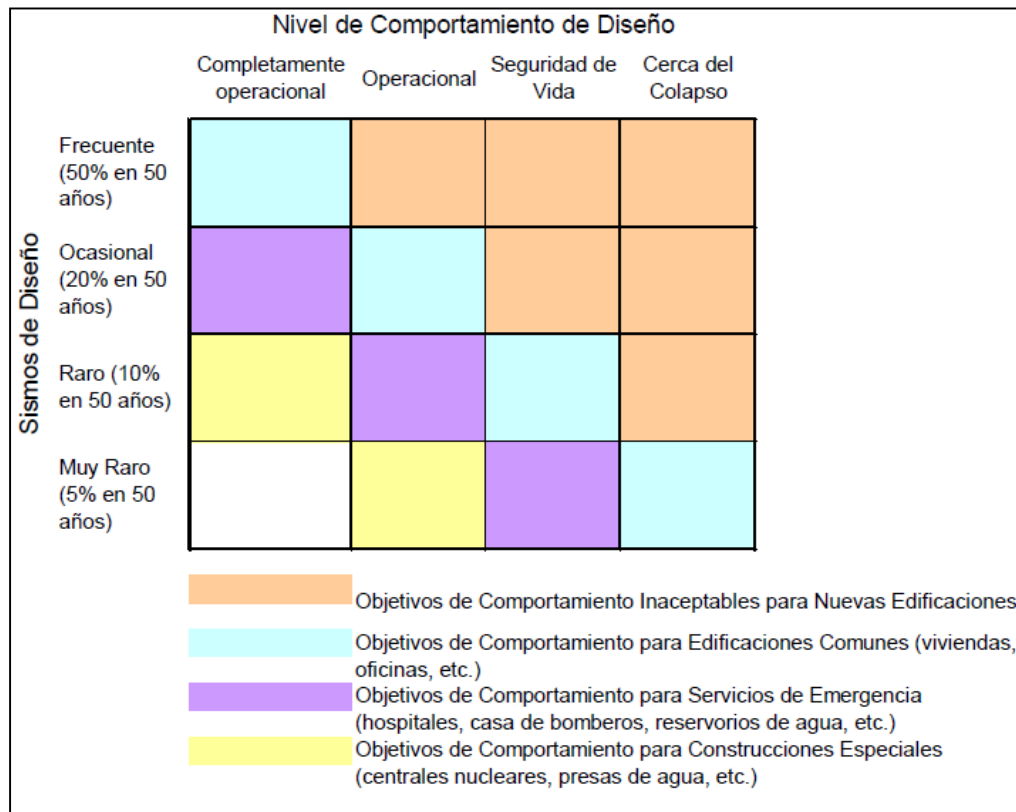


Figura N°15. Objetivos de comportamiento, comité Vision 2000 ASCE (SEAOC) (Delgadillo Alanya 2005)

El FEMA también presenta sus objetivos de desempeño con la siguiente tabla:

Objetivos de Rehabilitación

		Niveles de Comportamiento del Edificio Objetivo			
		Comportamiento Operacional	Comportamiento de Inmediata Ocupación	Comportamiento de Seguridad de Vida	Comportamiento de Colapso Prevenido
Nivel de Peligro por Terremoto	50% / 50 años	a	b	c	d
	20% / 50 años	e	f	g	h
	10% / 50 años	i	j	k	l
	2% / 50 años	m	n	o	p

Figura N°16. Objetivos de rehabilitación, FEMA 356. (delgadillo Alanya 2005)

1.3.5.2. Espectro de diseño Norma E-030

La norma E-030 nos presenta un espectro de respuesta de aceleraciones. Para la cual se consideran los siguientes parámetros:

$$Sa_D = (Z * U * C * S) * g$$

Z= Factor de zona

U= Factor de uso o importancia

C= Factor de amplificación sísmica

S= Factor de amplificación de suelo

Cada uno de estos factores se encuentran en la norma E-030 y su uso es de acuerdo a los cuadros para cada factor, a modo de muestra se planteó un espectro de diseño que se plasmó en la **figura N°17**. (norma E-030 2016)

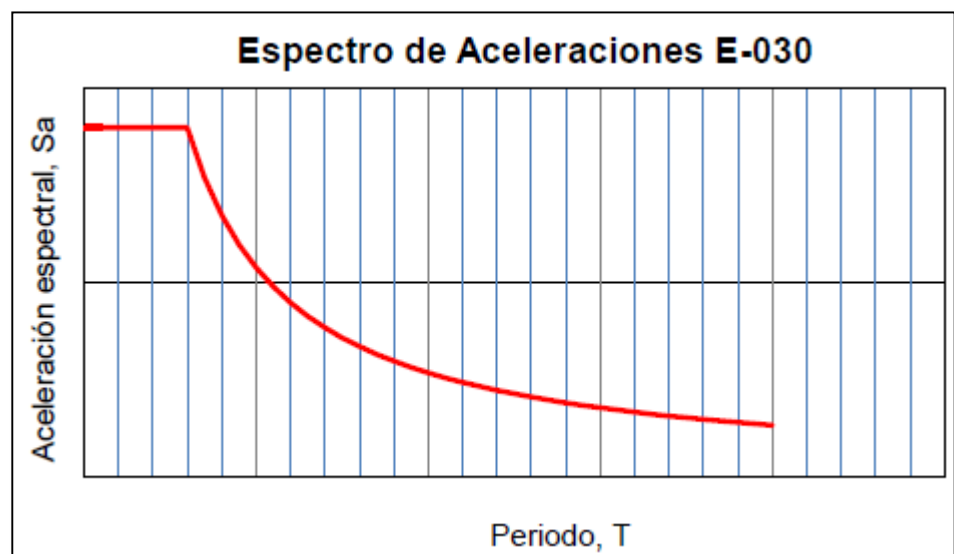


Figura N°17. Espectro de respuesta elástica de Diseño de la norma peruana E-030. (santana Tapia 2012)

1.3.5.3. Curva de capacidad y conceptos del Pushover

Una de las formas más comunes de hallar la curva de capacidad de una estructura es aplicando el método Pushover. La curva representa la relación entre la fuerza cortante en la base y el desplazamiento máximo asociado en el punto más alto. Es usual usar un patrón de distribución de fuerza lateral distribuida a lo largo del eje vertical de la estructura. (Fajardo Galliani 2012)

La capacidad de la estructura depende de la resistencia a la carga continua y a la deformación de sus elementos. Para éste proceso se utiliza una serie de cargas laterales incrementales, las cuales son aplicadas hasta el colapso o estado límite de la estructura. (Aguiar Falconi 2004)

La aplicación de las fuerzas laterales o patrones de carga no obedecen a un solo modelo, sino a varios tipos de aplicación de ésta, esto influye en la determinación de las curvas de capacidad. (El-Betar 2015)

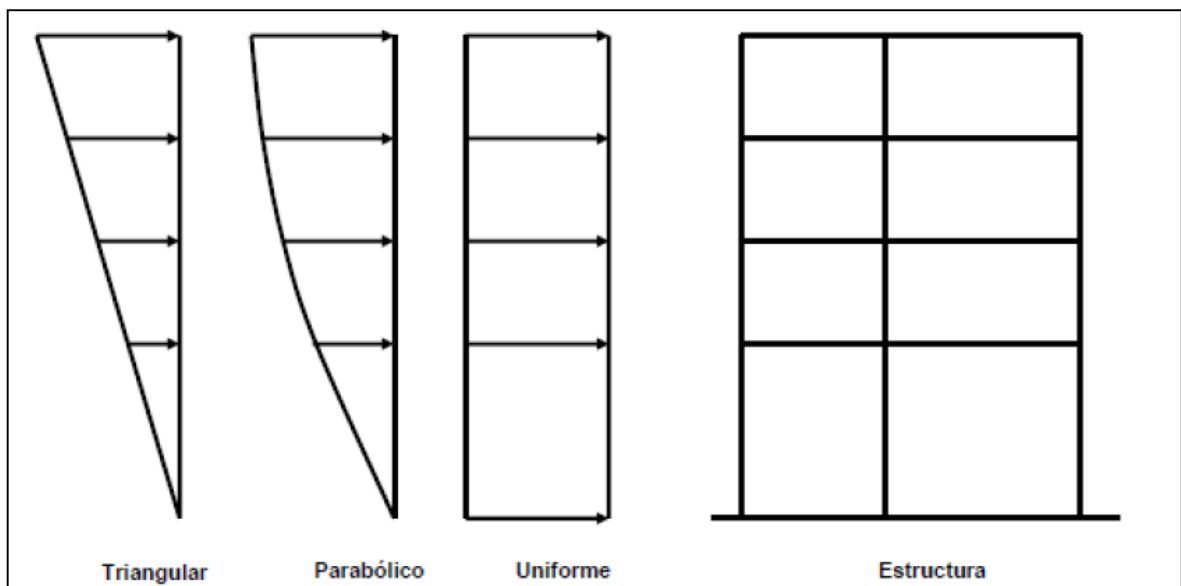


Figura N°18. Patrones de distribución de cargas laterales para análisis Pushover.
(Chopra y Goel, 2000)

La construcción de la curva es construida usualmente representando la respuesta del primer modo de la estructura, esto es basado en la hipótesis en la que el periodo fundamental de vibración corresponde a la respuesta predominante. (Santana Tapia 2012)

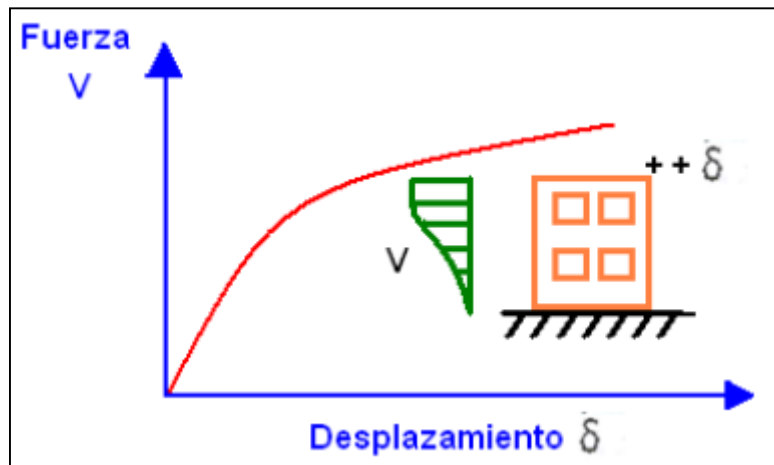


Figura N°19. Curva de capacidad de una estructura. (ATC-40, 1996)

Para el análisis se usará el estático no lineal, puesto que es una técnica sencilla y eficiente para el estudio de la capacidad esfuerzo-deformación. En vista a la necesidad de obtener la capacidad de una estructura más allá del límite elástico, es necesario aplicar análisis no lineal, el cual se llevará a cabo por el método antes mencionado (Pushover), la cual nos muestra una curva aproximada al comportamiento inelástico de la estructura, éste comportamiento inelástico usualmente causa el repentino colapso de la estructura. (El-Betar 2015)

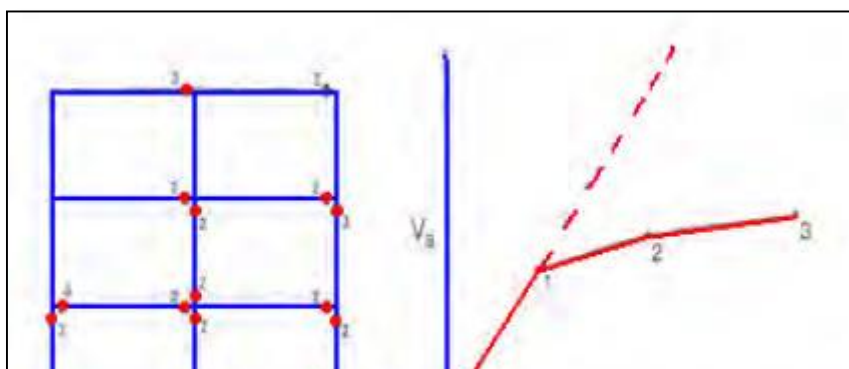


Figura N°20. Mecanismo de colapso formado. (SEAOC 1995)

1.3.5.4. Método del Espectro de Capacidad y Punto de demanda

El método del espectro de capacidad que está dentro del análisis por desempeño que, tal como se mencionó fue introducida por el ATC-40 en 1996, presentó 3 procedimientos de cálculo.

En la **figura N°21** representa dos casos, el de la izquierda que tiene una estructura sin diseño antisísmico, donde se puede apreciar que el espectro de capacidad se encuentra alejado del espectro de demanda, lo que representa es un gran daño hacia la estructura, en su contraparte el gráfico de la derecha es una estructura con diseño antisísmico y describe un mejor comportamiento frente al espectro de demanda, por lo cual se puede deducir que a más cercanía al espectro de demanda la estructura sufrirá menos daño, de ser lo contrario el daño sería mayor. (Aguiar Falconi 2004)

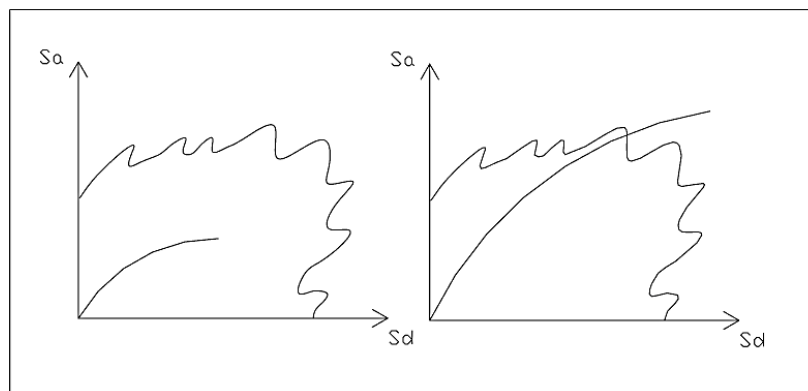


Figura N°21. Visualización del probable comportamiento sísmico de dos estructuras. (Aguiar Falconi 2004)

En la **figura N°22** se observa el caso del espectro de capacidad de una estructura en su estado original y la misma estructura con un reforzamiento, lo cual incrementa su resistencia y ductilidad, lo cual se ve reflejado en su espectro de capacidad con respecto al espectro de demanda. (Aguiar Falconi 2004)

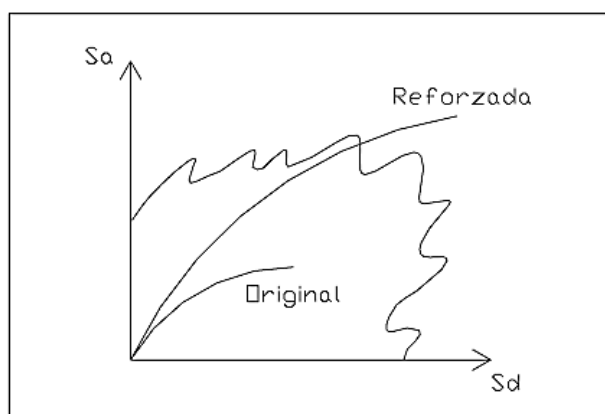


Figura N°22. Visualización del incremento de resistencia y ductilidad en una edificación y del probable desempeño sísmico. (Aguiar, 2004)

La particularidad de éste método recae en el cruce o intersección de los espectros de demanda y de capacidad, el cual es llamado el punto de demanda, el cual representa el máximo desplazamiento lateral de un grado de libertad de la estructura.

La restricción para éste punto es que la demanda de ductilidad de la acción sísmica debe ser igual a la demanda de ductilidad de la estructura.

Para el ATC-40 el espectro inelástico debe estar en función del coeficiente de amortiguamiento viscoso efectivo, para el cual entrega tres formas para la determinación del punto de demanda. (El-Betar 2015)

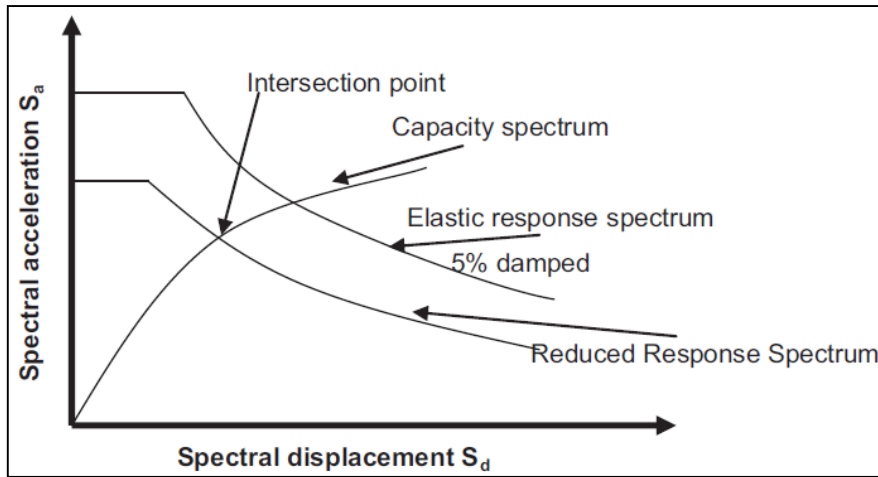


Figura N°23. Procedimiento del espectro de capacidad para determinar el punto de desempeño o demanda. (El-Betar 2015)

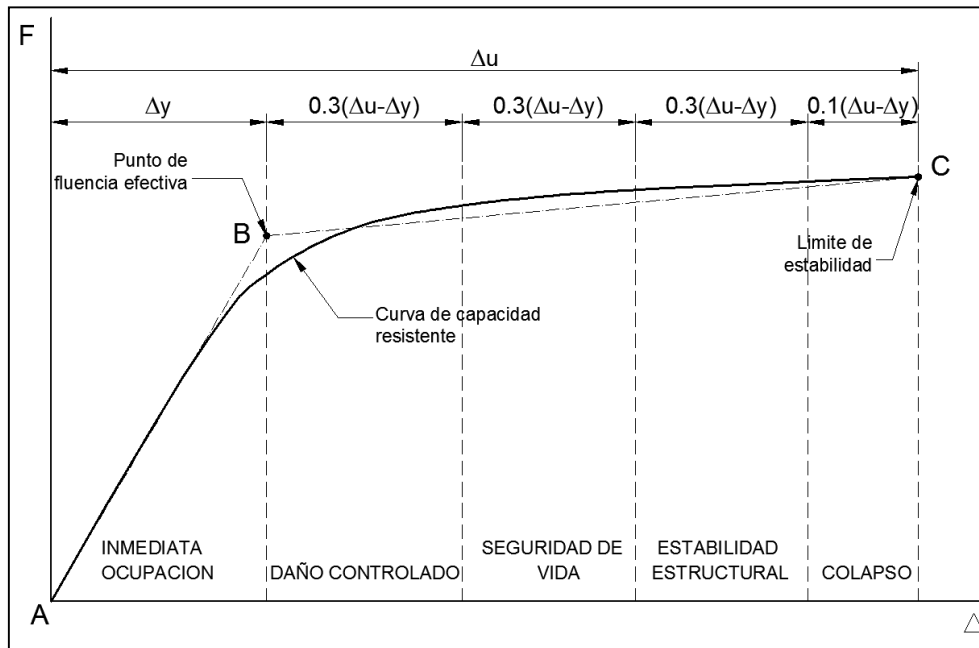


Figura N°24 Sectorización de la curva de capacidad según los niveles de daño propuestos por el ATC-40 (adaptado de la sectorización de la curva de capacidad propuesta según el SEOAC).

1.4. MARCO CONCEPTUAL

- **Ocupación:**

Los hospitales y clínicas son edificios con un alto número de ocupantes: pacientes, empleados, personal médico y visitantes. Suelen estar

ocupados todo el día y toda la noche. Muchos de sus pacientes requieren cuidado y atención continua y especializada como los que se encuentran en la UCI (RNE E-030).

- **Complejidad:**

Son edificios muy complejos que ejercen las funciones de cualquier edificio de hotel, oficinas, restaurante, laboratorio y bodega. Estos centros de salud contienen un gran número de habitaciones y largos corredores donde confluyen las personas en casos de desastres como son sismos, al presentarse este evento puede que no haya corriente eléctrica, pueden caerse muebles y escombros, los ascensores pueden dejar de funcionar, etc. (ATC-40 1996).

- **Suministros críticos:**

La mayoría de los suministros que requieren los centros de salud como farmacéuticos, vendajes, tablillas son esenciales para que los pacientes sobrevivan y para tratar a las pacientes víctimas de los terremotos (ATC-40 1996).

- **Materiales peligrosos:**

Existen dentro de una instalación hospitalaria algunos productos que resultarían de gran peligro si se sueltan o liberan al caerse a raíz de un sismo (RNE E-020).

- **Servicios públicos:**

Un centro de salud es una institución que más que ninguna otra requiere de los servicios públicos de luz eléctrica, agua, combustibles, recojo de basura, comunicaciones, etc. Sin ellas no podrían funcionar los equipos de rayos x, soporte de vida, esterilización, etc. (RNE E-020).

- **Artículos pesados:**

Muchos equipos pesados y televisores suelen ubicarse cerca de la cama de los pacientes, en lugares altos que en caso de un sismo pueden desprenderse y ocasionar serios daños y accidentes (RNE E-020).

- **Problemas externos:**

Debido a un colapso funcional de los servicios del hospital o clínica en casos de sismo: Hospitalización, Emergencia, Consultorios, Administración, Cuidados intensivos, Farmacia, Cafetería, etc. donde las personas desde el interior desean salir hacia afuera durante el sismo, luego después del evento habrá una cantidad grande de personas buscando a sus pacientes; bomberos, médicos, policías y defensa civil estarán socorriendo a los heridos; llegarán heridos leves y graves al hospital o clínica a ser atendidos y en mayor número por tratarse del Hospital más importante, equipada y de prestigio del departamento (ATC-40 1996).

- **Estructura, con respuesta elástica lineal.**

La máxima fuerza desarrollada, está relacionada a una única deformación, siendo en este caso indistinto el uso de métodos por fuerzas o desplazamientos (RNE E-030).

- **Estructura con respuesta inelástica.**

Los niveles de resistencia última son afectados por un factor de reducción, R2 ó R3, relativo al nivel de respuesta elástico (RNE E-030).

- **Capacidad sísmica**

La capacidad sísmica de una estructura se realiza por medio de procedimientos de análisis estático no lineal (por ejemplo, ATC-40, 1996). Este procedimiento puede aplicarse en la forma del método del espectro de capacidad desarrollado por Freeman (1998).

1.5. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.5.1. PROBLEMA GENERAL

- ¿Cómo desarrollar el análisis comparativo de una edificación aporticada con y sin aislación sísmica mediante el método estático no lineal -caso hospital Pichanaqui Junín en el 2017?

1.5.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS

- ¿Qué diferencias de los elementos estructurales existen entre las edificaciones aporticadas con y sin aislación sísmica para el método estático no lineal -caso hospital Pichanaqui Junín en el 2017?
- ¿Cuál es la diferencia de las curvas de desempeño de acuerdo a las cortantes una edificación aporticada con y sin aislación sísmica mediante el método estático no lineal-caso hospital Pichanaqui Junín en el 2017?
- ¿Cuál es el punto de desempeño de acuerdo al análisis comparativo de una edificación aporticada con y sin aislación sísmica mediante el método estático no lineal-caso hospital Pichanaqui Junín en el 2017?

1.6. HIPOTESIS

1.6.1. HIPÓTESIS GENERAL

- Se puede desarrollar el análisis comparativo de una edificación aporticada con y sin aislación sísmica mediante el método estático no lineal -caso hospital Pichanaqui Junín en el 2017.

1.6.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICAS

- Las diferencias de los elementos estructurales existen entre las edificaciones aporticadas con y sin aislación sísmica para el método estático no lineal-caso hospital Pichanaqui Junín en el 2017, son demasiadas en las cuantías de acero.
- Existe una gran diferencia de las curvas de desempeño de acuerdo a las cortantes una edificación aporticada con y sin aislación sísmica mediante el método estático no lineal-caso hospital Pichanaqui Junín en el 2017.
- Es factible la determinación del punto de desempeño de acuerdo al análisis comparativo de una edificación aporticada con y sin aislación sísmica mediante el método estático no lineal-caso hospital Pichanaqui Junín en el 2017.

1.7. OBJETIVOS

1.7.1. OBJETIVO GENERAL

- Desarrollar el análisis comparativo de una edificación aporticada con y sin aislación sísmica mediante el método estático no lineal -caso hospital Pichanaqui Junín en el 2017.

1.7.2. OBJETIVO ESPECÍFICO

- Identificar demanda de acero de los elementos estructurales de las edificaciones aporticadas con y sin aislación sísmica para el método estático no lineal-caso hospital Pichanaqui Junín en el 2017, son demasiadas en las cuantías de acero.
- Cuantificar la diferencia de las curvas de desempeño de acuerdo a las cortantes una edificación aporticada con y sin aislación sísmica mediante el método estático no lineal-caso hospital Pichanaqui Junín en el 2017.
- Determinar el punto de desempeño de acuerdo al análisis comparativo de una edificación aporticada con y sin aislación sísmica mediante el método estático no lineal-caso hospital Pichanaqui Junín en el 2017.

MÉTODO

2. MÉTODO

2.1. METODO DE LA INVESTIGACIÓN

(Pardinas, 1998) “El método de trabajo científico es la sucesión de pasos que debemos dar para descubrir nuevos conocimientos, o en otras palabras para comprobar o desaprobar la hipótesis que indican o predicen conductas de fenómenos.”

Por lo citado anteriormente definimos que el método usado para éste proyecto de investigación es el Método Científico.

2.2. TIPO DE LA INVESTIGACIÓN

(Fidias G. Arias, 2012, Pg. 34) “La investigación experimental es un proceso que consiste en someter a un objeto o grupo de individuos, a determinadas condiciones, estímulos o tratamiento [...], para observar los efectos o reacciones que se producen [...].”

De acuerdo a lo expuesto trataremos nuestra investigación de Tipo Experimental.

2.3. NIVEL DE LA INVESTIGACIÓN

(Fidias G. Arias, 2012, Pg. 34) “En cuanto al nivel de investigación experimental es netamente explicativa, por cuanto su propósito es demostrar que los cambios en la variable dependiente fueron causados por la variable independiente [...].”

Por lo que definimos ésta investigación de Nivel Explicativa.

2.4. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

(Santa Paella y feliberto Martins, 2010, Pg. 86) “El diseño experimental es aquel según el cual el investigador manipula una variable experimental [...]. Su objetivo es describir de qué modo y por qué causa se produce o puede producirse un fenómeno [...].”

De acuerdo a lo citado definimos el diseño de esta investigación como experimental y longitudinal.

2.5. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

La operacionalización de las variables se desarrolló y se muestran en el anexo N°2.

2.6. POBLACIÓN, MUESTRA Y MUESTREO

2.6.1. POBLACIÓN

“La población, o en términos más precisos población objetivo, es un conjunto finito o infinito de elementos con características comunes para los cuales serán extensivas las conclusiones de la investigación [...]” (Arias, 2012, Pg. 81).

En esta investigación la conformación de la población está dada por los 8 Hospitales Nacionales de la Región Junín, los cuales se nombran a continuación:

- HRDCQ - DAC Daniel Alcides Carrión.
- HRDMI – EC Materno Infantil El Carmen.
- Hospital Jauja - Domingo Olavegoya.
- Hospital Chanchamayo – Dr. Julio Cesar Demarini Caro.
- Hospital Satipo – Manuel A. Higa Arakaki.
- Hospital Tarma – Felix Mayorca Soto
- Hospital Junín – Hospital de apoyo Junín
- Hospital Pichanaki – Red de salud II

2.6.2. MUESTRA

Según (T. y Tamayo, 1997, Pg. 38) La muestra es el grupo de individuos que se toma de la población, para estudiar un fenómeno estadístico.”

Por lo descrito, en ésta investigación se tomó como muestra al Hospital Pichanaqui, Provincia de Chanchamayo, Región Junín.

Además se tomó en cuenta la zonificación según la norma E030, para considerar el uso no obligatorio de aisladores sísmicos en la zona, lo cual es punto importante dentro del análisis comparativo que se realizará.

2.6.3. MUESTREO

Según (Arias, 2012, Pg. 81) “El muestreo no probabilístico es un procedimiento de selección en el que se desconoce la probabilidad que tienen los elementos de la población para integrar la muestra.”

“Además la muestra intencional es escogida en base a criterios o juicios preestablecidos por el investigador”

El Universo (y Población y muestra), será el Hospital Pichanaqui, para evaluar su comportamiento estructural del edificio principal, que presenten cambios totales en la rigidez del pórtico, y que pueden incrementarlas; por lo tanto, puede conducir a un aumento de las fuerzas sísmicas en el edificio al disminuir su periodo natural de vibración.

Se optó por un muestreo no probabilístico intencional u opinático.

2.7. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS, VALIDEZ Y CONFIABILIDAD

Los fundamentos para la contrastación de Hipótesis se recogerán a través de un cuestionario estructurado para inferir sobre los criterios lineales y no lineales, para evaluar las fuerzas sísmicas en su periodo natural de vibración.

2.7.1. VALIDEZ Y CONFIABILIDAD

La validez y la confiabilidad se desarrollarán de acuerdo a los anexos N° 3 y 4.

RESULTADOS

3. RESULTADOS

3.1. Modelos analizados

En ésta sección se describirán los resultados de los modelos analizados, de los cuales los valores de ZUCS, es decir, los parámetros de diseño sísmico de acuerdo a la norma E030 son:

$$Z = 0.25 \text{ (Zona 2)}$$

$$U = 1.5 \text{ (Modelo Convencional), } 1 \text{ (Modelo aislado)}$$

$$C = 2.50$$

$$S = 1.20 \text{ (S2)}$$

$$T_p = 0.60 \text{ seg.}$$

$$T_I = 2.00 \text{ seg.}$$

3.1.1. Diseño de Elementos Estructurales de la Edificación Aporticada

3.1.1.1. Diseño de Vigas:

La viga a diseñar será la viga A1/2-V04 (45x70)/ (30x70), paralela al eje Y-Y, ubicada entre los ejes A4 y los ejes AD-AB.

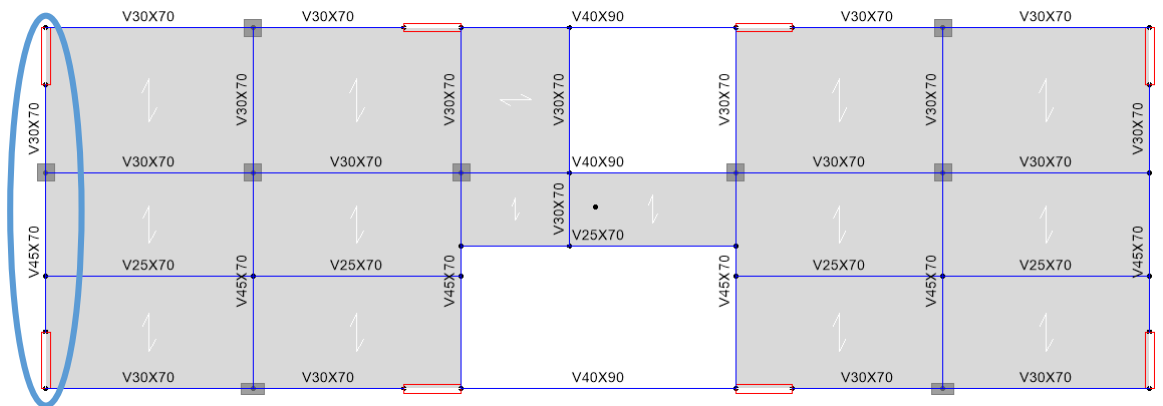


Figura N°25. Planta del modelo matemático (Fuente propia).

En la figura se muestra la planta del modelo matemático 01, la zona encerrada en en la elipse pertenece a la viga a diseñar.

- **Diseño de viga por flexión:**

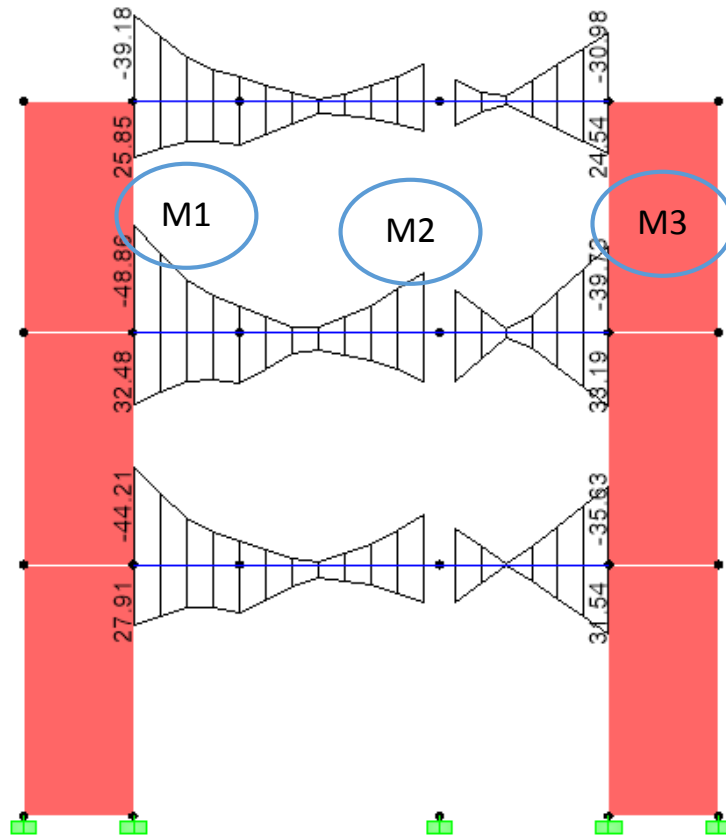



Figura N°26. Diagrama de momentos flectores (Fuente propia).

En la figura se muestra el diagrama de momentos flectores de la envoltente.

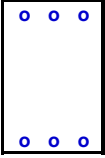
Para la identificación de los momentos flectores en las vigas se usarán como códigos en los nudos la letra “M”.

M1: 48.86 ton-m

CALCULO DEL AREA DE ACERO DE ELEMENTOS EN FLEXION			
 <p>b=45cms</p> <p>h=70cms</p>	fy	=	4200 kg/cm2
	f'c	=	210 kg/cm2
	Rec.	=	6.00 cms
	Mu	=	48.86 tn-m
La cuantía maxima es: $\rho \text{ max} = 0.5 \cdot 0.85^2 \cdot f'c / fy \cdot (6000 / (6000 + fy))$			
$\rho \text{ max}$	=	0.01063	
As max	=	33.47 cm2	
La cuantía minima es: $\rho \text{ min} = 0.70 \cdot \text{raiz}(f'c) / fy$			
$\rho \text{ min}$	=	0.00242	
As min	=	7.61 cm2	
El area de acero calculado es			
As calc	=	22.21 cm2	

Se colocará como cuantía minima de 3Ø3/4" con un refuerzo adicional de 3Ø1"

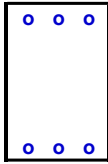
M2: 65.97 ton-m

CALCULO DEL AREA DE ACERO DE ELEMENTOS EN FLEXION			
 <p>b=45cms</p> <p>h=70cms</p>	fy	=	4200 kg/cm2
	f'c	=	210 kg/cm2
	Rec.	=	6.00 cms
	Mu	=	27.79 tn-m
La cuantía maxima es: $\rho \text{ max} = 0.5 \cdot 0.85^2 \cdot f'c / fy \cdot (6000 / (6000 + fy))$			
$\rho \text{ max}$	=	0.01063	
As max	=	33.47 cm2	
La cuantía minima es: $\rho \text{ min} = 0.70 \cdot \text{raiz}(f'c) / fy$			
$\rho \text{ min}$	=	0.00242	
As min	=	7.61 cm2	
El area de acero calculado es			
As calc	=	12.08 cm2	

Se colocará como cuantía minima de 3Ø3/4" con un refuerzo adicional de 2Ø5/8"

M3: 39.73 ton-m

CALCULO DEL AREA DE ACERO DE ELEMENTOS EN FLEXION



h=70cms

b=30cms

fy	=	4200 kg/cm2
f'c	=	210 kg/cm2
Rec.	=	6.00 cms
Mu	=	39.73 tn-m

La cuantía maxima es: $\rho \text{ max} = 0.5 \cdot 0.85 \cdot 2 \cdot f'c / fy \cdot (6000 / (6000 + fy))$

$\rho \text{ max}$	=	0.01063
As max	=	22.31 cm2

La cuantía minima es: $\rho \text{ min} = 0.70 \cdot \text{raiz}(f'c) / fy$

$\rho \text{ min}$	=	0.00242
As min	=	5.07 cm2

El area de acero calculado es

As calc	=	18.53 cm2
----------------	----------	------------------

Se colocará como cuantía mínima de 3Ø3/4" con un refuerzo adicional de 2Ø1"

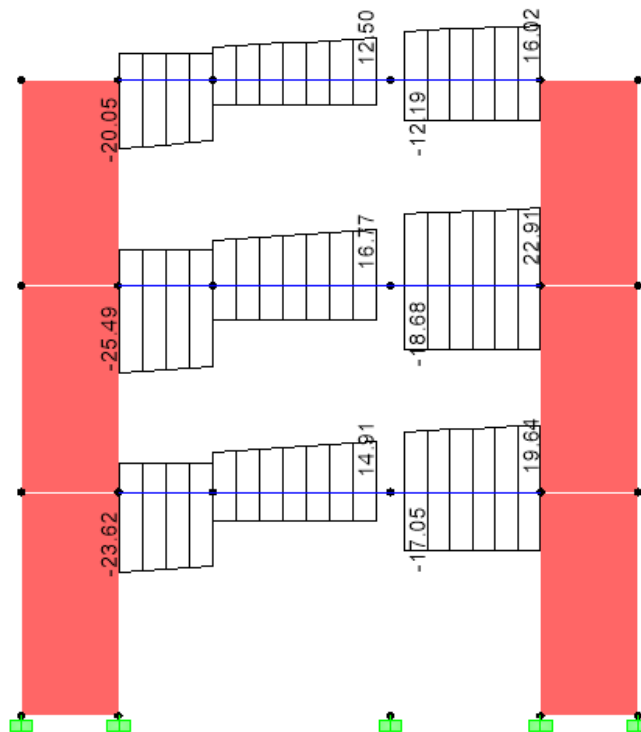


Figura N°27. Diagrama de fuerzas cortantes de la envolvente de diseño (Fuente propia).

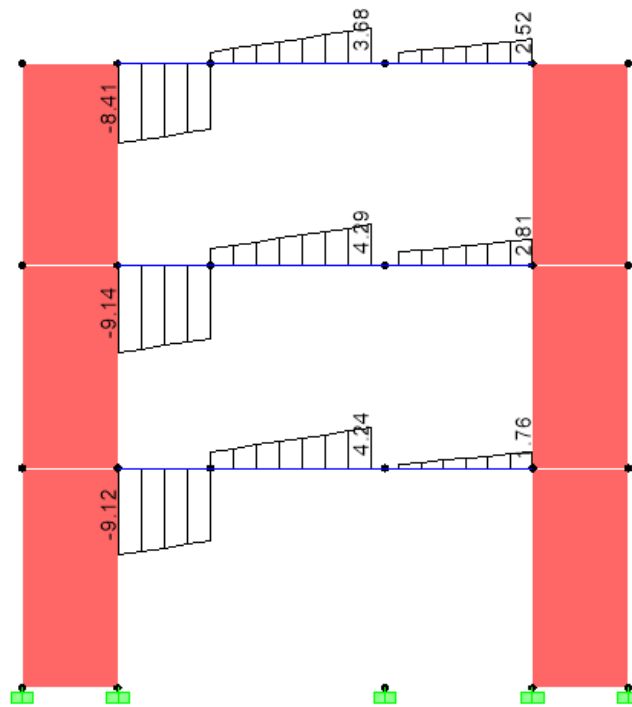


Figura N°28. Diagrama de fuerzas cortantes debido a carga muerta (Fuente propia).

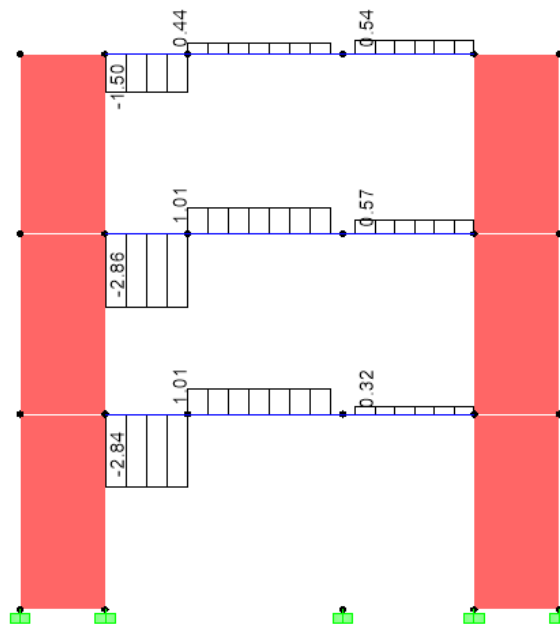


Figura N°29. Diagrama de fuerzas cortantes debido a carga viva (Fuente propia).

DISEÑO DE VIGAS POR FUERZA CORTANTE

Datos de Diseño

B	0.45 m	
D	0.70 m	(Peralte efectivo = H-recubriendo)
Luz libre	5.60 m	
Vultimo=	25.49 tn	(Cortante Ultimo proveniente del analisis estructural)
Vc.m. =	9.14 tn	(Cortante debido a carga muerta)
Vc.v. =	2.86 tn	(Cortante debido a carga viva)
fc	210.00 kg/cm2	

Lado izquierdo

As sup =	23.70 cm2	Mn sup	57.16 tn-m
As inf =	23.70 cm2	Mn inf	57.16 tn-m

Lado derecho

As sup =	12.51 cm2	Mn sup =	31.55 tn-m
As inf =	12.51 cm2	Mn inf =	31.55 tn-m

Diagrama de Cortantes Hiperestaticos en la Viga

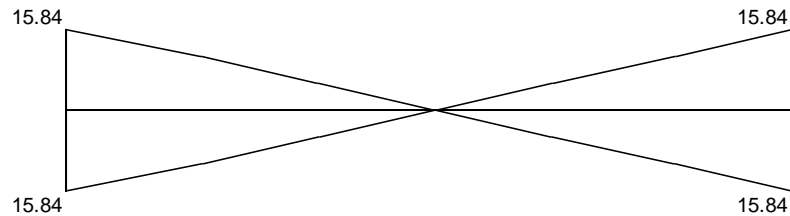
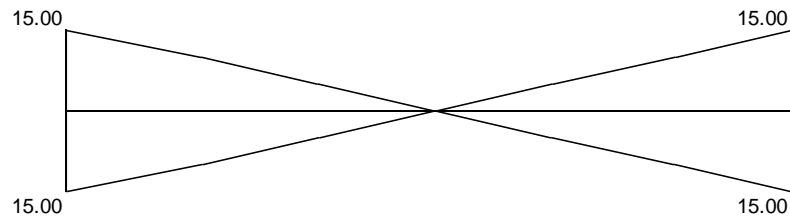
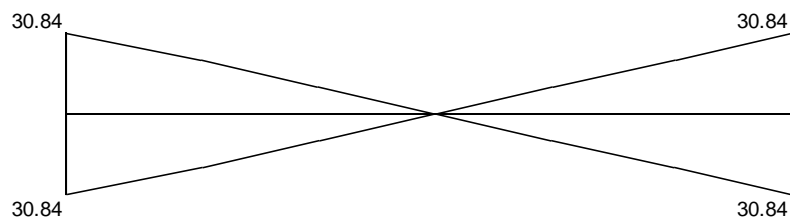


Diagrama de Cortantes Isostaticos en la Viga



Resultante de Cortantes en la Viga por Ductilidad



El Cortante Maximo por Requisitos de Ductilidad es

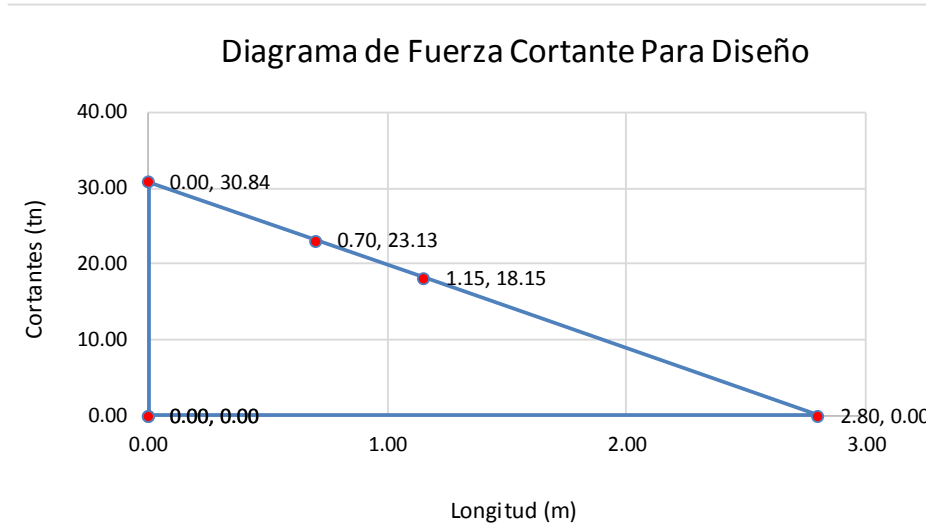
$$V_u = 30.84 \text{ tn}$$

El Cortante Maximo Proveniente del Analisis Estructural es

$$V_u = 25.49 \text{ tn}$$

El Cortante Maximo escogido para el diseño por Corte es

$$V_u = 30.84 \text{ tn}$$



el cortante a la distancia "d" de la cara del apoyo será

$$V_{ud} = 23.13 \text{ tn}$$

La resistencia al corte aportada por el concreto es:

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

$$V_c = 24.19 \text{ tn.}$$

$$\phi v_c = 0.75 V_c = 18.15 \text{ tn.}$$

la longitud hasta donde se extiende ϕV_c , $L = 1.15 \text{ m.}$

El corte que debe de ser resistido por el acero es:

$$V_s = V_u / \phi - V_c$$

$$V_s = 6.65 \text{ tn.}$$

Se debe de verificar que el aporte del acero sea menor que el máximo, el cual se determina mediante la siguiente expresión.

$$V_s = 2.1 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_s = 95.86 \text{ tn}$$

$$95.86 > 6.65 \implies \text{OK}$$

Escoger el diámetro del estribo (1/4", 3/8", 1/2")

$$\text{Diámetro} = \mathbf{3/8} = 0.71 \text{ cm}^2$$

El área A_v será igual a:

$$A_v = 2 * 0.71 = 1.42 \text{ cm}^2$$

El espaciamiento de los estribos se determina a través de la siguiente expresión

$$S = A_v * f_y * d / V_s = 62.79 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

DENTRO DE LA ZONA 2H

Dentro de la zona (2H), El espaciamiento calculado no debera exceder del espaciamiento máximo según la siguiente expresión:

$$\begin{aligned}
 S &<= d / 4 = && 17.50 \text{ cm} \\
 S &<= 10 * 1.98 && 19.80 \text{ cm} \\
 S &<= 24 * 0.71 = && 17.04 \text{ cm} \\
 S &<= && 30.00 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

El espaciamiento máximo según la expresión será:

$$S = 17.04 \text{ cm} \dots\dots\dots(2)$$

Comparando (1) y (2) y escogiendo el valor se tiene:

$$S = 17.04 \text{ cm}$$

Por facilidad constructiva se escogera un espaciamiento multiplo de 2.5cms por lo que el espaciamiento dentro de la zona 2H sera de S= **10.00 cms**

FUERA DE LA ZONA 2H (ZONA CENTRAL)

Fuera de la zona 2H (Zona central), El espaciamiento calculado no debera exceder del espaciamiento según la siguiente expresión:

$$S <= d / 2 = 35.00 \text{ cm} \dots\dots\dots(3)$$

Comparando (1) y (3) y escogiendo el valor se tiene:

$$S = 35.00 \text{ cm}$$

Por facilidad constructiva se escogera un espaciamiento multiplo de 2.5cms por lo que el espaciamiento fuera de la zona 2H (zona central) sera de S= **25.00 cms**

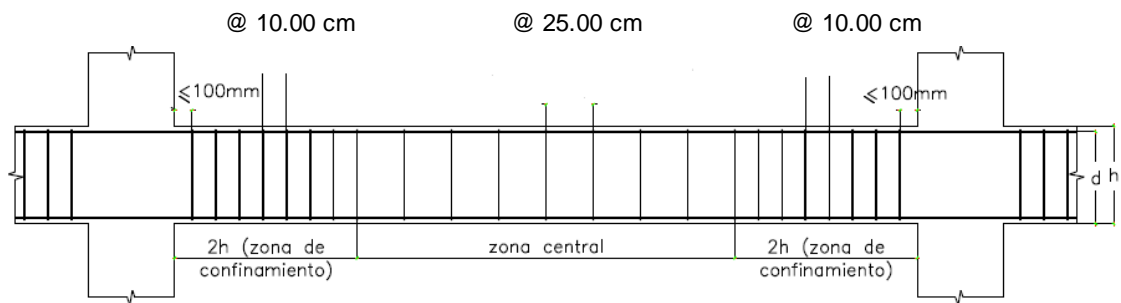
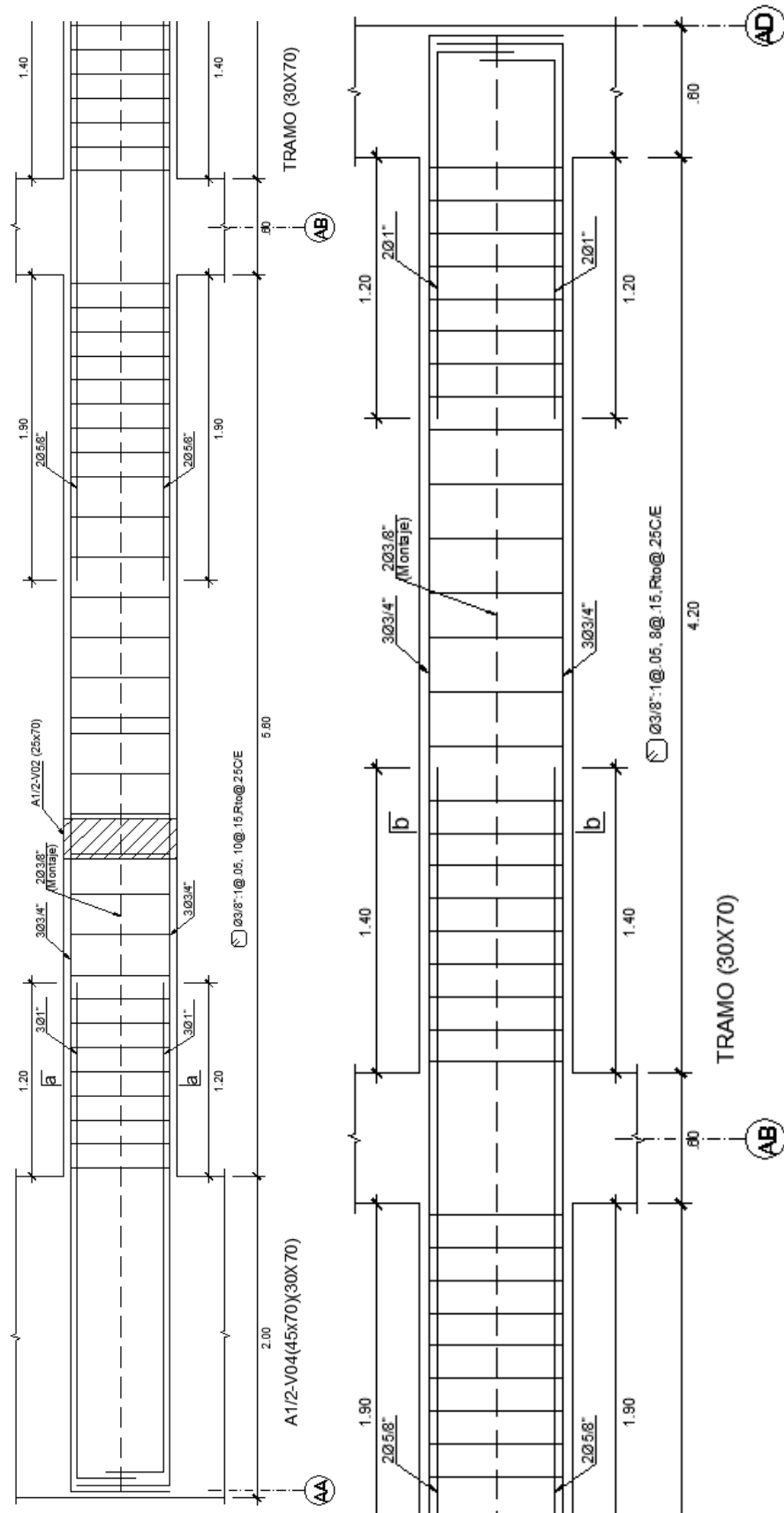
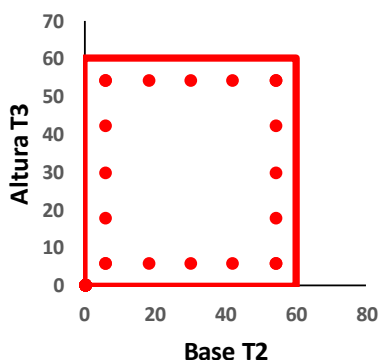


Figura N°30. Detalle de reforzamiento de viga calculada (A1/2-V04 (45x70)/ (30x70) (Fuente propia).

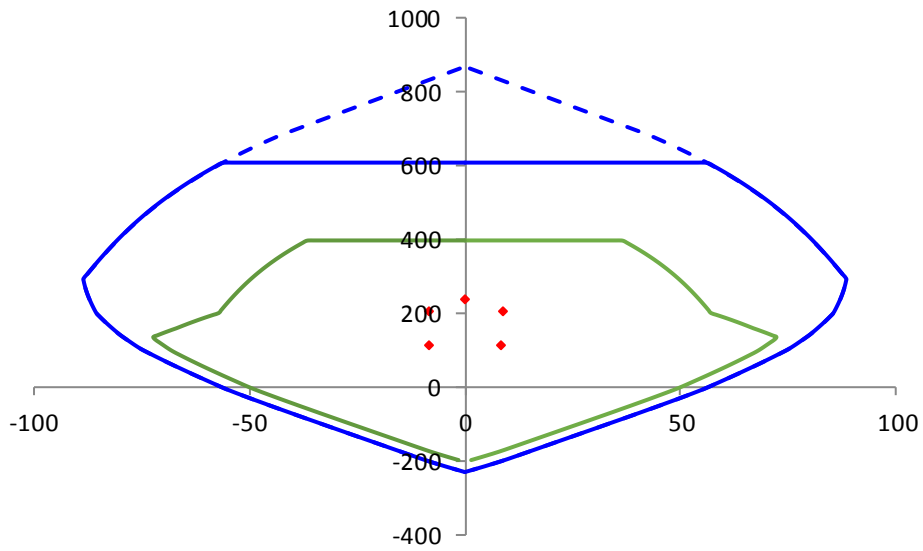


3.1.1.2. Diseño de Columnas:

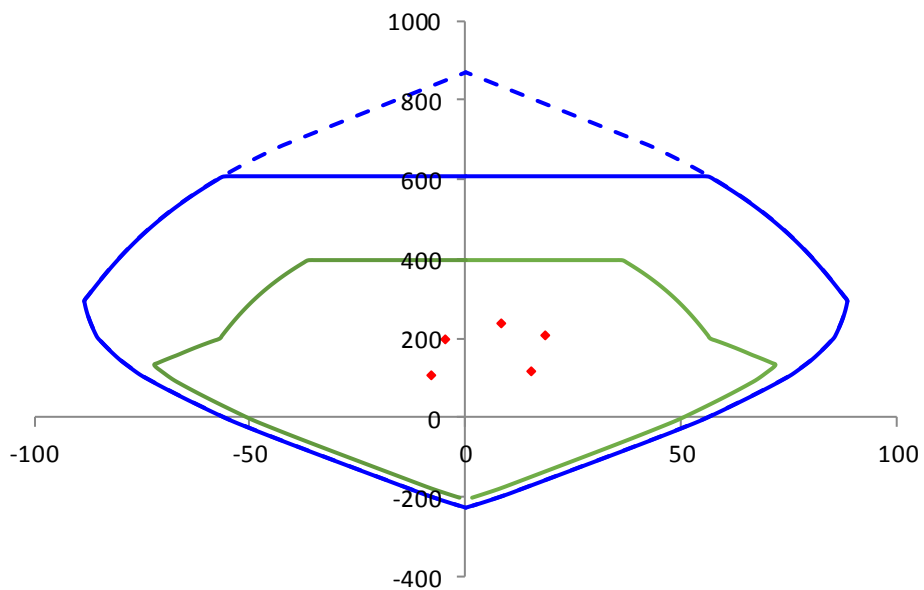
- Diseño de columna P1 (60x60) entre los ejes A5-AB

DISEÑO DE LA COLUMNA P1			
Propiedades geométricas			
H =	460.00	cm	Altura de la columna
T2 =	60.00	cm	Base
T3 =	60.00	cm	Altura
T3 orientado con el eje:	X		Orientación según eje de coordenadas
Propiedades mecánicas			
f'c =	210.00	kg/cm ²	Resistencia a la compresión del concreto
Capas //T2 =	5.00	capas	Número de capas paralelas a la base
Capas //T3 =	5.00	capas	Número de capas paralelas a la altura
Capas paralelas a la base T2			
Capa Nº	As (cm ²)	Dist. (cm)	
Capa 1	18.65	6.00	
Capa 2	5.70	18.00	
Capa 3	5.70	30.00	
Capa 4	5.70	42.00	
Capa 5	18.65	54.00	
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		0.00	
Capas paralelas a la altura T3			
Capa Nº	As (cm ²)	Dist. (cm)	
Capa 1	18.65	6.00	
Capa 2	5.70	18.00	
Capa 3	5.70	30.00	
Capa 4	5.70	42.00	
Capa 5	18.65	54.00	
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		0.00	
			
Cargas actuantes en T3		Cargas actuantes en el eje T2	
Pcm =	126.01 tn	Pcm =	126.01 tn
Pcv =	36.82 tn	Pcv =	36.82 tn
Pcs =	1.02 tn	Pcs =	5.02 tn
Mcm =	0.22 tn-m	Mcm =	4.01 tn-m
Mcv =	0.06 tn-m	Mcv =	1.44 tn-m
Mcs =	8.56 tn-m	Mcs =	11.59 tn-m
Vcm =	0.13 tn	Vcm =	2.55 tn
Vcv =	0.03 tn	Vcv =	0.92 tn
Vcs =	2.76 tn	Vcs =	3.95 tn

Combinación	Pu	Mu	Vu	e	ΦPn
1.4cm+1.7cv	239.01	0.42	0.23		
1.25(cm+cv)+cs	204.56	8.92	2.96	0.044	396.34
1.25(cm+cv)-cs	202.52	-8.21	2.56		
0.9cm+cs	114.43	8.76	2.88	0.077	396.34
0.9cs-cs	112.39	-8.36	2.64		



Combinación	Pu	Mu	Vu	e	ΦPn
1.4cm+1.7cv	239.01	8.06	5.13		
1.25(cm+cv)+cs	208.56	18.40	8.29	0.088	396.34
1.25(cm+cv)-cs	198.52	-4.77	0.39		
0.9cm+cs	118.43	15.20	6.25	0.128	340.59
0.9cs-cs	108.39	-7.98	1.66		



Verificación por flexocompresión biaxial

$$\frac{1}{\phi P_i} = \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_{no}}$$

Combinación	1/Φ Pnx	1/Φ Pny	1/Φ pno	Σ	1/Φ pi	Obs
1.25(cm+cv)+cs	0.002523	0.002523	0.002523	0.0025	0.0048	Ok
0.9cm+cs	0.002523	0.002936	0.002523	0.0029	0.0084	Ok

Diseño por fuerza cortante

El cortante de diseño por fuerza cortante proviene de comparar el cortante máximo proveniente del análisis estructural con el cortante máximo proveniente del análisis por capacidad

Cortante proveniente del análisis por capacidad

Sentido paralelo a T3:

Combinación	Pu	Φ Mn	Mpr	VPr	Máximo VPr
1.4cm+1.7cv	239.01	62.91	78.63	34.19	
1.25(cm+cv)+cs	208.56	66.75	83.43	36.28	
1.25(cm+cv)-cs	198.52	66.75	83.43	36.28	
0.9cm+cs	118.43	68.58	85.72	37.27	37.27
0.9cs-cs	108.39	68.58	85.72	37.27	37.27

Sentido paralelo a T2:

Combinación	Pu	Φ Mn	Mpr	VPr	Máximo VPr
1.4cm+1.7cv	239.01	62.91	78.63	34.19	
1.25(cm+cv)+cs	208.56	65.95	82.44	35.84	
1.25(cm+cv)-cs	198.52	66.75	83.43	36.28	
0.9cm+cs	118.43	69.67	87.09	37.86	37.86
0.9cs-cs	108.39	67.44	84.30	36.65	

El máximo cortante proveniente del análisis estructural es:

$$V_u = 8.29 \text{ tn}$$

El máximo cortante proveniente del análisis por capacidad es:

$$V_u = 37.86 \text{ tn}$$

Por lo tanto el máximo cortante para el análisis es el mayor:

$$V_u = 37.86 \text{ tn}$$

$$N_u = 118.43 \text{ tn}$$

El cortante admisibles es:

$$V_c = 0,53 \sqrt{f_c} \left(1 + \frac{N_u}{140 A_g} \right) b_w d = 27.65 \text{ tn}$$

Vc no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0,93 \sqrt{f'_c} b_w d \sqrt{1 + \frac{N_u}{35 A_g}} = 48.54 \text{ tn}$$

Por lo tanto el cortante admisible es:

$$V_c = 27.65 \text{ tn}$$

$0.85 V_c < V_u \implies$ Diseñar estribos de acuerdo a lo indicado en la Norma E.060

$$\Phi V_n > V_u, \quad \Phi V_n = \Phi (V_c + V_s)$$

$$V_s = (V_u / \Phi) - V_c = 16.89 \text{ tn}$$

Seleccione diametro de estribo = **3/8** $\implies A_s = 0.71 \text{ cm}^2$

Seleccione el número de estribos = **2.00** Estribos

$$S = A_v * f_y * d / V_s$$

d = 54.00 cms

S = 30.00 cms (S_{máx}=30cms)

Zona 1:

S = 30.00 cms (separación calculada)

S = **25.00** cms (separación asumida)

Zona 2:

Menor diámetro colocado 5/8

$8\Phi = 12.64 \text{ cms}$ (ocho veces el diámetro)
(mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento)

0.5 dim = 30.00 cms

10.00 cms

30.00 cms (S calculado por cortante)

Escogiendo el menor valor se tiene:

S = 10.00 cms (separación calculada)

S = **10.00** cms (separación asumida)

Zona 3:

S = 15.00 cms (separación calculada)

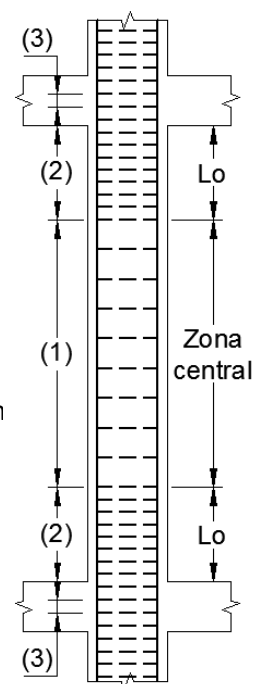
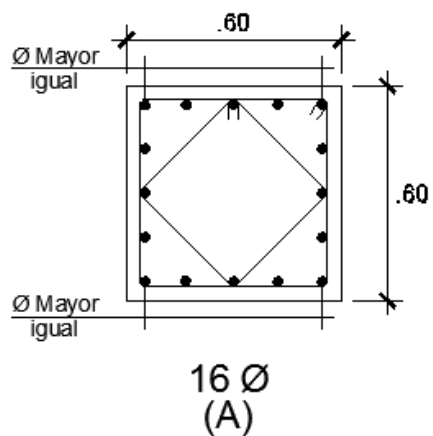


Figura N°31. Diseño final de la columna P1 (60x60) (Fuente propia).

CUADRO DE COLUMNA		
PISO	CONCRETO fc'(Kg/cm2)	P1
1° PISO	210	0.60 x 0.60 4 Ø 1" + 12 Ø 3/4" 2 □ 3/8"@.20 (A)
2° PISO	210	0.60 x 0.60 4 Ø 1" + 12 Ø 3/4" 2 □ 3/8"@.20 (A)
3° PISO	210	0.60 x 0.60 16 Ø 3/4" 2 □ 3/8"@.20 (A)



3.1.1.3. Diseño de Placas:

- Diseño de la placa PL-1 (eje Y-Y)

Diseño de placas

Block N° **A1** Placa N° **PL-4**

Datos de diseño

f'c = 210.00 kg/cm²
 tw = 30.00 cm
 Lm = 200.00 cm
 Hm = 1380.00 cm

Acero repartido a lo largo de la placa
 As repartido 2.54 cm²
 Separación 20.00 cm

Nucleos extremos de la placa
 L = 50.00 cm
 N° capas = 4.00 capas

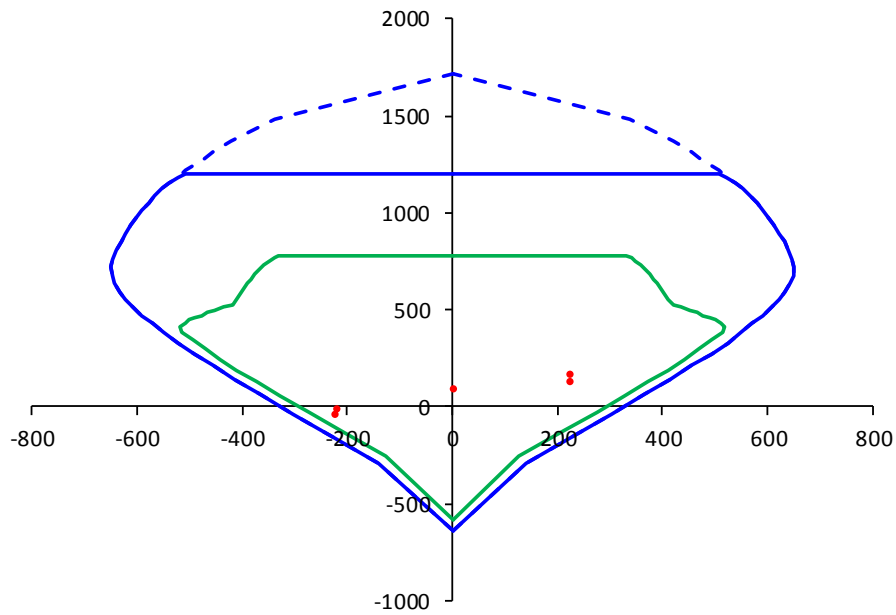
Nucleo superior		Nucleo inferior	
Capa	As	Capa	As
1.00	10.10	10.00	10.10
2.00	10.10	11.00	10.10
3.00	10.10	12.00	10.10
4.00	10.10	13.00	10.10

Cargas actuantes del analisis estructural

Pcm = 51.94 tn
 Pcv = 9.48 tn
 Pcs = 87.05 tn
 Mcm = 0.45 tn-m
 Mcv = 0.05 tn-m
 Mcs = 222.83 tn-m
 Vcm = 1.89 tn
 Vcv = 0.53 tn
 Vcs = 57.80 tn

Combinaciones de carga según la Norma E-060					
Combinacion	Pu	Mu	Vu	Mn	Mn/Mu
1.4cm+1.7cv	88.83	0.71	3.55	382.13	541.96
1.25(cm+cv)+cs	163.83	223.45	60.83	428.27	1.92
1.25(cm+cv)+cs	-10.28	-222.22	-54.78	319.83	1.44
0.9cm+cs	133.80	223.24	59.50	410.09	1.84
0.9cm-cs	-40.30	-222.43	-56.10	300.80	1.35

DIAGRAMA DE INTERACCION DE LA PLACA



Mn / Mu propuesto = **2.00**

Combinaciones de carga según la Norma E-060

Combinacion	Mn/Mu calculado	Mn/Mu usado	Vu (tn)	φ Vn (tn)	φ Vn > Vu (tn)
1.4cm+1.7cv	541.96	2.00	3.55	192.16	Ok
1.25(cm+cv)+cs	1.92	1.92	60.83	192.16	Ok
1.25(cm+cv)-cs	1.44	1.44	54.78	192.16	Ok
0.9cm+cs	1.84	1.84	59.50	192.16	Ok
0.9cm-cs	1.35	1.35	56.10	192.16	Ok

Mn = Momento Nominal con la cuantia de acero realmente colocado en funcion de la carga axial Pu para cada combinaciòn de carga

C = 46.59 cms(1)

Según la norma E060 se necesita confinar el borde extremo cuando se cumple que:

$$c \geq \frac{\ell_m}{600 (\delta u / h_m)}$$

Donde el cociente (δu/hm) no debe ser menor a 0.005

lm/ 600 (δm/hm) = 66.67 cms(2)

También la norma especifica que se deben usar elementos confinados cuando la fibra extrema en compresión supera el valor 0.20f'c

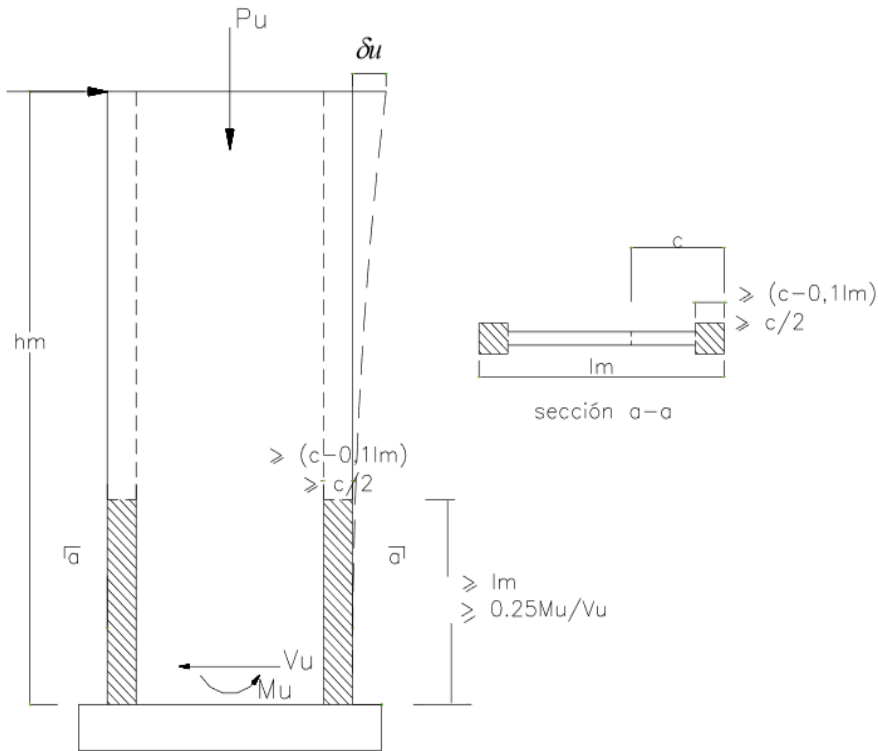
El valor máximo seria 0.20f'c = **42.00 kg/cm2(3)**

$\sigma_c = Pu / Ap + (6*M)/(tw*Lm^2) =$ **111.75 kg/cm2(4)**

Comparando (1) con (2) y (3) con (4) se tiene:

C calculado < C limite, por lo tanto No se necesita confinar los bordes
sc calculado > 0.20f'c, por lo tanto SI se necesita confinar los bordes

Donde se requieran elementos confinados de borde, el refuerzo del mismo debe extenderse verticalmente desde la sección crítica a una distancia no menor que el mayor valor entre ℓ_m y $\frac{Mu}{4Vu}$.



L_m	=	200.00	cms
$M_u/4V_u$	=	91.84	cms

Por lo tanto el elemento de borde debe extenderse verticalmente una distancia de
Dist Vert = 200.00 cms

El elemento de borde se debe extender horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta una distancia no menor que el mayor valor entre $(c - 0,1 \ell_m)$ y $c/2$,

$C-0.1L_m$	=	26.59	cms
$C/2$	=	23.29	cms

Por lo tanto el elemento de borde debe extenderse horizontalmente una distancia de
Dist Hor = 26.59 cms

Usar un Nucleo confinado de 50.00 cms

Diseño por fuerza cortante

Para elementos sometidos a compresión axial N_u : El cortante V_c será

$$V_c = 0,53 \sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{N_u}{140 A_g} \right) b_w d$$

Además la contribución del concreto V_c no debe exceder de:

$$V_c = A_c w (\alpha_c \sqrt{f'_c})$$

donde el coeficiente α_c es 0,25 para $[hm/\ell_m] \leq 1,5$; 0,17 para $[hm/\ell_m] \geq 2,0$ y varía linealmente entre 0,25 y 0,17 para $[hm/\ell_m]$ entre 1,5 y 2,0. ℓ_m es la longitud total del muro o del segmento del muro considerado y hm es la altura total del muro.

$$hm / Lm = 6.90 \implies \alpha_c = 0.17$$

$$V_c = 14.78 \text{ tn}$$

Diseño por fuerza cortante

Combinación	Vu (tn)	Nu/Ag (kg/cm2)	Vc (tn)	ϕ Vc (tn)	ϕ Vs (tn)
1.4cm+1.7cv	3.55	14.81	14.78	12.56	0.00
1.25(cm+cv)+cs	60.83	27.30	14.78	12.56	48.26
1.25(cm+cv)-cs	54.78	1.71	14.78	12.56	42.21
0.9cm+cs	59.50	22.30	14.78	12.56	46.94
0.9cm-cs	56.10	6.72	14.78	12.56	43.53

Diseño por fuerza cortante

Combinación	Vs (tn)	Vs max (tn)	Vs max > Vs	ϕ prop	S (cms)
1.4cm+1.7cv	0.00	95.64	OK	0.71	1000.00
1.25(cm+cv)+cs	56.78	95.64	OK	0.71	21.01
1.25(cm+cv)-cs	49.66	95.64	OK	0.71	24.02
0.9cm+cs	55.22	95.64	OK	0.71	21.60
0.9cm-cs	51.22	95.64	OK	0.71	23.29

Finalmente el espaciamiento de acero horizontal de la placa sera

$$\phi \quad 3/8 \quad @ \quad 20.00 \quad \text{cms}$$

Donde V_u sea menor que $0,085 \sqrt{f'_c} A_c w$

- (a) La cuantía de refuerzo horizontal no será menor que 0,002.
- (b) La cuantía de refuerzo vertical no será menor que 0,0015.

El espaciamiento del refuerzo en cada dirección en muros estructurales no debe exceder de tres veces el espesor del muro ni de 400 mm

Donde V_u sea mayor que $0,085 \sqrt{f'_c} A_{cw}$

La cuantía de refuerzo vertical para cortante, ρ_v , no debe ser menor que:

$$\rho_v = 0,0025 + 0,5 \left(2,5 - \frac{hm}{\ell_m} \right) (\rho_h - 0,0025) \geq 0,0025 = 0.0028$$

$$0,085 \sqrt{f'_c} A_{cw} = 7.39 \text{ tn} < 60.83$$

la cuantía de acero horizontal colocada es:

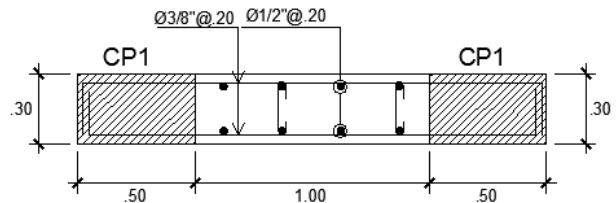
$$\rho_h = 0.0024 > 0.0020 \implies \text{BIEN}$$

la cuantía de acero vertical colocada es:

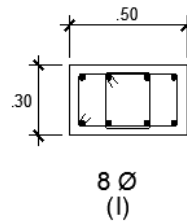
$$\rho_v = 0.0042 > 0.0028 \implies \text{BIEN}$$

Figura N°32. Diseño final de la placa PL-1(Fuente propia).

CUADRO DE COLUMNAS DE DE CONFINAMIENTO DE PLACAS		
PISO	CONCRETO fc'(Kg/cm2)	CP1
1° PISO	210	0.30 x 0.50 8 Ø 1" 2 Ø 3/8" @ 25 (l)
2° PISO	210	0.30 x 0.50 8 Ø 1" 2 Ø 3/8" @ 25 (l)
2° PISO	210	0.30 x 0.50 8 Ø 1" 2 Ø 3/8" @ 25 (l)



PLACA PL-1
ESCALA 1:25



3.1.2. Diseño de Elementos Estructurales de la Edificación Aislada

3.1.2.1. Diseño de Vigas del Nivel de Aislación:

La viga a diseñar será la viga A1/SA-V02 (40x90), como se ubica en planta del modelo matemático, el tramo de viga será la ubicada entre los ejes 3 y el eje C -E.

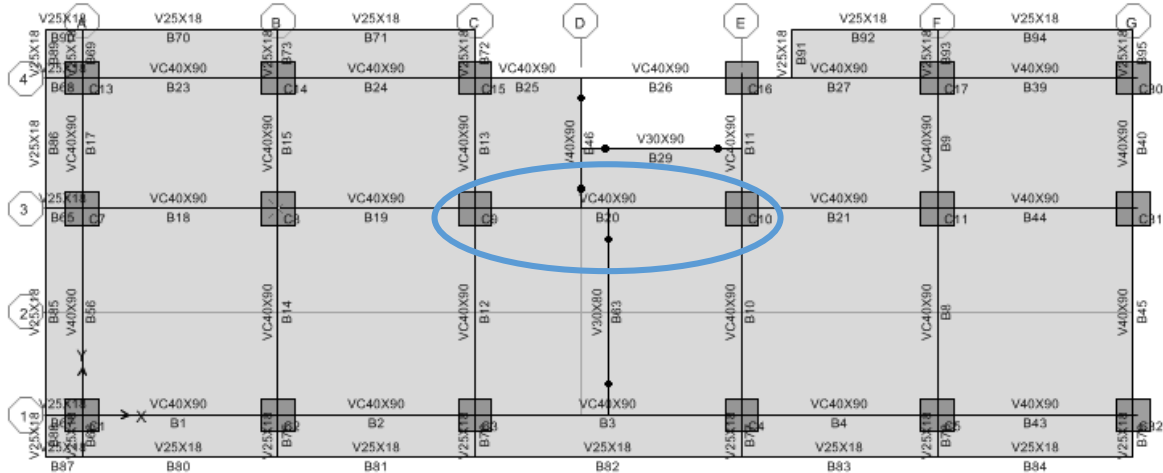


Figura N°33. Planta del modelo matemático 01 (Fuente propia).

En la figura se muestra la planta del modelo matemático 01, la zona encerrada en la elipse pertenece a la viga a diseñar.

Diseño de viga por flexión:

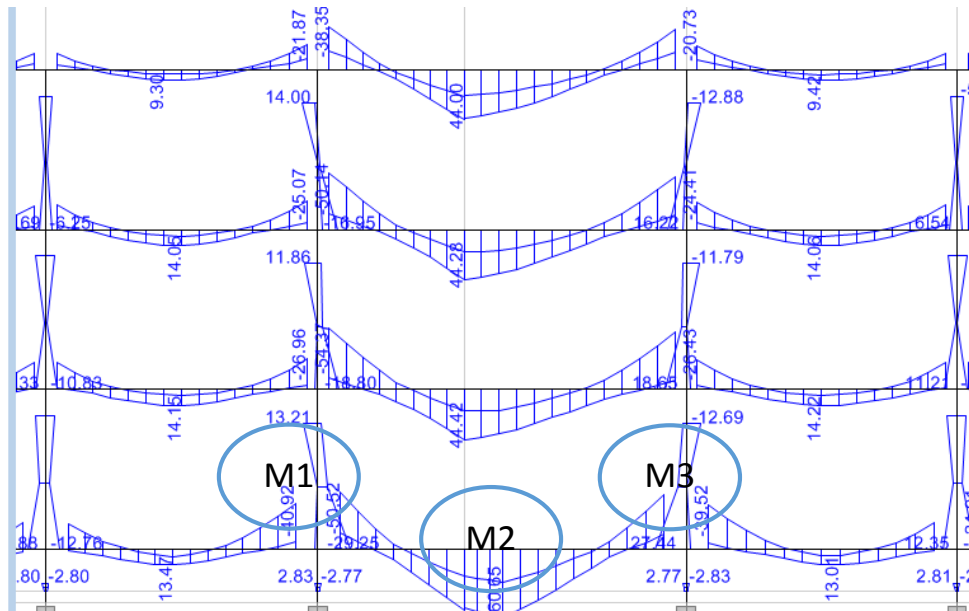
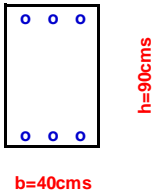


Figura N°34. diagrama de momentos flectores de la envolvente (Fuente propia).

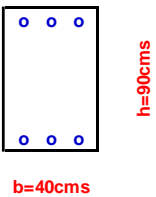
Para la identificación de los momentos flectores en las vigas se usarán como códigos en los nudos la letra “M”.

M1: 65.97 ton-m

CALCULO DEL AREA DE ACERO DE ELEMENTOS EN FLEXION			
	fy	=	4200 kg/cm ²
	f'c	=	210 kg/cm ²
	Rec.	=	6.00 cms
	Mu	=	65.97 tn-m
La cuantía maxima es: $\rho \text{ max} = 0.5 \cdot 0.85 \cdot 2 \cdot f'c / fy \cdot (6000 / (6000 + fy))$			
	$\rho \text{ max}$	=	0.01063
	As max	=	38.25 cm ²
La cuantía minima es: $\rho \text{ min} = 0.70 \cdot \text{raiz}(f'c) / fy$			
	$\rho \text{ min}$	=	0.00242
	As min	=	8.69 cm ²
El area de acero calculado es			
	As calc	=	22.56 cm ²

Se colocara como cuantía mínima de 2Ø1” con refuerzo adicional de 2Ø1” + 1Ø3/4”.

M2: 60.88 ton-m

CALCULO DEL AREA DE ACERO DE ELEMENTOS EN FLEXION			
	fy	=	4200 kg/cm ²
	f'c	=	210 kg/cm ²
	Rec.	=	6.00 cms
	Mu	=	60.88 tn-m
La cuantía maxima es: $\rho \text{ max} = 0.5 \cdot 0.85 \cdot 2 \cdot f'c / fy \cdot (6000 / (6000 + fy))$			
	$\rho \text{ max}$	=	0.01063
	As max	=	38.25 cm ²
La cuantía minima es: $\rho \text{ min} = 0.70 \cdot \text{raiz}(f'c) / fy$			
	$\rho \text{ min}$	=	0.00242
	As min	=	8.69 cm ²
El area de acero calculado es			
	As calc	=	20.67 cm ²

Se colocara una cuantía mínima de 2Ø1” con refuerzo adicional de 2Ø1” + 1Ø3/4”.

M3: 64.32 ton-m

CALCULO DEL AREA DE ACERO DE ELEMENTOS EN FLEXION			
 <p>h=90cms</p> <p>b=40cms</p>	fy	=	4200 kg/cm2
	f'c	=	210 kg/cm2
	Rec.	=	6.00 cms
	Mu	=	64.32 tn-m
La cuantia maxima es: $\rho \text{ max} = 0.5 \cdot 0.85 \cdot 2 \cdot f'c / fy \cdot (6000 / (6000 + fy))$			
	$\rho \text{ max}$	=	0.01063
	As max	=	38.25 cm2
La cuantia minima es: $\rho \text{ min} = 0.70 \cdot \text{raiz}(f'c) / fy$			
	$\rho \text{ min}$	=	0.00242
	As min	=	8.69 cm2
El area de acero calculado es			
	As calc	=	21.94 cm2

Se colocara una cuantía mínima de 2Ø1” con refuerzo adicional de 2Ø1”+ 1Ø3/4”.

Diseño por cortante:

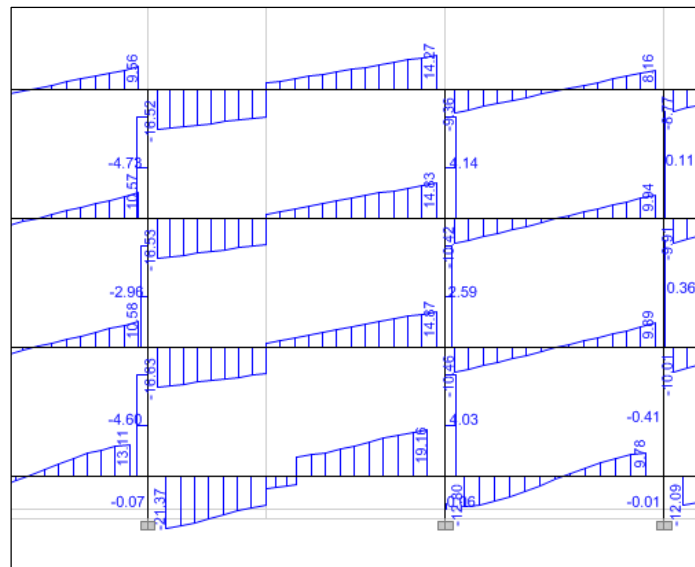


Figura N°35. Diagrama de fuerzas cortantes debido a carga muerta. (Fuente propia).

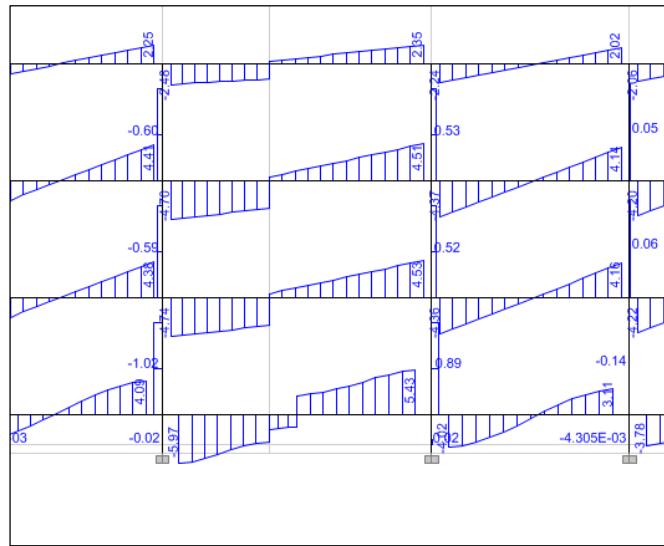


Figura N°36. Diagrama de fuerzas cortantes debido a carga viva (Fuente propia).

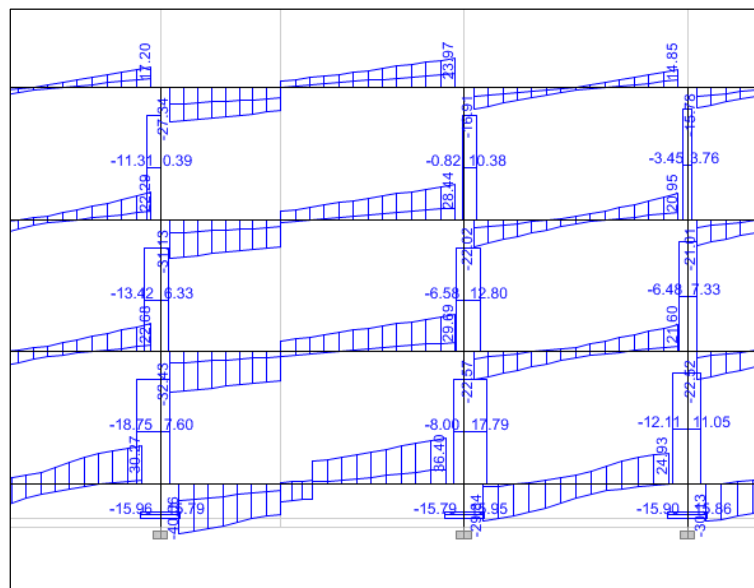


Figura N°37. Diagrama de fuerzas cortantes de envolvente de diseño (Fuente propia).

DISEÑO DE VIGAS POR FUERZA CORTANTE

Datos de Diseño

B	0.40 m	
D	0.90 m	(Peralte efectivo = H-recubrimiento)
Luz libre	9.20 m	
Vultimo=	40.06 tn	(Cortante Ultimo proveniente del analisis estructural)
Vc.m. =	21.37 tn	(Cortante debido a carga muerta)
Vc.v. =	5.97 tn	(Cortante debido a carga viva)
fc	210.00 kg/cm²	

Lado izquierdo

As sup =	23.09 cm²	Mn sup	72.62 tn-m
As inf =	10.12 cm²	Mn inf	33.29 tn-m

Lado derecho

As sup =	23.09 cm²	Mn sup =	72.62 tn-m
As inf =	10.12 cm²	Mn inf =	33.29 tn-m

Diagrama de Cortantes Hiperestaticos en la Viga

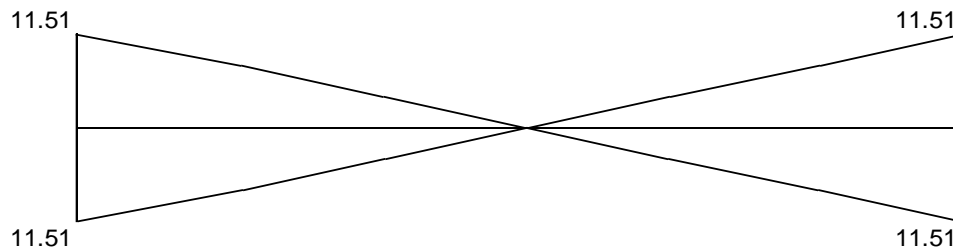
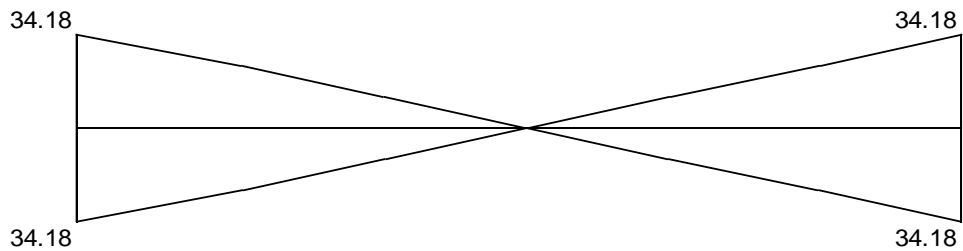
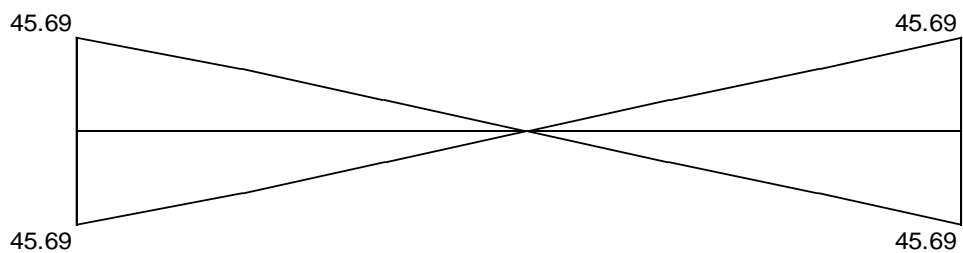


Diagrama de Cortantes Isostaticos en la Viga



Resultante de Cortantes en la Viga por Ductilidad



El Cortante Maximo por Requisitos de Ductilidad es

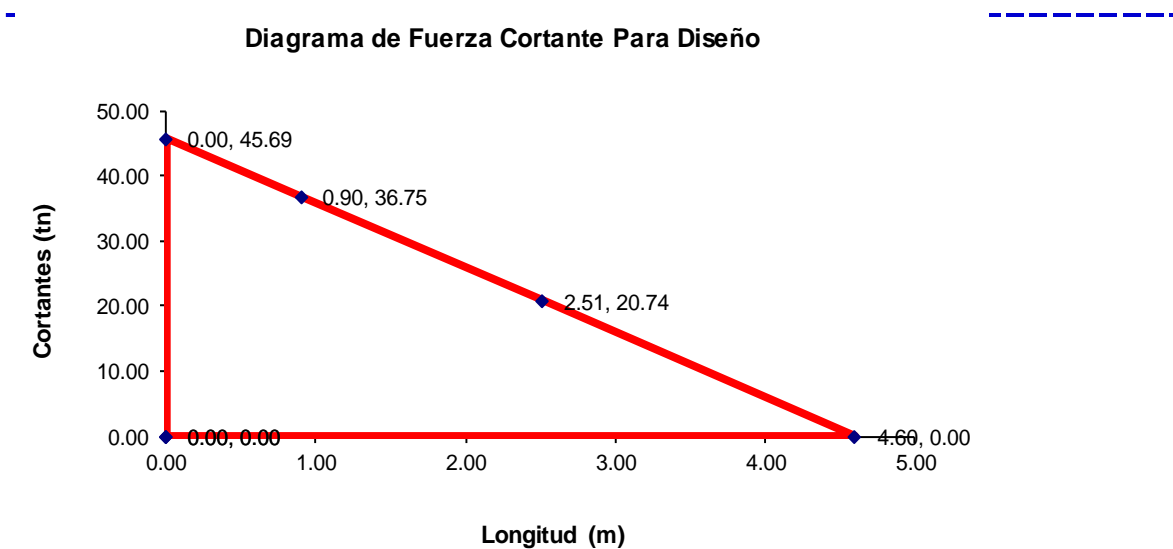
$$V_u = 45.69 \text{ tn}$$

El Cortante Maximo Proveniente del Analisis Estructural es

$$V_u = 40.06 \text{ tn}$$

El Cortante Maximo escogido para el diseño por Corte es

$$V_u = 45.69 \text{ tn}$$



el cortante a la distancia "d" de la cara del apoyo será

$$V_{ud} = 36.75 \text{ tn}$$

La resistencia al corte aportada por el concreto es:

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

$$V_c = 27.65 \text{ tn.}$$

$$\Phi v_c = 0.75 V_c = 20.74 \text{ tn.}$$

la longitud hasta donde se extiende ΦV_c , $L = 2.51 \text{ m.}$

El corte que debe de ser resistido por el acero es:

$$V_s = V_u / \phi - V_c$$

$$V_s = 21.35 \text{ tn.}$$

Se debe de verificar que el aporte del acero sea menor que el máximo, el cual se determina mediante la siguiente expresión.

$$V_s = 2.1 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_s = 109.55 \text{ tn}$$

$$109.55 > 21.35 \implies \text{OK}$$

Escoger el diámetro del estribo (1/4", 3/8", 1/2")

$$\text{Diámetro} = 3/8 = 0.71 \text{ cm}^2$$

El área A_v será igual a:

$$A_v = 2 * 0.71 = 1.42 \text{ cm}^2$$

El espaciamiento de los estribos se determina a través de la siguiente expresión

$$S = A_v * f_y * d / V_s = 25.14 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

DENTRO DE LA ZONA 2H

Dentro de la zona (2H), El espaciamiento calculado no debera exceder del espaciamiento máximo según la siguiente expresión:

- S < = d / 4 = 22.50 cm
- S < = 10 * 1.98 19.80 cm
- S < = 24 * 0.71= 17.04 cm
- S < = 30.00 cm

El espaciamiento máximo según la expresión será:

$$S = 17.04 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

Comparando (1) y (2) y escogiendo el valor se tiene:

$$S = 17.04 \text{ cm}$$

Por facilidad constructiva se escogera un espaciamiento multiplo de 2.5cms por lo que el espaciamiento dentro de la zona 2H sera de S= **15.00** cms

FUERA DE LA ZONA 2H (ZONA CENTRAL)

Fuera de la zona 2H (Zona central), El espaciamiento calculado no debera exceder del espaciamiento segun la siguiente expresion:

$$S \leq d / 2 = 45.00 \text{ cm} \dots\dots\dots(3)$$

Comparando (1) y (3) y escogiendo el valor se tiene:

$$S = 25.14 \text{ cm}$$

Por facilidad constructiva se escogera un espaciamiento multiplo de 2.5cms por lo que el espaciamiento fuera de la zona 2H (zona central) sera de S= **25.00** cms

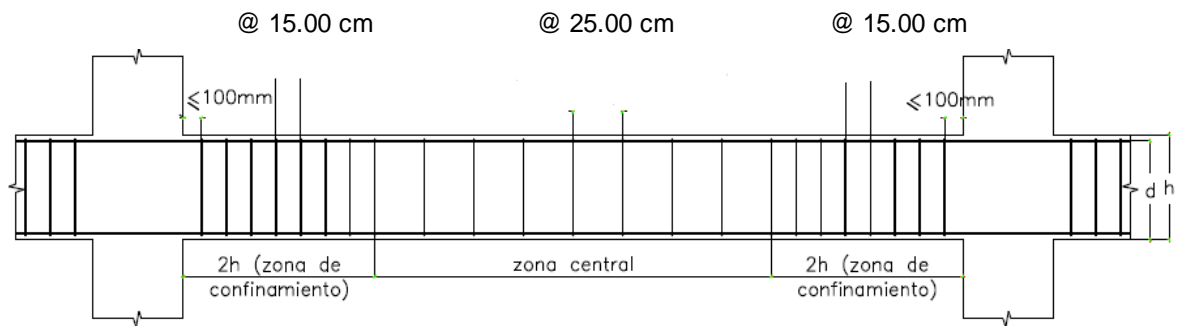
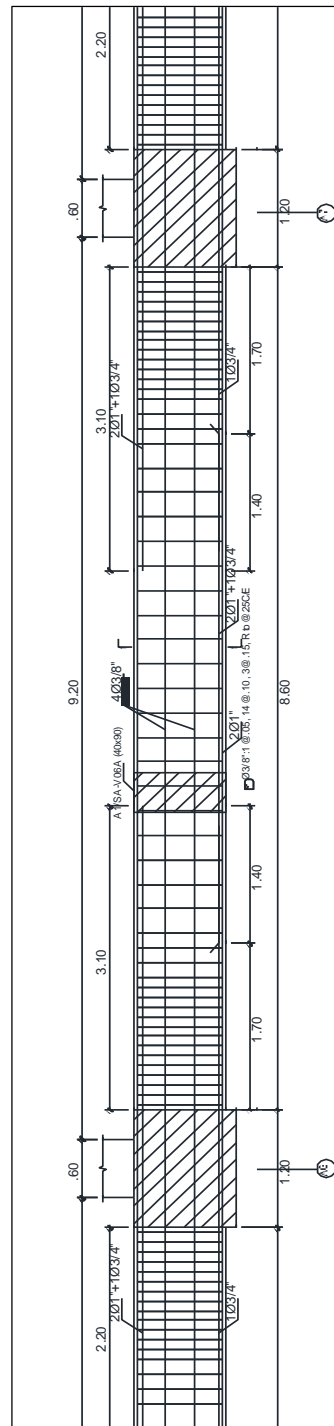


Figura N°38. Detalle de reforzamiento de viga calculada (A1/SA-V02 (40x90))
 (Fuente propia).



3.1.2.2. Diseño de Vigas de la Súper Estructura:

La viga a diseñar será la viga A1/1-V02 (40x90), como se ubica en planta del modelo matemático, el tramo de viga será la ubicada entre los ejes 3 y el eje C-E.

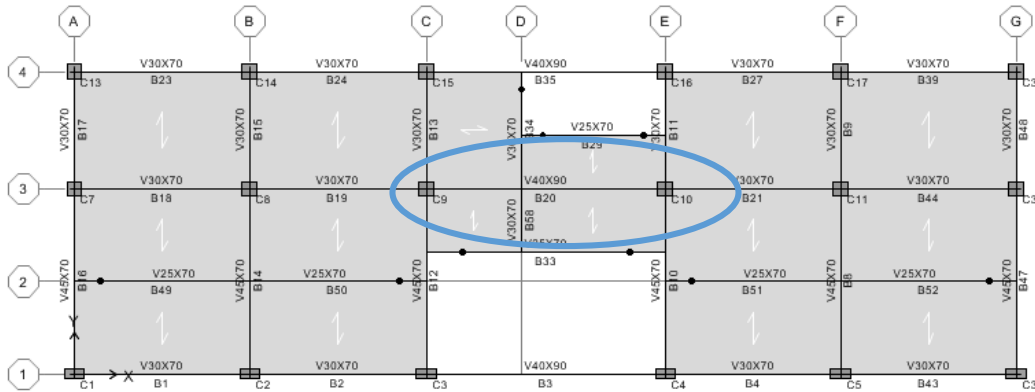


Figura N°39. Planta del modelo matemático 01 (Fuente propia).

En la figura se muestra la planta del modelo matemático 01, la zona encerrada en la elipse pertenece a la viga a diseñar.

Diseño de viga por flexión:

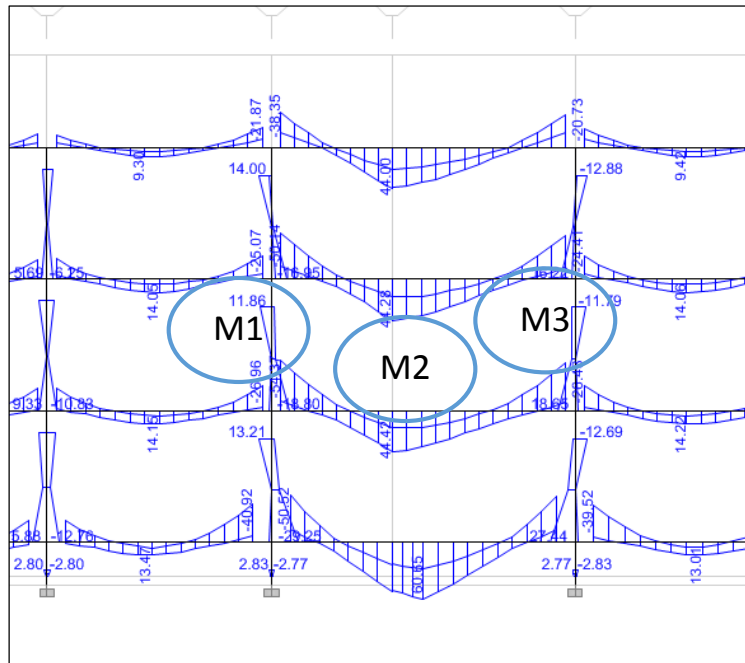


Figura N°40. Diagrama de momentos flectores de la envolvente (Fuente propia).

Para la identificación de los momentos flectores en las vigas se usarán como códigos en los nudos la letra “M”.

M1: 54.37 ton-m

CALCULO DEL AREA DE ACERO DE ELEMENTOS EN FLEXION



$b=40\text{cms}$

$h=90\text{cms}$

f_y	=	4200	kg/cm ²
f'_c	=	210	kg/cm ²
Rec.	=	6.00	cms
M_u	=	54.37	tn-m

La cuantía máxima es: $\rho_{\text{max}} = 0.5 \cdot 0.85 \cdot f'_c / f_y \cdot (6000 / (6000 + f_y))$

ρ_{max}	=	0.01063	
$A_s \text{ max}$	=	38.25	cm ²

La cuantía mínima es: $\rho_{\text{min}} = 0.70 \cdot \sqrt{f'_c} / f_y$

ρ_{min}	=	0.00242	
$A_s \text{ min}$	=	8.69	cm ²


El área de acero calculado es

$A_s \text{ calc}$	=	18.30	cm ²
--------------------	---	-------	-----------------

Se colocara una cuantía mínima de 2Ø1" con refuerzo adicional de 3Ø3/4".

M2: 44.35 ton-m

CALCULO DEL AREA DE ACERO DE ELEMENTOS EN FLEXION



$b=40\text{cms}$

$h=90\text{cms}$

f_y	=	4200	kg/cm ²
f'_c	=	210	kg/cm ²
Rec.	=	6.00	cms
M_u	=	44.35	tn-m

La cuantía máxima es: $\rho_{\text{max}} = 0.5 \cdot 0.85 \cdot f'_c / f_y \cdot (6000 / (6000 + f_y))$

ρ_{max}	=	0.01063	
$A_s \text{ max}$	=	38.25	cm ²

La cuantía mínima es: $\rho_{\text{min}} = 0.70 \cdot \sqrt{f'_c} / f_y$


ρ_{min}	=	0.00242	
$A_s \text{ min}$	=	8.69	cm ²

El área de acero calculado es

$A_s \text{ calc}$	=	14.73	cm ²
--------------------	---	-------	-----------------

Se colocara una cuantía mínima de 2Ø1" con refuerzo adicional de 2Ø3/4".

M3: 51.06 ton-m

CALCULO DEL AREA DE ACERO DE ELEMENTOS EN FLEXION			
	fy	=	4200 kg/cm ²
	f'c	=	210 kg/cm ²
	Rec.	=	6.00 cms
	Mu	=	51.06 tn-m
b=40cms			
h=90cms			
La cuantía máxima es: $\rho \text{ max} = 0.5 \cdot 0.85 \cdot 2 \cdot f'c / fy \cdot (6000 / (6000 + fy))$			
$\rho \text{ max}$	=	0.01063	
As max	=	38.25 cm ²	
La cuantía mínima es: $\rho \text{ min} = 0.70 \cdot \text{raiz}(f'c) / fy$			
$\rho \text{ min}$	=	0.00242	
As min	=	8.69 cm ²	
El area de acero calculado es			
As calc	=	17.11 cm ²	

Se colocara una cuantía mínima de 2Ø1" con refuerzo adicional de 3Ø3/4".

Diseño por cortante:

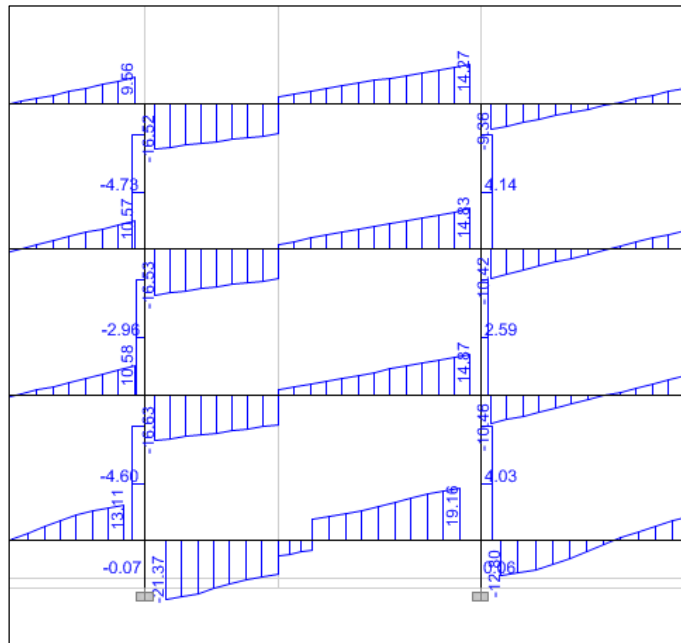


Figura N°41. Diagrama de fuerzas cortantes debido a carga muerta. (Fuente propia).

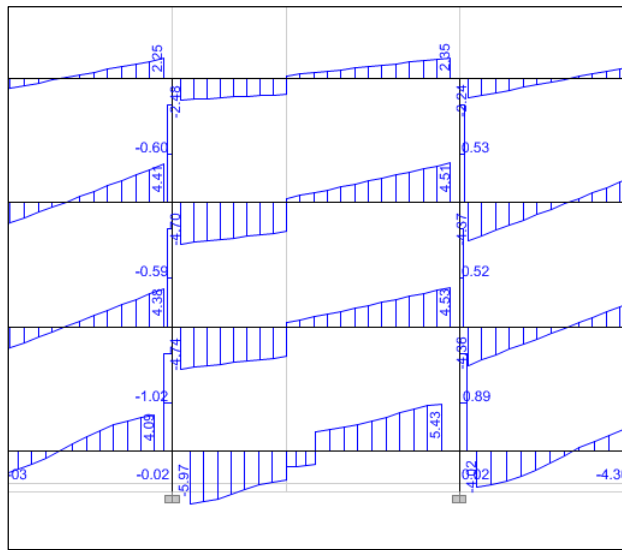


Figura N°42. Diagrama de fuerzas cortantes debido a carga viva (Fuente propia).

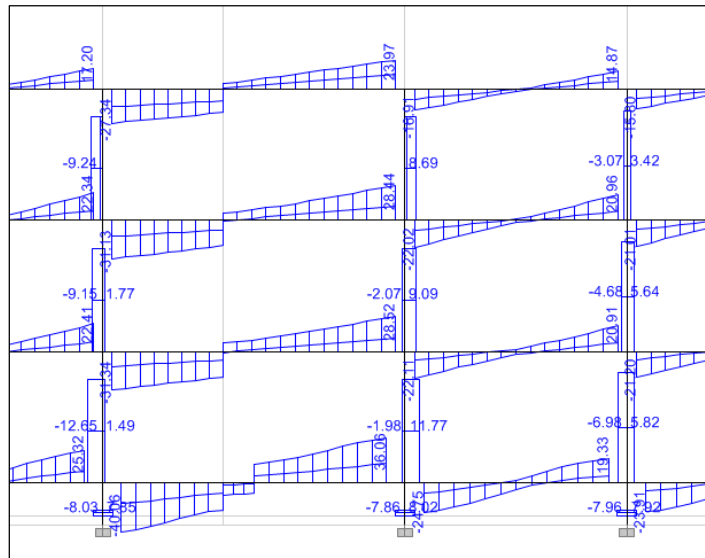


Figura N°43. Diagrama de fuerzas cortantes de envolvente de diseño (Fuente propia).

DISEÑO DE VIGAS POR FUERZA CORTANTE

Datos de Diseño

B	0.40 m	
D	0.90 m	(Peralte efectivo = H-recubriendo)
Luz libre	9.20 m	
Vultimo=	31.34 tn	(Cortante Ultimo proveniente del analisis estructural)
Vc.m. =	16.63 tn	(Cortante debido a carga muerta)
Vc.v. =	4.74 tn	(Cortante debido a carga viva)
fc	210.00 kg/cm²	

Lado izquierdo

As sup =	18.67 cm²	Mn sup =	59.64 tn-m
As inf =	10.12 cm²	Mn inf =	33.29 tn-m

Lado derecho

As sup =	18.67 cm²	Mn sup =	59.64 tn-m
As inf =	10.12 cm²	Mn inf =	33.29 tn-m

Diagrama de Cortantes Hiperestaticos en la Viga

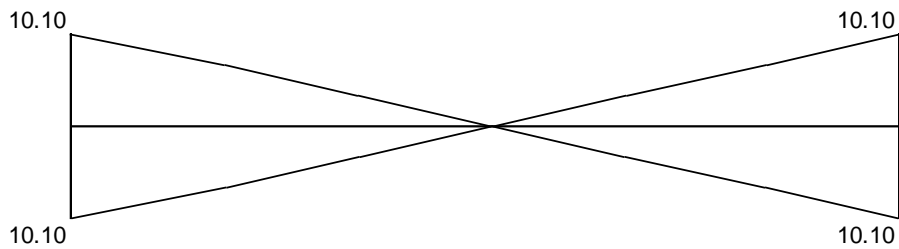
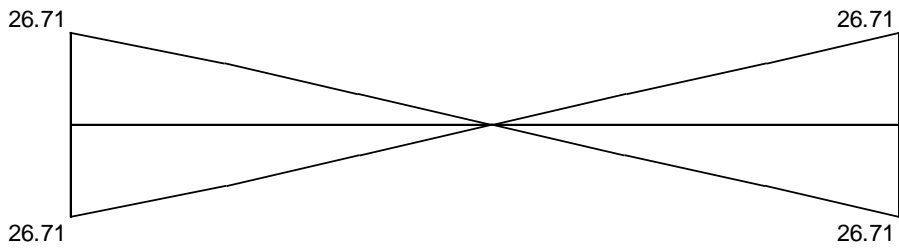
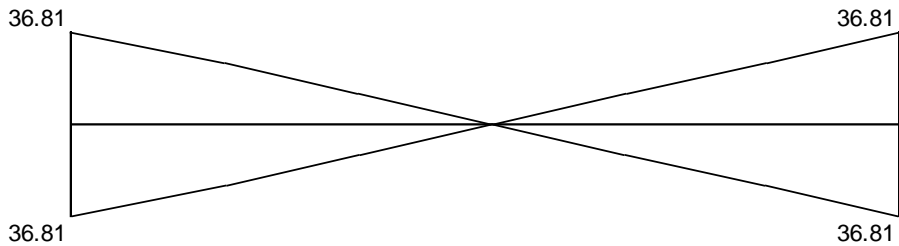


Diagrama de Cortantes Isostaticos en la Viga



Resultante de Cortantes en la Viga por Ductilidad



El Cortante Maximo por Requisitos de Ductilidad es

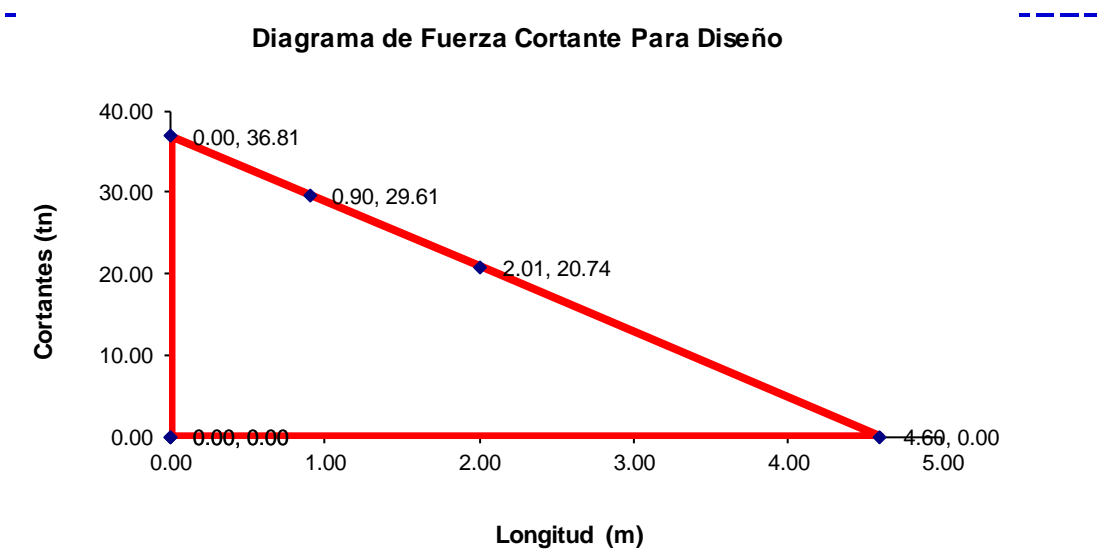
$$V_u = 36.81 \text{ tn}$$

El Cortante Maximo Proveniente del Analisis Estructural es

$$V_u = 31.34 \text{ tn}$$

El Cortante Maximo escogido para el diseño por Corte es

$$V_u = 36.81 \text{ tn}$$



el cortante a la distancia "d" de la cara del apoyo será

$$V_{ud} = 29.61 \text{ tn}$$

La resistencia al corte aportada por el concreto es:

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

$$V_c = 27.65 \text{ tn.}$$

$$\Phi v_c = 0.75 V_c = 20.74 \text{ tn.}$$

la longitud hasta donde se extiende ΦV_c , $L = 2.01 \text{ m.}$

El corte que debe de ser resistido por el acero es:

$$V_s = V_u / \phi - V_c$$

$$V_s = 11.83 \text{ tn.}$$

Se debe de verificar que el aporte del acero sea menor que el máximo, el cual se determina mediante la siguiente expresión.

$$V_s = 2.1 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_s = 109.55 \text{ tn}$$

$$109.55 > 11.83 \implies \text{OK}$$

Escoger el diámetro del estribo (1/4", 3/8", 1/2")

$$\text{Diámetro} = 3/8 = 0.71 \text{ cm}$$

El área A_v será igual a:

$$A_v = 2 * 0.71 = 1.42 \text{ cm}^2$$

El espaciamiento de los estribos se determina a través de la siguiente expresión

$$S = A_v * f_y * d / V_s = 45.37 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

DENTRO DE LA ZONA 2H

Dentro de la zona (2H), El espaciamiento calculado no debera exceder del espaciamiento máximo según la siguiente expresión:

- S <= d / 4 = 22.50 cm
- S <= 10 * 1.98 = 19.80 cm
- S <= 24 * 0.71 = 17.04 cm
- S <= 30.00 cm

El espaciamiento máximo según la expresión será:

$$S = 17.04 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

Comparando (1) y (2) y escogiendo el valor se tiene:

$$S = 17.04 \text{ cm}$$

Por facilidad constructiva se escogera un espaciamiento multiplo de 2.5cms por lo que el espaciamiento dentro de la zona 2H sera de S= **15.00** cms

FUERA DE LA ZONA 2H (ZONA CENTRAL)

Fuera de la zona 2H (Zona central), El espaciamiento calculado no debera exceder del espaciamiento segun la siguiente expresi3n:

$$S \leq d / 2 = 45.00 \text{ cm} \dots\dots\dots(3)$$

Comparando (1) y (3) y escogiendo el valor se tiene:

$$S = 45.00 \text{ cm}$$

Por facilidad constructiva se escogera un espaciamiento multiplo de 2.5cms por lo que el espaciamiento fuera de la zona 2H (zona central) sera de S= **25.00 cms**

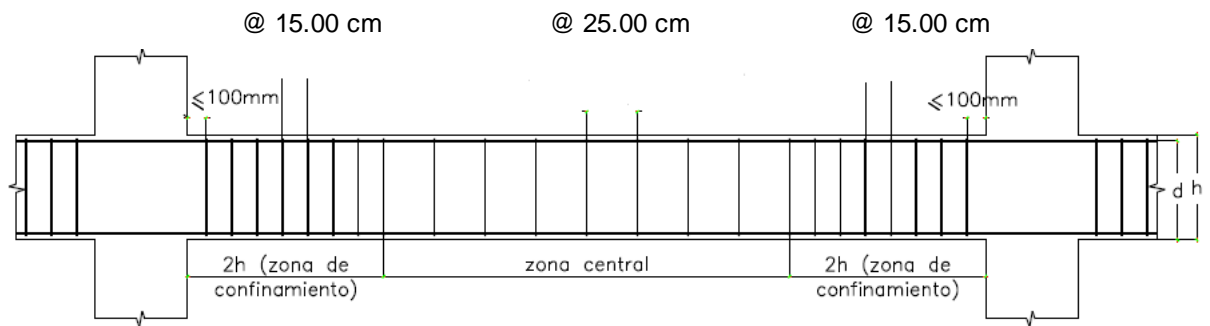
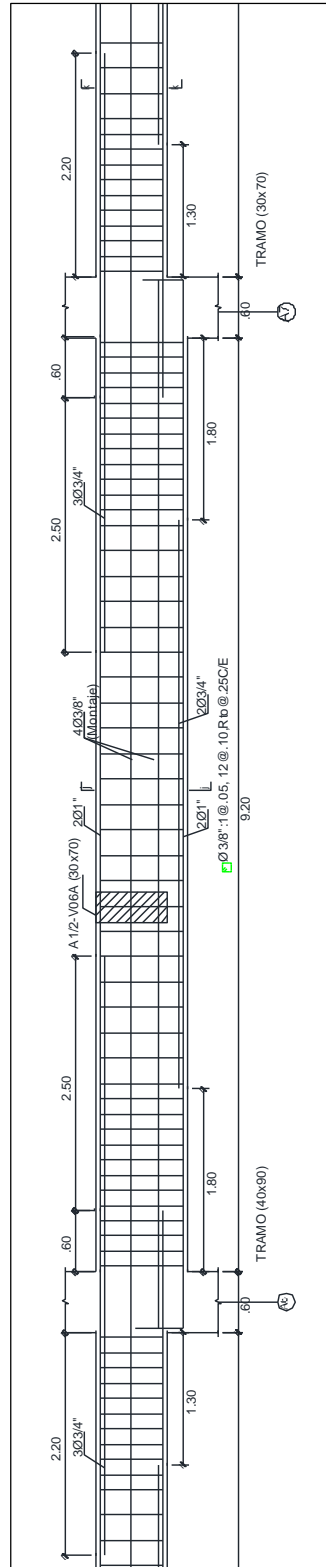
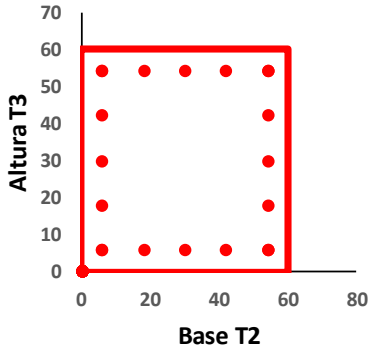


Figura N°44. Detalle de reforzamiento de viga calculada (A1/1-V02 (40x90))
 (Fuente propia).

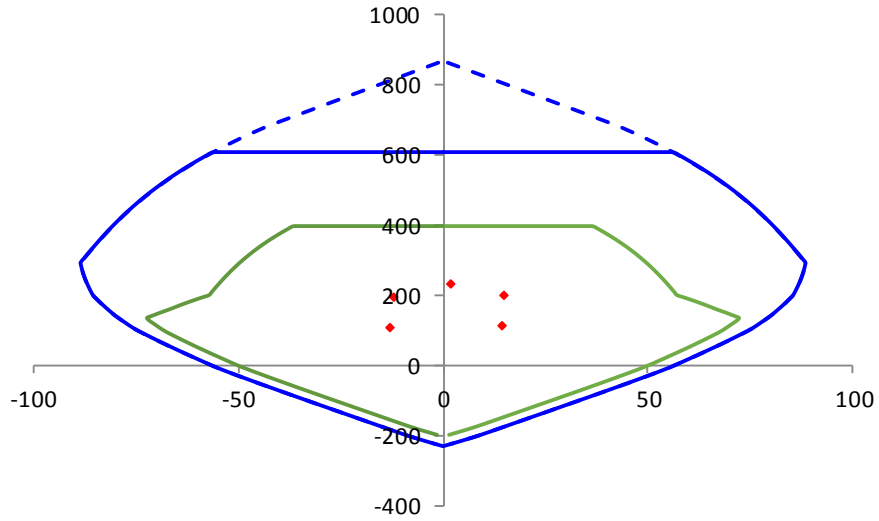


3.1.2.3. Diseño de Columnas:

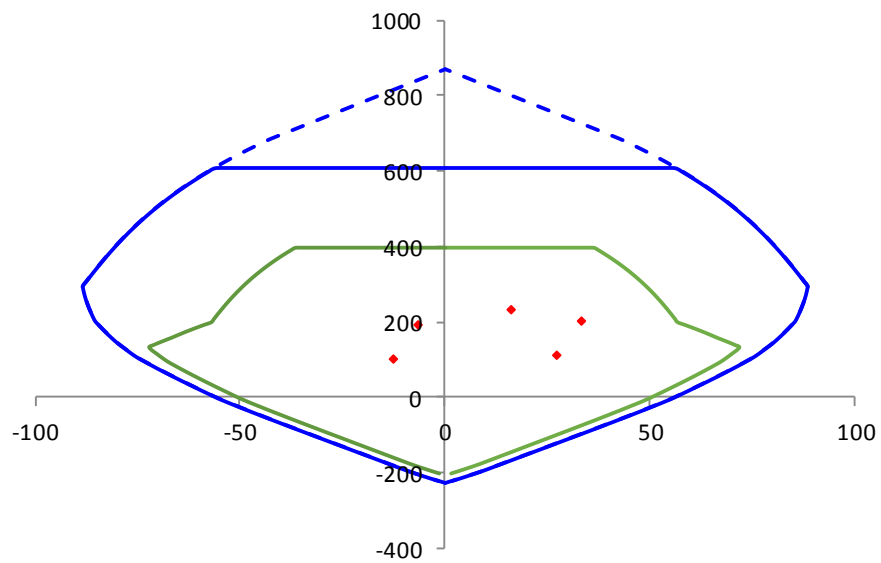
- Diseño de columna P1 (60x60) entre los ejes A5-AB

DISEÑO DE LA COLUMNA P1			
Propiedades geométricas			
H =	460.00	cm	Altura de la columna
T2 =	60.00	cm	Base
T3 =	60.00	cm	Altura
T3 orientado con el eje:	X		Orientación según eje de coordenadas
Propiedades mecánicas			
f'c =	210.00	kg/cm ²	Resistencia a la compresión del concreto
Capas //T2 =	5.00	capas	Número de capas paralelas a la base
Capas //T3 =	5.00	capas	Número de capas paralelas a la altura
Capas paralelas a la base T2			
Capa Nº	As (cm²)	Dist. (cm)	
Capa 1	18.65	6.00	
Capa 2	5.70	18.00	
Capa 3	5.70	30.00	
Capa 4	5.70	42.00	
Capa 5	18.65	54.00	
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		0.00	
Capas paralelas a la altura T3			
Capa Nº	As (cm²)	Dist. (cm)	
Capa 1	18.65	6.00	
Capa 2	5.70	18.00	
Capa 3	5.70	30.00	
Capa 4	5.70	42.00	
Capa 5	18.65	54.00	
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		0.00	
			
Cargas actuantes en T3		Cargas actuantes en el eje T2	
Pcm =	121.75 tn	Pcm =	121.75 tn
Pcv =	35.86 tn	Pcv =	35.86 tn
Pcs =	1.53 tn	Pcs =	4.69 tn
Mcm =	1.05 tn-m	Mcm =	7.95 tn-m
Mcv =	0.26 tn-m	Mcv =	2.82 tn-m
Mcs =	13.57 tn-m	Mcs =	19.98 tn-m
Vcm =	0.28 tn	Vcm =	4.17 tn
Vcv =	0.06 tn	Vcv =	1.50 tn
Vcs =	5.62 tn	Vcs =	8.46 tn

Combinación	Pu	Mu	Vu	e	ΦPn
1.4cm+1.7cv	231.41	1.91	0.49		
1.25(cm+cv)+cs	198.54	15.21	6.05	0.077	396.34
1.25(cm+cv)-cs	195.48	-11.93	5.20		
0.9cm+cs	111.11	14.52	5.87	0.131	340.59
0.9cs-cs	108.05	-12.63	5.37		



Combinación	Pu	Mu	Vu	e	ΦPn
1.4cm+1.7cv	231.41	15.92	8.39		
1.25(cm+cv)+cs	201.70	33.44	15.55	0.166	297.71
1.25(cm+cv)-cs	192.32	-6.52	1.37		
0.9cm+cs	114.27	27.14	12.21	0.237	232.34
0.9cs-cs	104.89	-12.83	4.71		



Verificación por flexocompresión biaxial

$$\frac{1}{\phi P_i} = \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_{no}}$$

Combinación	1/Φ Pnx	1/Φ Pny	1/Φ pno	Σ	1/Φ pi	Obs
1.25(cm+cv)+cs	0.002523	0.003359	0.002523	0.0034	0.0050	Ok
0.9cm+cs	0.002936	0.004304	0.002523	0.0047	0.0088	Ok

Diseño por fuerza cortante

El cortante de diseño por fuerza cortante proviene de comparar el cortante máximo proveniente del análisis estructural con el cortante máximo proveniente del análisis por capacidad

Cortante proveniente del análisis por capacidad

Sentido paralelo a T3:

Combinación	Pu	Φ Mn	Mpr	VPr	Máximo VPr
1.4cm+1.7cv	231.41	63.64	79.55	34.59	
1.25(cm+cv)+cs	201.70	66.75	83.43	36.28	
1.25(cm+cv)-cs	192.32	67.45	84.32	36.66	
0.9cm+cs	114.27	68.58	85.72	37.27	37.27
0.9cs-cs	104.89	67.44	84.30	36.65	

Sentido paralelo a T2:

Combinación	Pu	Φ Mn	Mpr	VPr	Máximo VPr
1.4cm+1.7cv	231.41	63.64	79.55	34.59	
1.25(cm+cv)+cs	201.70	66.75	83.43	36.28	
1.25(cm+cv)-cs	192.32	67.45	84.32	36.66	
0.9cm+cs	114.27	68.58	85.72	37.27	37.27
0.9cs-cs	104.89	67.44	84.30	36.65	

El máximo cortante proveniente del análisis estructural es:

$$V_u = 15.55 \text{ tn}$$

El máximo cortante proveniente del análisis por capacidad es:

$$V_u = 37.27 \text{ tn}$$

Por lo tanto el máximo cortante para el análisis es el mayor:

$$V_u = 37.27 \text{ tn}$$

$$N_u = 114.27 \text{ tn}$$

El cortante admisibles es:

$$V_c = 0,53 \sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{N_u}{140 A_g} \right) b_w d = 27.65 \text{ tn}$$

Vc no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0,93 \sqrt{f_c} b_w d \sqrt{1 + \frac{N_u}{35A_g}} = 48.54 \text{ tn}$$

Por lo tanto el cortante admisible es:

$$V_c = 27.65 \text{ tn}$$

$0.85 V_c < V_u \implies$ Diseñar estribos de acuerdo a lo indicado en la Norma E.060

$$\Phi V_n > V_u, \quad \Phi V_n = \Phi (V_c + V_s)$$

$$V_s = (V_u / \Phi) - V_c = 16.20 \text{ tn}$$

Seleccione diametro de estribo = **3/8** \implies As = 0.71 cm²

Seleccione el número de estribos = **2.00** Estribos

$$S = A_v * f_y * d / V_s$$

d = 54.00 cms

S = 30.00 cms (S máx=30cms)

Zona 1:

S = 30.00 cms (separación calculada)

S = **25.00** cms (separación asumida)

Zona 2:

Menor diámetro colocado 5/8

$8\Phi = 12.64$ cms (ocho veces el diámetro)
(mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento)

0.5 dim = 30.00 cms

10.00 cms

30.00 cms (S calculado por cortante)

Escogiendo el menor valor se tiene:

S = 10.00 cms (separación calculada)

S = **10.00** cms (separación asumida)

Zona 3:

S = 15.00 cms (separación calculada)

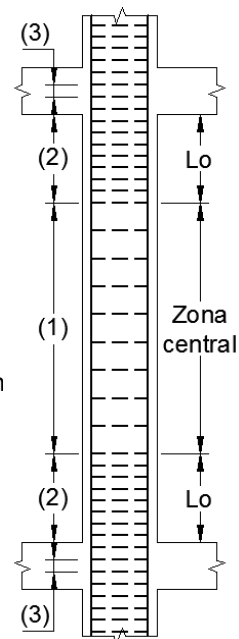
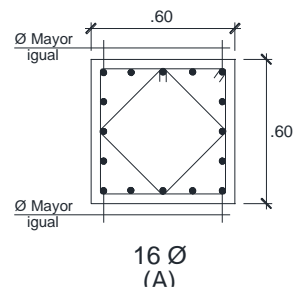


Figura N°45. Diseño final de la columna P1 (60x60) (Fuente propia).

PISO	CONCRETO fc'(Kg/cm2)	P1
PISO TECNICO	210	
1° PISO	210	0.60 x 0.60 4 Ø 1" + 12 Ø 3/4" 2 \square 3/8" @ .25 (A)
2° PISO	210	0.60 x 0.60 4 Ø 1" + 12 Ø 3/4" 2 \square 3/8" @ .25 (A)
3° PISO	210	0.60 x 0.60 16 Ø 3/4" 2 \square 3/8" @ .25 (A)



3.1.3. Edificación de 3 pisos Aislada

Es un módulo o bloque del hospital, el cual tiene la base aislada, además tiene un sistema estructural predominante de pórticos de concreto armado tanto como en el eje X-X como en el eje Y-Y.

Las columnas que conforman estos pórticos son de 40x80cms y 60x60cms, las vigas en el eje X-X son de 25x70cms, 30x70cms y 40x90cms; para el sentido Y-Y las vigas son de 30x70cms y 40x90cms; las losas de entrepiso son aligeradas unidireccionales de espesor 20cms.

Espectro del modelo aislado:

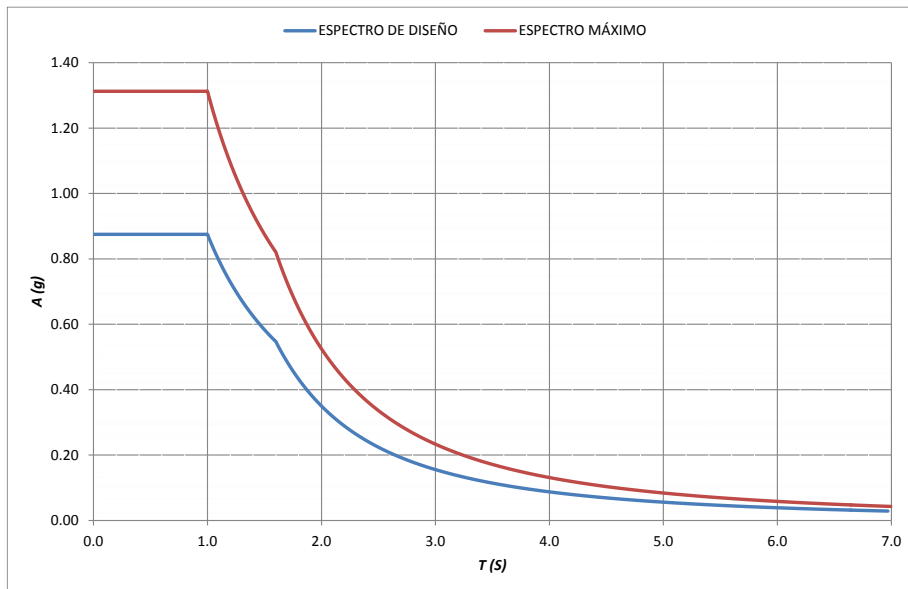
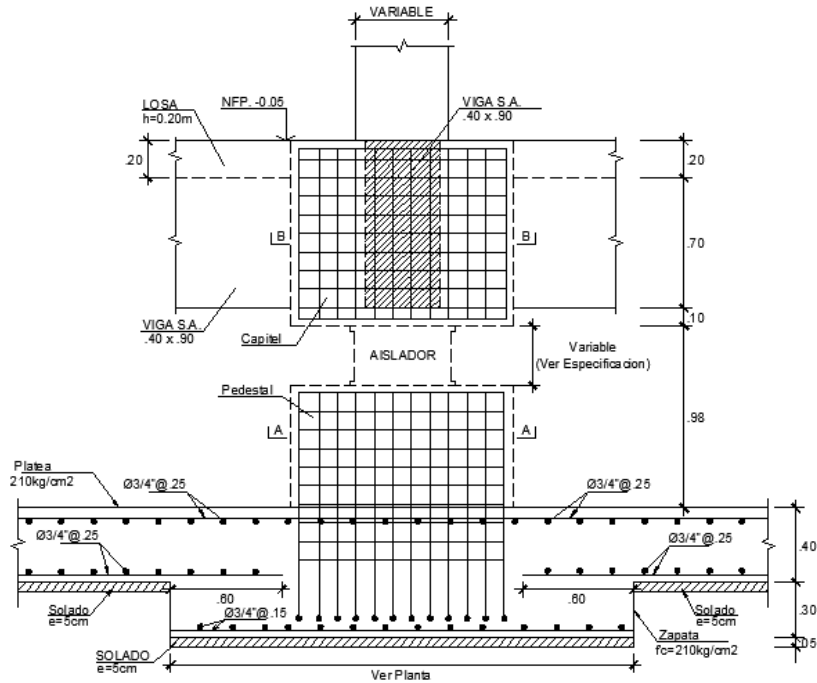
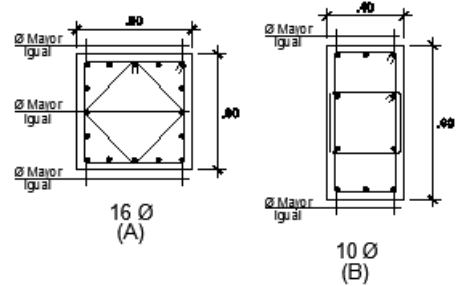
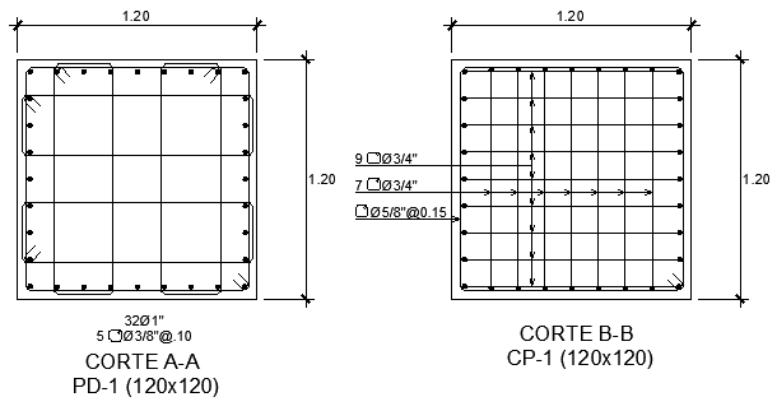


Figura N°46. Espectro de diseño – Espectro máximo (Fuente propia).

CUADRO DE COLUMNAS			
PISO	CONCRETO fc(Kg/cm2)	P1	P2
PISO TECNICO	210	0.60 x 0.60 4 Ø 1" + 12 Ø 3/4" 2 Ø 5/8" @ 25 (A)	0.40 x 0.80 4 Ø 1" + 6 Ø 3/4" 2 Ø 3/8" @ 25 (B)
1º PISO	210	0.60 x 0.60 4 Ø 1" + 12 Ø 3/4" 2 Ø 5/8" @ 25 (A)	0.40 x 0.80 4 Ø 1" + 6 Ø 3/4" 2 Ø 3/8" @ 25 (B)
2º PISO	210	0.60 x 0.60 4 Ø 1" + 12 Ø 3/4" 2 Ø 5/8" @ 25 (A)	0.40 x 0.80 4 Ø 1" + 6 Ø 3/4" 2 Ø 3/8" @ 25 (B)
3º PISO	210	0.60 x 0.60 16 Ø 3/4" 2 Ø 5/8" @ 25 (A)	0.40 x 0.80 10 Ø 3/4" 2 Ø 3/8" @ 25 (B)



DETALLE DE DE PEDESTALES
(PARA AISLADOR)



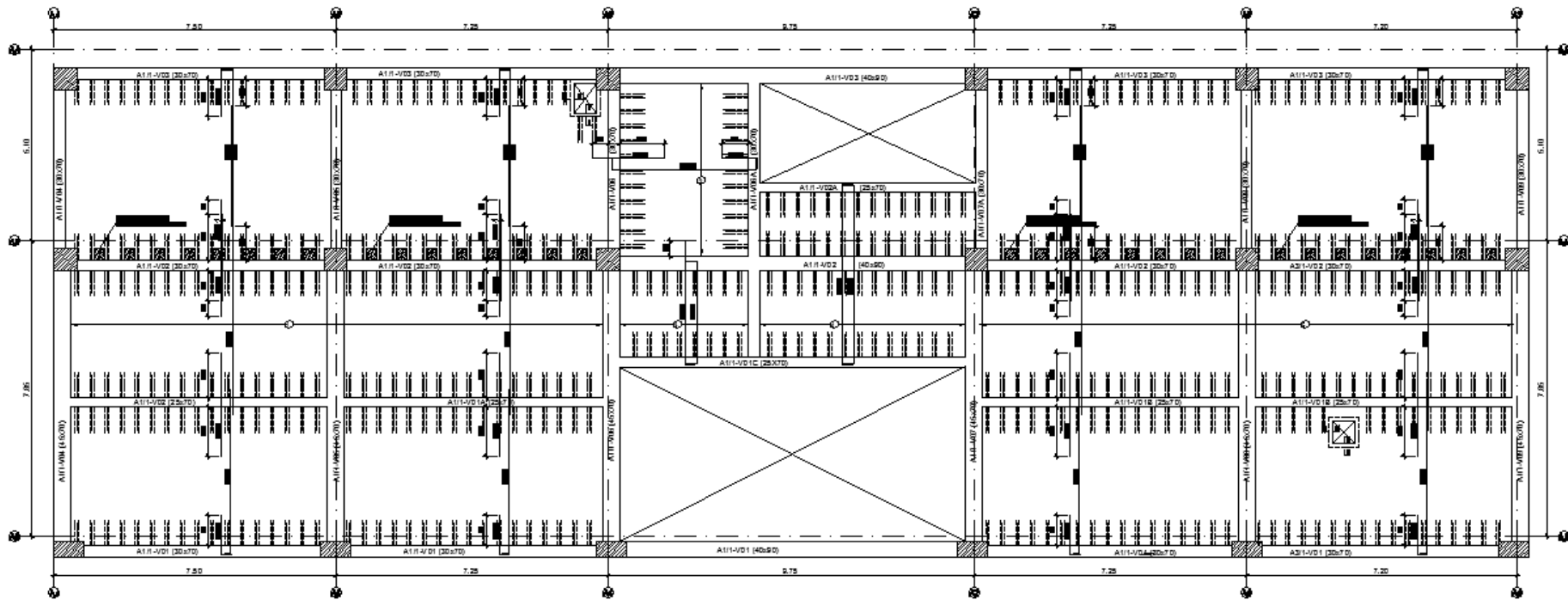


Figura N°47 - Encofrado Estructura Aislada (Fuente propia).

3.1.4. Módulo de 3 pisos Convencional

Es un módulo o bloque del hospital, el cual tiene la base aislada, además tiene un sistema estructural predominante de muros de concreto armado tanto como en el eje X-X como en el eje Y-Y.

Las placas o muros de corte que conforman el bloque son de 30cms de espesor y de 2.00m de longitud con columnas de confinamiento de 30x50cms y 60x60cms; columnas que conforman el bloque son de 40x80cms y 60x60cms, las vigas en el eje X-X son de 25x70cms, 30x70cms y 40x90cms; para el sentido Y-Y las vigas son de 30x70cms y 40x90cms; las losas de entrepiso son aligeradas unidireccionales de espesor 20cms.

Espectro del modelo convencional:

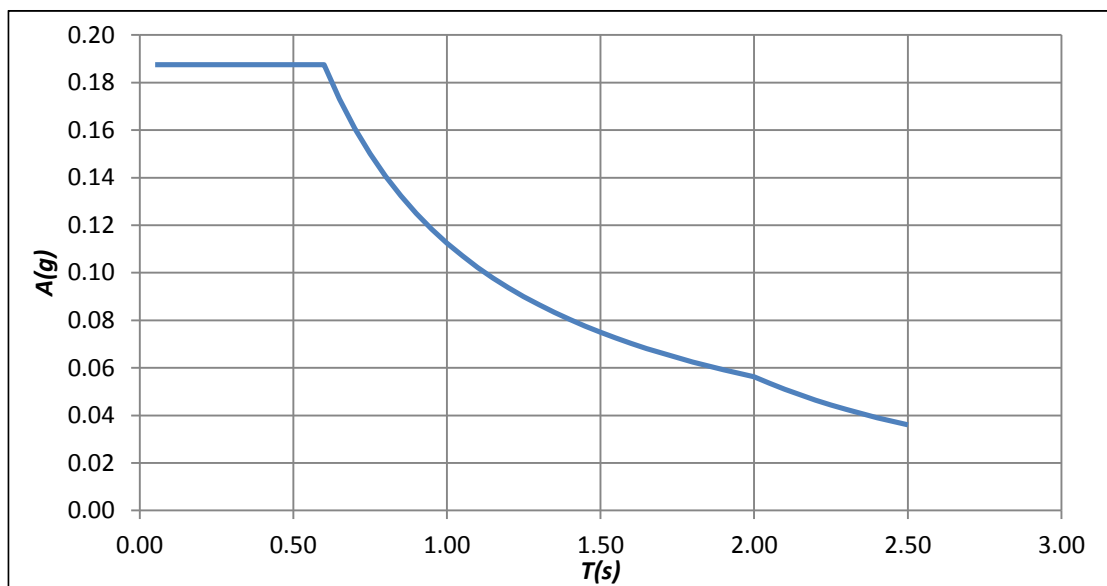
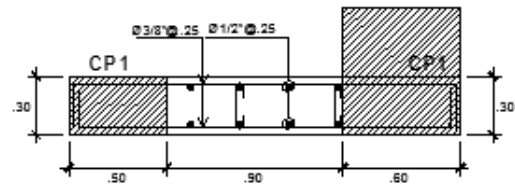
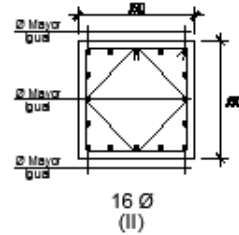
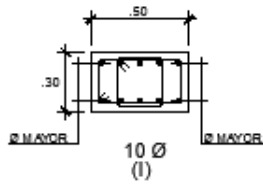


Figura N°48. Espectro modelo convencional (Fuente propia).

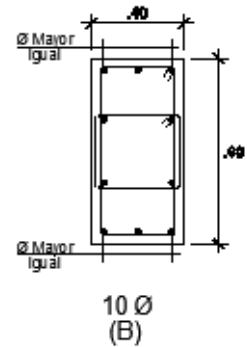
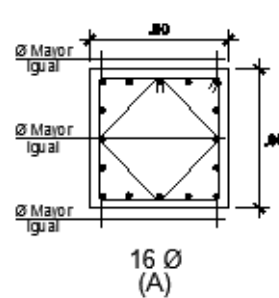
CUADRO DE COLUMNAS DE CONFINAMIENTO DE PLACAS			
PISO	CONCRETO fc(Kg/cm ²)	CP1	CP1
1º PISO	210	0.30 x 0.60 4 Ø 1" + 6 Ø 3/4" 2 Ø 3/8" @ .25 (I)	0.60 x 0.60 4 Ø 1" + 12 Ø 3/4" 2 Ø 3/8" @ .25 (I)
2º PISO	210	0.30 x 0.60 4 Ø 1" + 6 Ø 3/4" 2 Ø 3/8" @ .25 (I)	0.60 x 0.60 4 Ø 1" + 12 Ø 3/4" 2 Ø 3/8" @ .25 (I)
2º PISO	210	0.30 x 0.60 4 Ø 1" + 6 Ø 3/4" 2 Ø 3/8" @ .25 (I)	0.60 x 0.60 4 Ø 1" + 12 Ø 3/4" 2 Ø 3/8" @ .25 (I)



PLACA PL-1
ESCALA 1:25



CUADRO DE COLUMNAS			
PISO	CONCRETO fc(Kg/cm ²)	P1	P2
PISO TECNICO	210	0.60 x 0.60 4 Ø 1" + 12 Ø 3/4" 2 Ø 3/8" @ .25 (A)	0.40 x 0.80 4 Ø 1" + 6 Ø 3/4" 2 Ø 3/8" @ .25 (B)
1º PISO	210	0.60 x 0.60 4 Ø 1" + 12 Ø 3/4" 2 Ø 3/8" @ .25 (A)	0.40 x 0.80 4 Ø 1" + 6 Ø 3/4" 2 Ø 3/8" @ .25 (B)
2º PISO	210	0.60 x 0.60 4 Ø 1" + 12 Ø 3/4" 2 Ø 3/8" @ .25 (A)	0.40 x 0.80 4 Ø 1" + 6 Ø 3/4" 2 Ø 3/8" @ .25 (B)
3º PISO	210	0.60 x 0.60 16 Ø 3/4" 2 Ø 3/8" @ .25 (A)	0.40 x 0.80 10 Ø 3/4" 2 Ø 3/8" @ .25 (B)



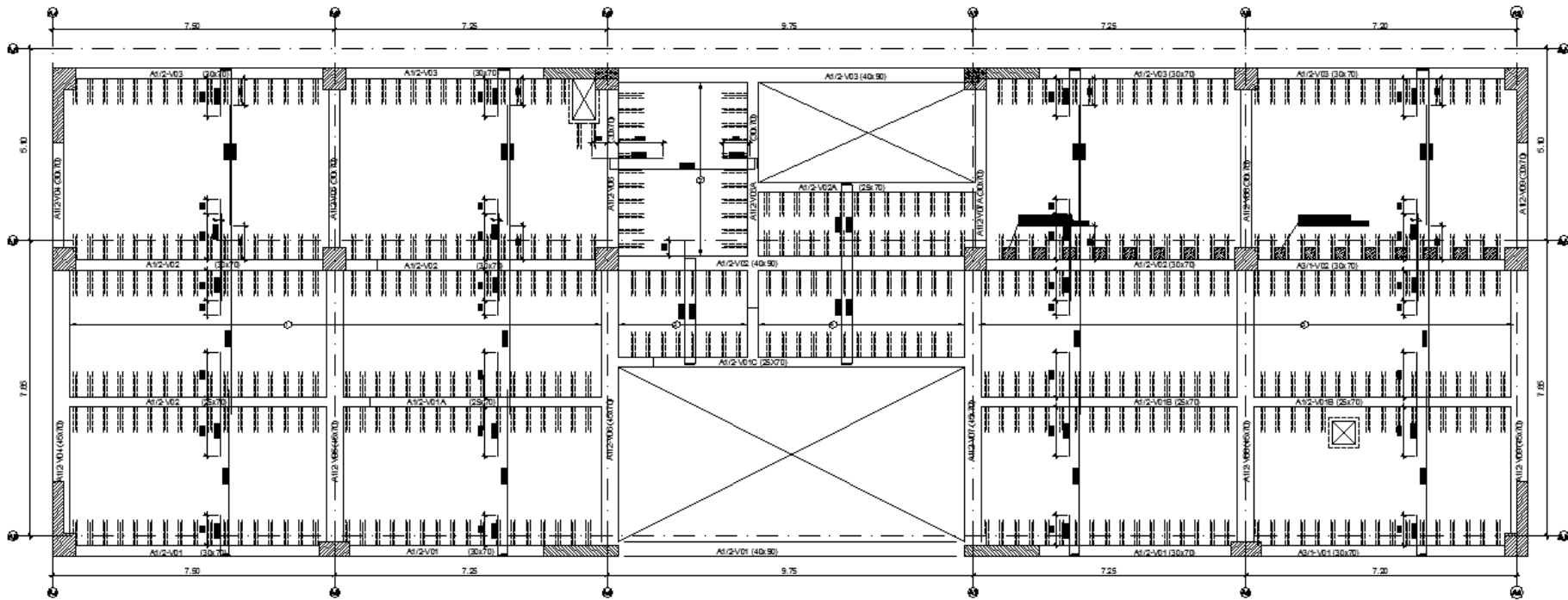


Figura N°49 - Encofrado Estructura Convencional (Fuente propia).

3.2. Modelos de Edificación Aislada

El modelo matemático de la edificación aislada, que se muestra en la figura N°27, está conformado por un sistema de pórticos, como se explicó anteriormente en el marco teórico, no es necesario el uso de muros de corte o placas puesto que el uso de aisladores en la base hace que sea innecesario el uso de esta.

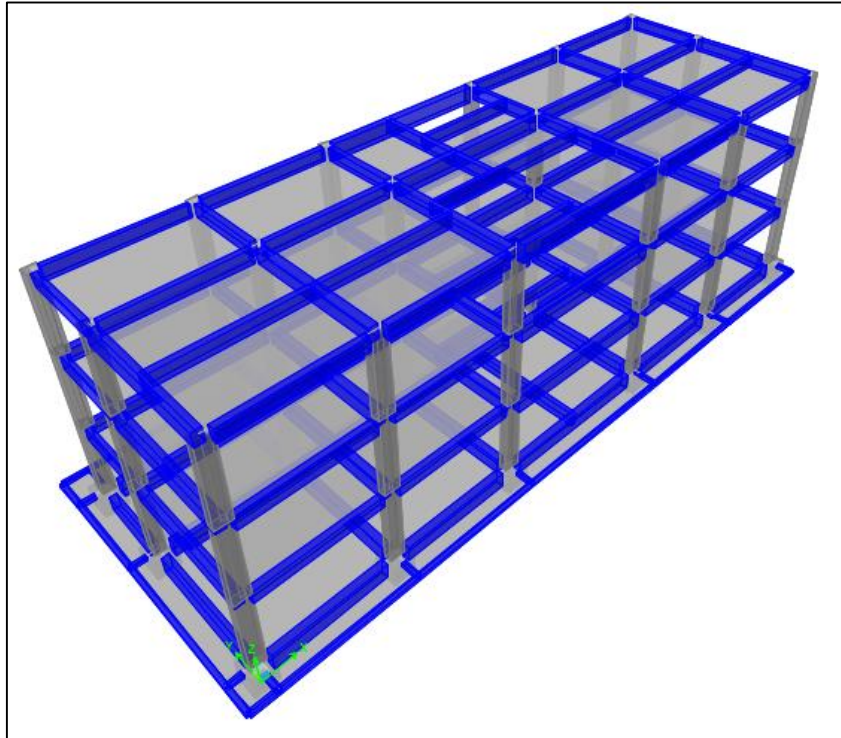


Figura N°50 - Modelo Estructura Aislada (periodo fundamenta $T=2.35$ seg.)
(Fuente propia).

3.3. Cuadro de resumen de desplazamientos:

A continuación se presenta los máximos desplazamientos del último nivel de la estructura:

DESPLAZAMIENTO MÁXIMO ULTIMO NIVEL	
Dx=	2.22 cm
Dy=	3.10 cm
DELTAi/hi(MAXIMO)	
DELTAi/hix=	0.00224
DELTAi/hiy=	0.00311

3.4. Modelos de Edificación Convencional

Para el modelo matemático de la estructura convencional el sistema estructural predominante es el de "Muros Estructurales".

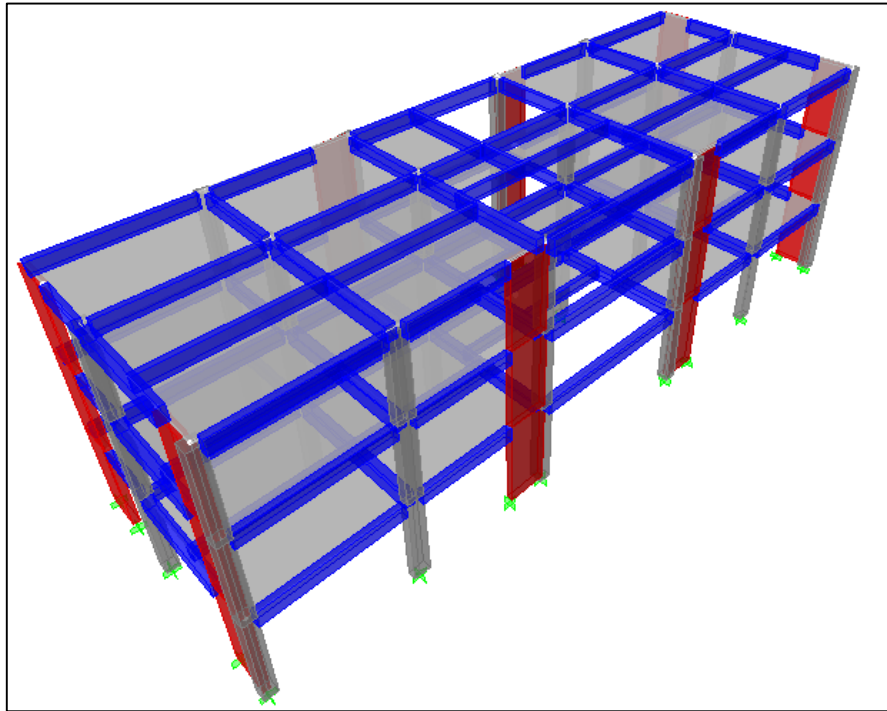


Figura N°51 - Modelo Estructura Convencional (periodo fundamenta $T=0.40$ seg.) (Fuente propia).

3.5. Cuadro de resumen de desplazamientos:

A continuación se presenta los máximos desplazamientos del último nivel de la estructura:

DESPLAZAMIENTO MÁXIMO ULTIMO N	
Dx=	3.92 cm
Dy=	4.61 cm
DELTAi/hi(MAXIMO)	
DELTAi/hix=	0.00308
DELTAi/hiy=	0.00361

3.6. Procedimiento Para El Cálculo De Las Curvas De Capacidad Y Espectro De Capacidad Por Medio Del Programa SAP2000

Para el análisis Pushover, se realizó un modelo estructural en tres (3) dimensiones de la estructura de concreto armado, las mismas que se presentaron anteriormente, una con aislación en la base y otra con muros de corte o placas, por medio del programa SAP2000 v.16.0 Ultimate de elementos finitos.

Se siguió el siguiente procedimiento para definir la no linealidad de los elementos:

- Se creó cada sección del modelo con la herramienta del programa llamada “*Section Designer*”, la cual nos permite asignar el valor de deformación unitaria propuesta por Mander (1988) para el concreto confinado.
- La definición de las rótulas plásticas (Hinges), se siguieron los lineamientos propuestos por el FEMA-356, para vigas y columnas de concreto armado, encontrándose estos en las tablas 6-7 y 6-8 respectivamente. Además se consideró “Transverse Reinforcement: Conforming”

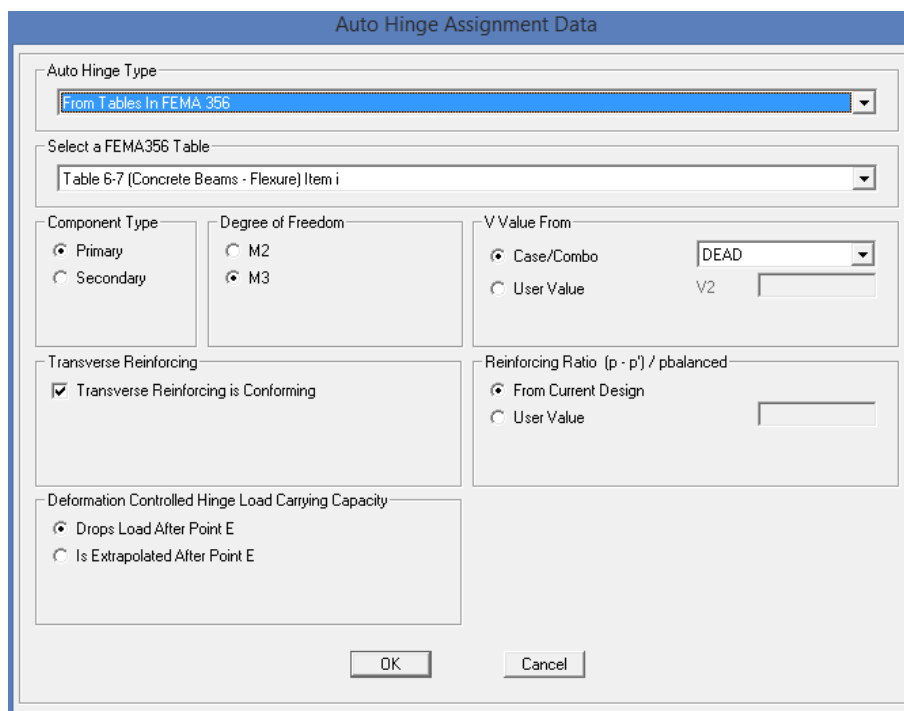


Figura N°52 - Asignación de rótulas plásticas en vigas (Transverse Reinforcing is conforming). (Fuente propia).

- Se asignó diafragmas para cada nivel de la estructura.
- Se consideró empotramiento en la base.
- La definición los patrones de carga (*Load patterns*) se realizó como se muestra en la figura N°30, definiendo el patrón de carga Push X-X y push Y-Y como cargas asignadas al centro de masas de la estructura al eje que corresponda cada una, para éstas cargas se utilizó el tipo de carga modal, la cual corresponde a la discretización del primer modo fundamental multiplicado por la cortante en la base de la estructura, siendo éste tipo de patrón de carga la media entre la carga distribuida rectangular y la triangular, de entre las cuales se diferencia de la triangular en un 4% según (Mwafy A. 2001).

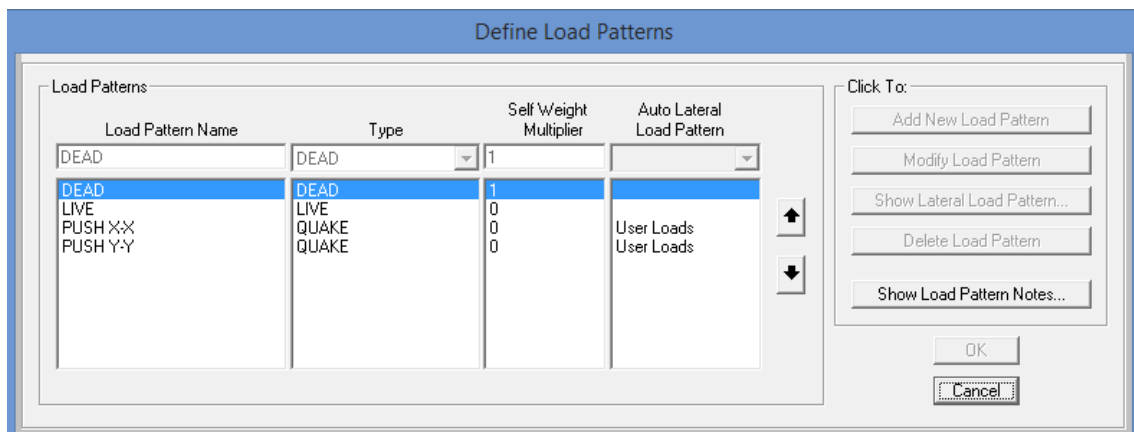


Figura N°53 - Definición de patrones de carga. (Fuente propia).

- Para los casos de carga se asignaron como CGNL (carga gravitacional no lineal) el 100% de la carga muerta más el 50% de la carga viva siendo el tipo de carga estática no lineal como se muestra en la figura N°31. Además se asignó el caso de carga PUSHOVER X y PUSHOVER Y, cada uno con su carga push en el eje que le correspondiente de análisis, ambos se definieron como tipo de carga estática no lineal.

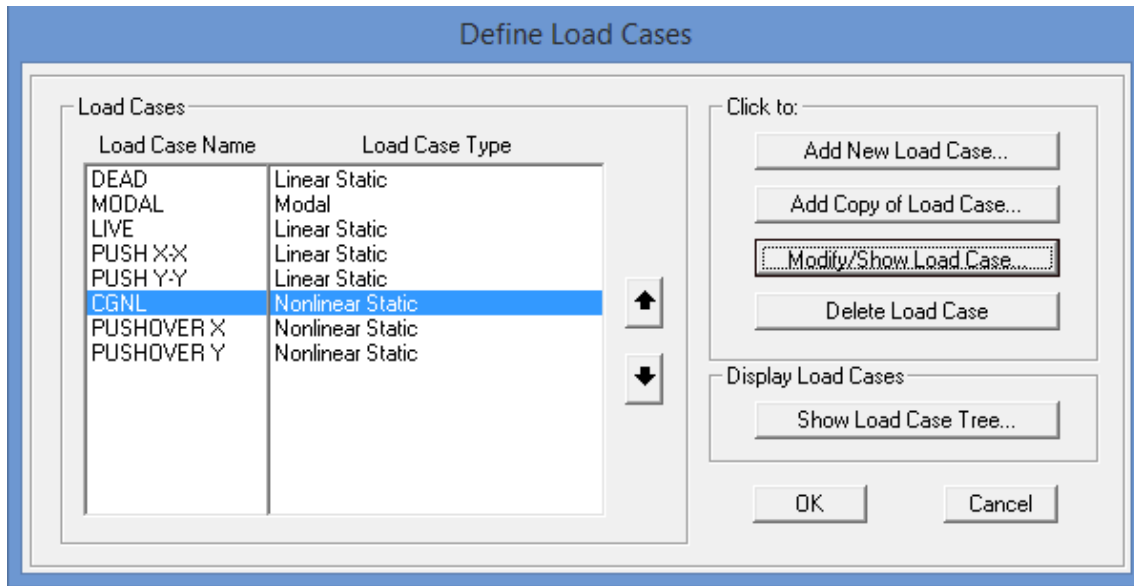


Figura N°54 - Definición de casos de carga. (Fuente propia).

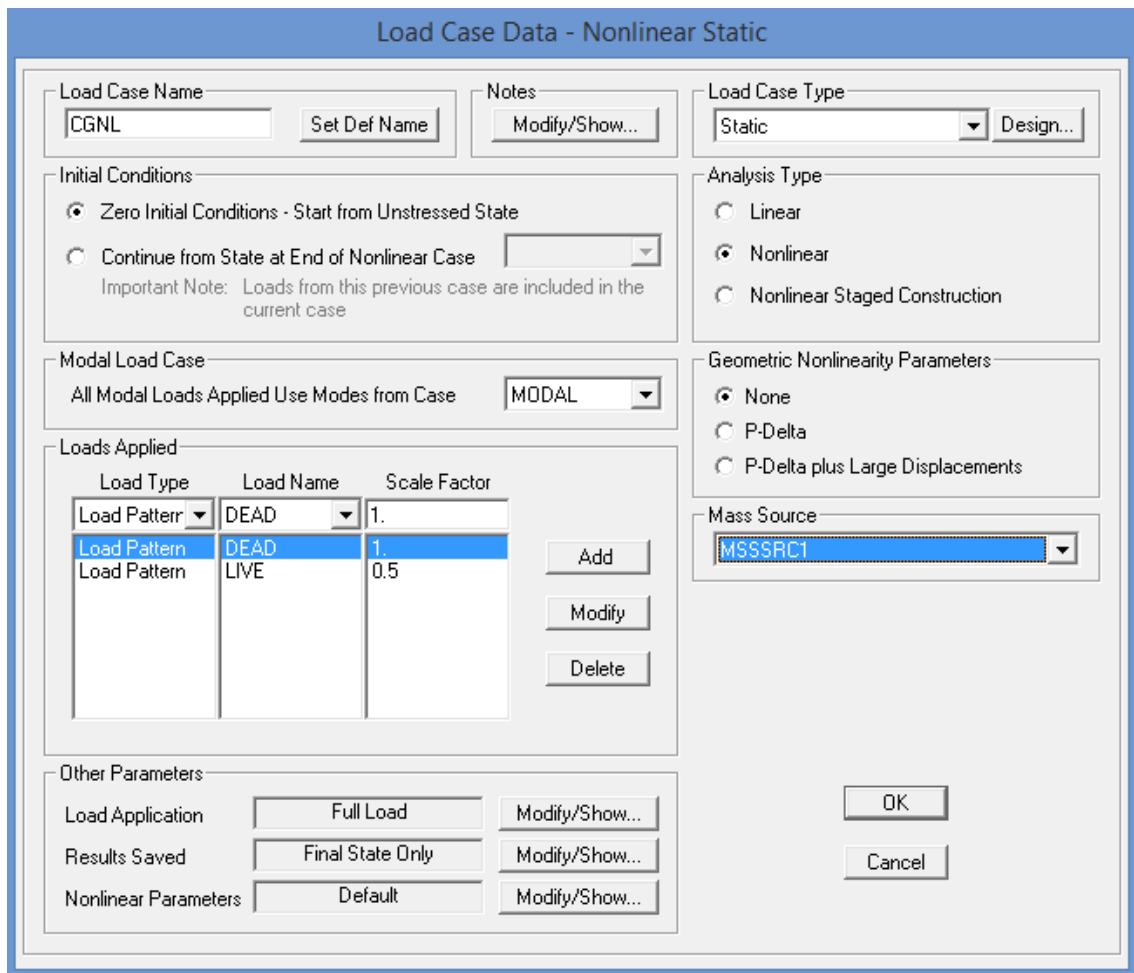


Figura N°55 - Definición de casos de carga CGNL (Fuente propia).

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: Notes:

Load Case Type:

Initial Conditions:

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case: All Modal Loads Applied Use Modes from Case

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
<input type="text" value="Load Pattern"/>	<input type="text" value="PUSH XX"/>	<input type="text" value="1."/>
<input type="text" value="Load Pattern"/>	<input type="text" value="PUSH XX"/>	<input type="text" value="1."/>

Analysis Type:

Linear

Nonlinear

Nonlinear Staged Construction

Geometric Nonlinearity Parameters:

None

P-Delta

P-Delta plus Large Displacements

Mass Source:

Other Parameters:

Load Application:

Results Saved:

Nonlinear Parameters:

Figura N°56 - Definición de casos de carga PUSHOVER X (Fuente propia).

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control:

Full Load

Displacement Control

Control Displacement:

Use Conjugate Displacement

Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of

Monitored Displacement:

DOF at Joint

Generalized Displacement

Figura N°57 - Definición “Displacement Control” (desplazamiento controlado) (Fuente propia).

- Como se vio en la figura N°34 se asignó un desplazamiento controlado, además se estima un desplazamiento y el nodo al cual refiere el mayor desplazamiento en el sentido U1, que es el eje X.
- Se asignó para la sección “*Results Saved*” del análisis no lineal como “*Múltiples States*”, también se puede definir la cantidad mínima y máxima de pasos que presentara el análisis Pushover como se aprecia en la figura N°35.

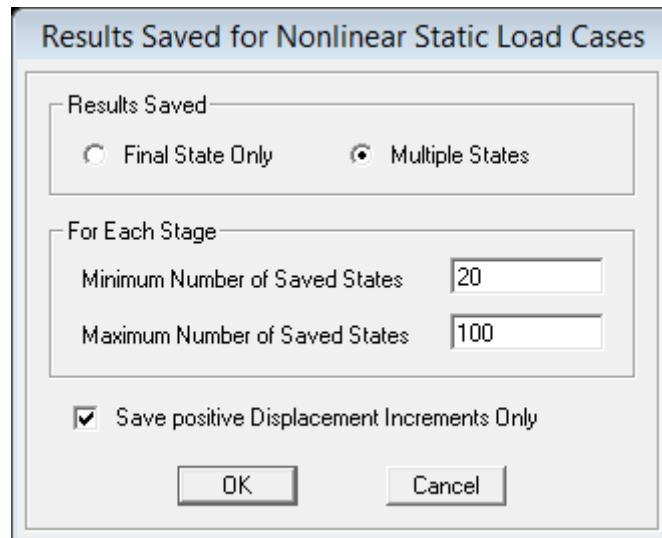


Figura N°58 - Definición de número de pasos y múltiples estados (Fuente propia).

- Para la asignación del aislador en la base de la edificación en el modelo no aporticado se definió como “*Link/Support*” un aislador tipo **LRB**, el cual se definió como se muestra en la figura N°36.

Link/Support Property Data

Link/Support Type: Rubber Isolator

Property Name: LRB Set Default Name

Property Notes Modify/Show...

Total Mass and Weight

Mass: 0.09 Rotational Inertia 1: 0.

Weight: 0.09 Rotational Inertia 2: 0.

Rotational Inertia 3: 0.

Factors For Line, Area and Solid Springs

Property is Defined for This Length In a Line Spring: 1.

Property is Defined for This Area In Area and Solid Springs: 1.

Directional Properties

Direction	Fixed	NonLinear	Properties
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U1...
<input checked="" type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U2...
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U3...
<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R1...
<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R2...
<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R3...

Fix All Clear All

P-Delta Parameters

Advanced...

OK
Cancel

Figura N°59 - Definición Del Aislador LRB Como Link/Support (Fuente propia).

- Se usó una definición por ejes que es lo usual para este tipo de elementos, para el “*Effective Stiffness*” se colocó el valor mostrado en la figura N°37, la cual es la rigidez del aislador, éste valor representa la secante de la curva de rigidez del elemento.

Link/Support Directional Properties

Identification

Property Name: LRB

Direction: U1

Type: Rubber Isolator

NonLinear: No

Properties Used For All Analysis Cases

Effective Stiffness: 112817.5

Effective Damping: 20.0

OK Cancel

Figura N°60 - Definición De Rigidez Del Aislador Sentido U1 (Fuente propia).

- De la misma forma se asignó la rigidez para el sentido U2 y U3 como se muestra en la figura N°38.

Link/Support Directional Properties

Identification

Property Name: LRB

Direction: U2

Type: Rubber Isolator

NonLinear: No

Properties Used For All Analysis Cases

Effective Stiffness: 136.3

Effective Damping: 9.0

Shear Deformation Location

Distance from End-J: 0.15

OK Cancel

Figura N°61 - Definición De Rigidez Del Aislador Sentido U2y U3 (Fuente propia).

- Al terminar el proceso de definición del aislador tipo **LRB** se asignó al nivel correspondiente de la estructura modelada en SAP2000.

3.7. Descripción de Resultados de la curva de capacidad, sectorización de la curva de capacidad y espectro de capacidad

Al final el procedimiento descrito en el anterior acápite se pasó a obtener los datos del programa SAP2000 para su interpretación. Además en las siguientes figuras se puede apreciar las rótulas formadas en el eje escogido para el análisis de la estructura.

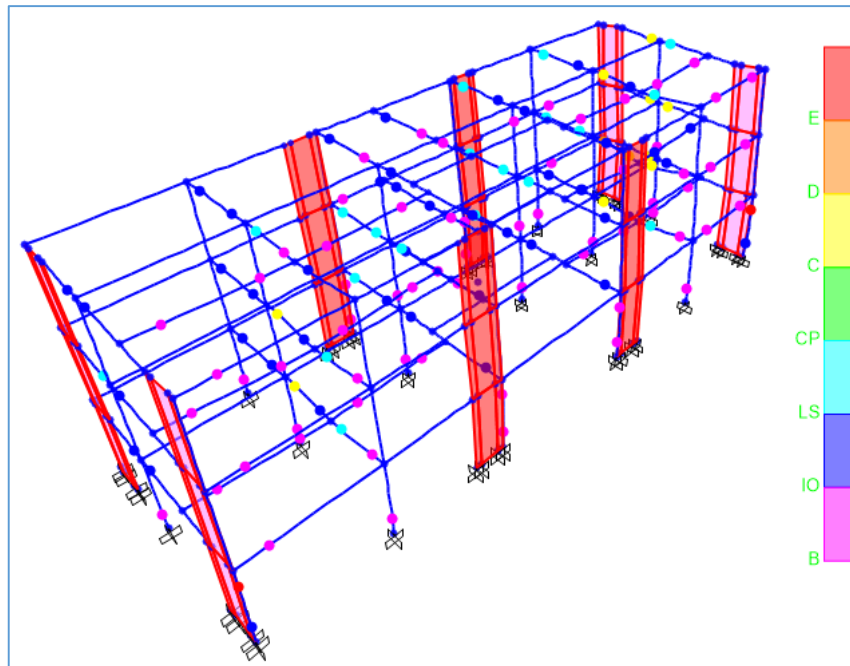


Figura N°62 - Formación de rótulas plásticas para el sistema de muros de concreto armado en ambos sentidos (Fuente propia).

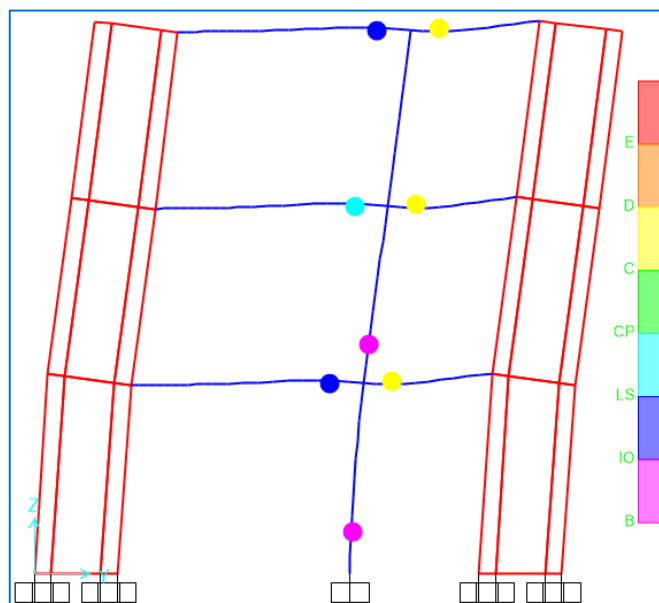


Figura N°63 - Formación de rótulas plásticas para el sistema de muros de concreto armado en ambos sentidos (Fuente propia).

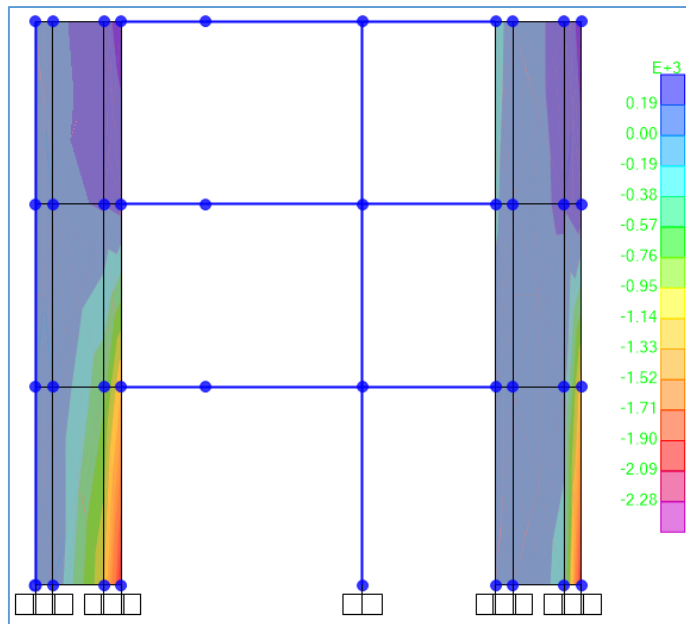


Figura N°64 - Comportamiento no lineal en placas para el sistema de muros de concreto armado en ambos sentidos (Fuente propia).

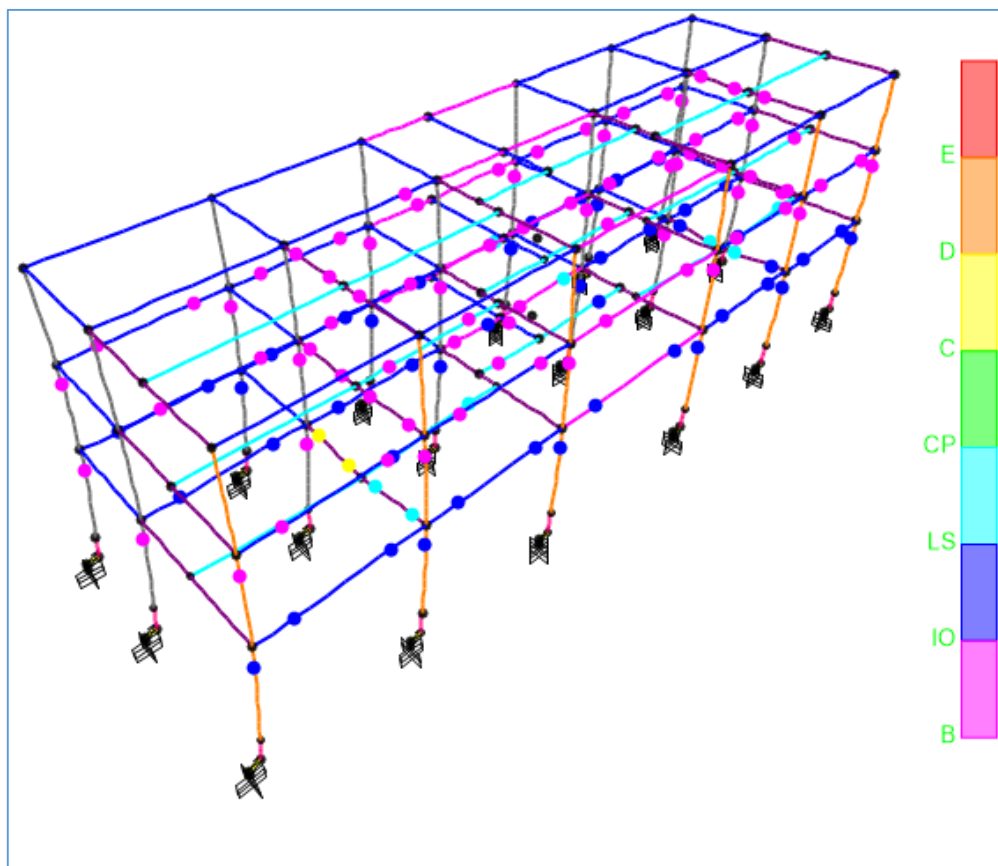


Figura N°65 - Formación de rótulas plásticas para el sistema de pórticos con aislamiento en la base (Fuente propia).

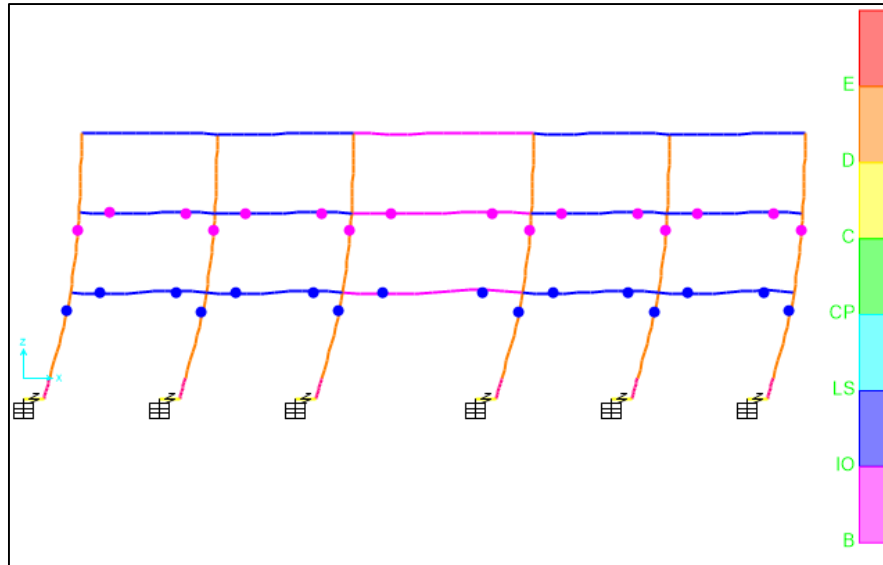


Figura N°66 - Formación de rótulas plásticas para el sistema de pórticos con aislamiento en la base (Fuente propia).

3.7.1. Curva de capacidad

La curva de capacidad obtenida a partir del análisis PUSHOVER, la cual se obtuvo siguiendo lineamientos de las normas ASCE-41-13, FEMA 356, ATC40 y el documento del SEAOC VISION 2000, el cual nos guía en el análisis no lineal de la estructura y su comportamiento no lineal de cada elemento y la estructura global.

La curva la cual representa la capacidad global de la una estructura, es formada a partir de la comparación de la fuerza cortante en la base o vs. El desplazamiento en la estructura. La curva mostrada a continuación en la figura N°44 corresponde a la capacidad de la edificación convencional.

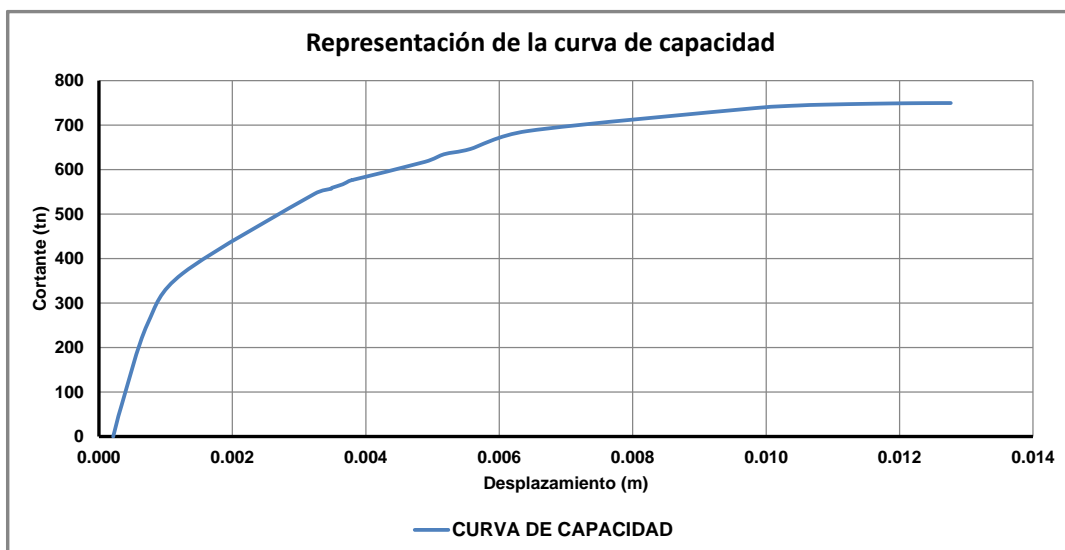


Figura N°67 - Curva de Capacidad – Edificación convencional (Fuente propia).

A continuación se muestra la curva de capacidad de la edificación con aislación en la base, la cual corresponde a la figura N°45.

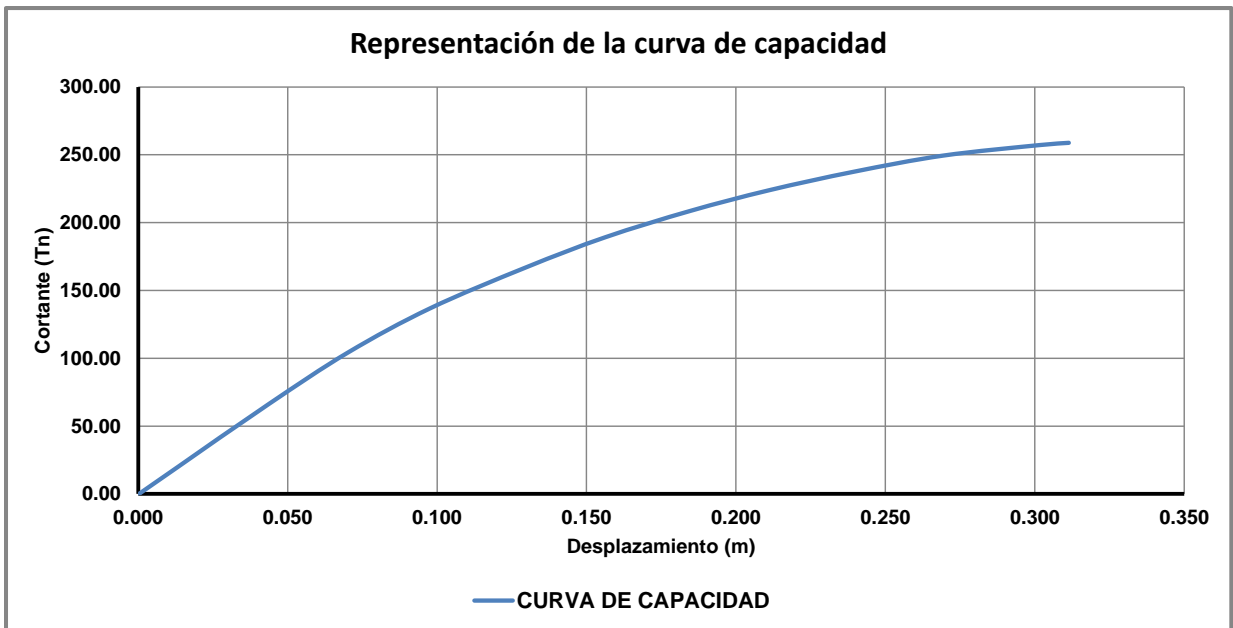


Figura N°68 - Curva de Capacidad – Edificación Aislada (Fuente propia).

3.7.2. Sectorización de la curva de Capacidad

La sectorización de la curva de capacidad se llevó a cabo siguiendo los lineamientos del ATC-40 el cual describe los niveles de daño.

Esta sectorización indica los desplazamientos según cada nivel de daño en los sismos, los cuales son similares a los niveles de daño propuesto por el ATC-40.

Tabla N°01 Nivel de desempeño según ATC-40 para la edificación con sistema estructural de muros de concreto armado en ambos sentidos.

Niveles de daño según ATC - 40	Expresión	Desplazamiento en el Techo
Inmediata Ocupación	Δy	0.000113
Daño Controlado	$\Delta y+0.3 (\Delta u-\Delta y)$	0.003909
Seguridad de Vida	$\Delta y+0.6 (\Delta u-\Delta y)$	0.007705
Estabilidad Estructural	$\Delta y+0.9 (\Delta u-\Delta y)$	0.011502
Colapso	Δu	0.012767

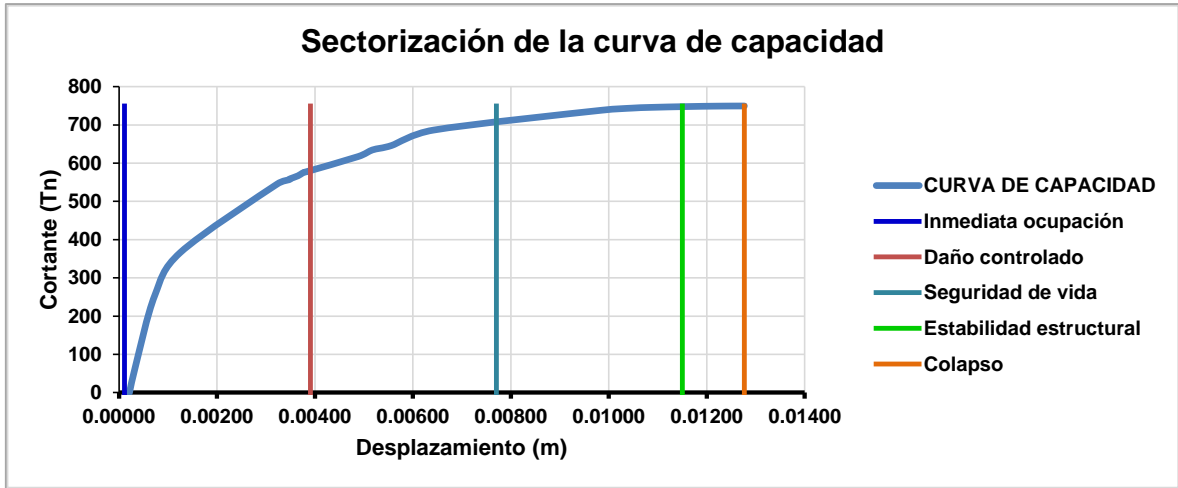


Figura N°69 – Sectorización de la Curva de capacidad – Edificación Convencional (Fuente propia).

Tabla N°02 Nivel de desempeño según ATC-40 para la edificación con sistema estructural de pórticos de concreto armado en ambos sentidos y aislación en la base.

Niveles de daño según ATC - 40	Expresión	Desplazamiento en el Techo
Inmediata Ocupación	Δy	0.011302
Daño Controlado	$\Delta y+0.3 (\Delta u-\Delta y)$	0.101323
Seguridad de Vida	$\Delta y+0.6 (\Delta u-\Delta y)$	0.191345
Estabilidad Estructural	$\Delta y+0.9 (\Delta u-\Delta y)$	0.281366
Colapso	Δu	0.311373

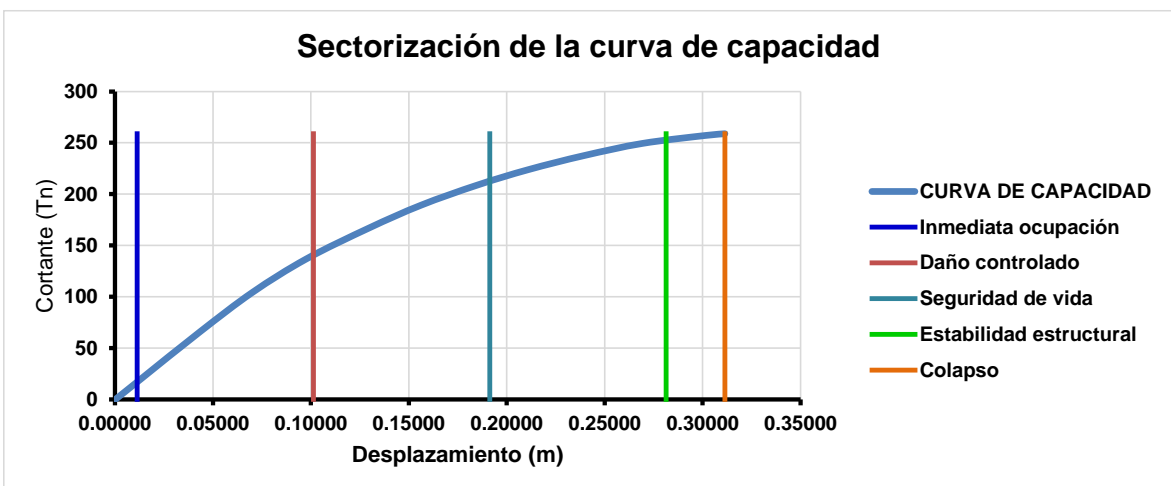


Figura N°70 – Sectorización de la Curva de capacidad – Edificación Aislada (Fuente propia).

3.7.3. Espectro de capacidad

El espectro de capacidad que es el punto de desplazamiento máximo de la estructura, los cuales fueron calculados por el método de análisis estático no lineal PUSHOVER, propuesto por el ATC-40, el cual calcula el punto de desempeño por medio del método del espectro de capacidad (ATC-40 1996).

La figura N°46 representa el caculo del punto de desempeño propuesto por el ATC-40, para la edificación con sistema estructural de muros de concreto armado en ambos sentidos, para un valor de PGA igual a 0.25g y un tipo de suelo S2.

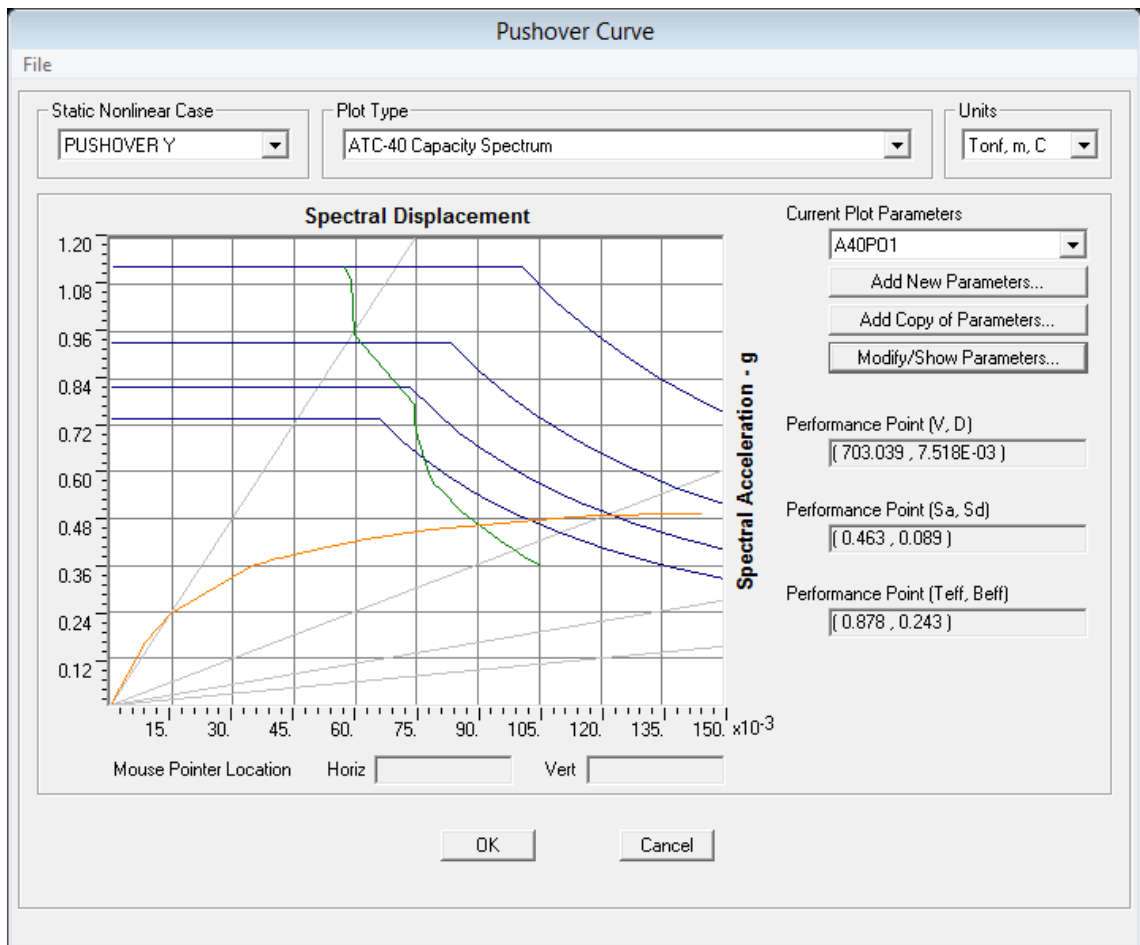


Figura N°71 Curva Espectro De Capacidad – Punto De Desempeño, Estructura aporcada sin aisladores (Fuente propia).

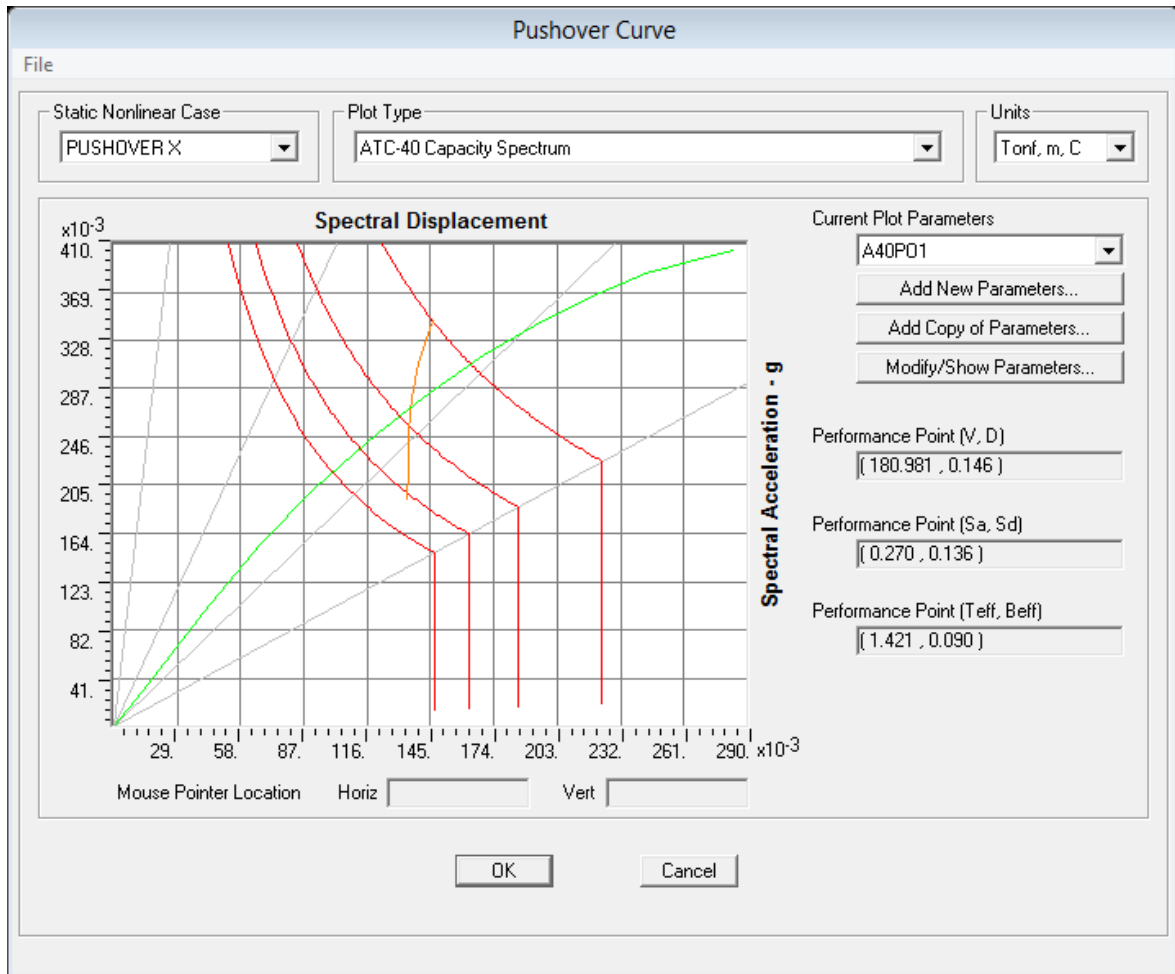


Figura N°72 Curva Espectro De Capacidad – Punto De Desempeño, Estructura aporticada con aisladores (Fuente propia).

A partir de las curvas mostradas, se puede encontrar el punto de desempeño en la curva de capacidad sectorizada, la cual nos dará una mejor visión del desempeño de nuestra estructura.

En la figura N° 48 se muestra la curva de capacidad sectorizada con indicando a su vez el punto de desempeño en el que se encuentra la estructura de sistema estructural de muros de concreto armado en ambos sentidos, por lo que se aprecia que la capacidad de la estructura está dentro del rango de “*Life Safety*” o seguridad de vida, por lo cual estaría dentro del rango esperado de desempeño, además se muestra la que la estructura con aislación sísmica está dentro del rango de “*Immediate occupation*” o inmediata ocupación, como se muestra en la figura N°49; todo esto según la figura N° 15 mostrada en el desarrollo del marco teórico de la presente investigación, la cual nos muestra la tabla de objetivos de comportamiento de la estructura según el comité VISION 2000 SEAOC (Delgadillo Alanya 2005).

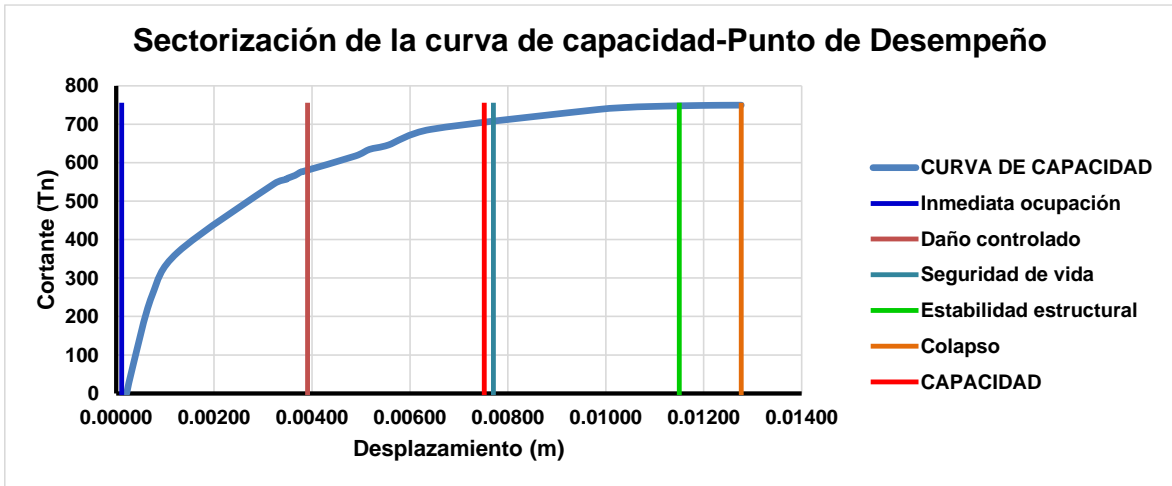


Figura N°73 Sectorización de la Curva De Capacidad y Punto De Desempeño – Edificación Convencional (Fuente propia).

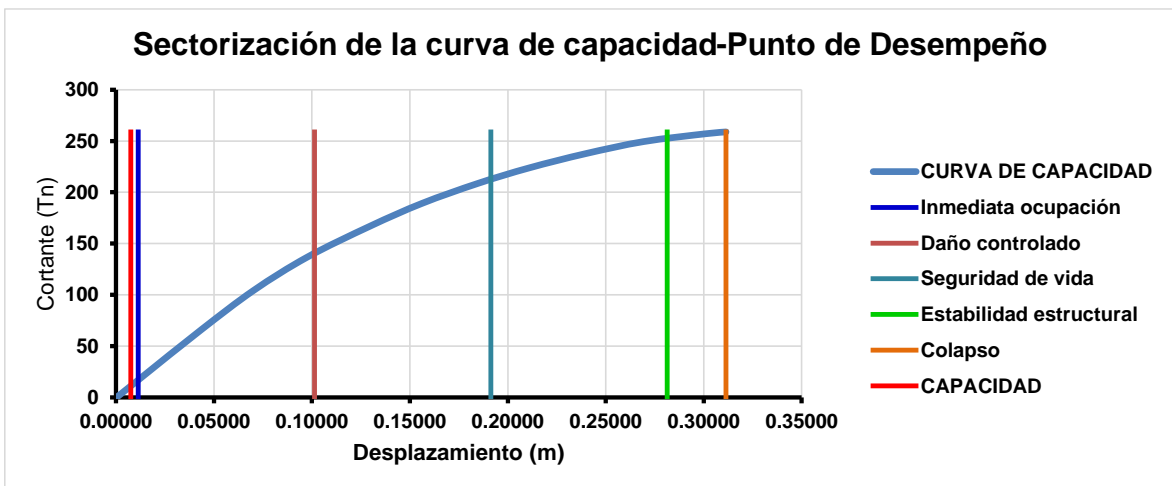


Figura N°74 Sectorización de la Curva De Capacidad y Punto De Desempeño – Edificación Aislada (Fuente propia).

DISCUSIÓN

4. DISCUSIÓN

En la presente investigación se realizó un análisis comparativo de una edificación aporricada con y sin aislación sísmica, con la finalidad de cuantificar el desempeño de ambas, para ello se realizó el diseño previo de ambas estructuras siguiendo los lineamientos de las normativas peruanas de diseño estructural. Además, se siguieron lineamientos del comité de visión 2000 (SEAOC), ATC-40 y FEMA 440, para el análisis estático no lineal.

Realizar un análisis comparativo entre distintas edificaciones, suele traernos consigo la incógnita de, como realizar dicho análisis. Todo esto con la finalidad de comprobar el desempeño de una estructura frente a otra, y muchas veces se ha cuestionado las diversas formas de lograr un análisis no lineal. Sobre todo porque existen muchas formas de encontrar el desempeño de una estructura, por otro lado, se tiene que tener en cuenta ciertas limitaciones que tiene éste tipo de análisis como, la definición de patrón de cargas, el cual afecta directamente la determinación de la curva de capacidad, los cambios modales de la estructura, la cual influye en su comportamiento a medida que la estructura incursiona en el rango no lineal.

El diseño previo de ambas estructuras se hizo controlado una deriva máxima de 0.7% a diferencia del análisis hecho por Allauca o Albarracin y Gallo, que aceptan una deriva máxima de 1%, lo cual nos garantizaba normativamente un buen desempeño para nuestra estructura esencial. Además se observó que la diferencia de derivas entre ambas estructuras fueron de 43.37% y 32.75%, para el sentido de análisis X-X y el sentido Y-Y respectivamente, siendo la edificación con aislación sísmica la que controla mejor las distorsiones de entrepiso.

Las semejanzas entre las curvas hechas por Allauca y el análisis desarrollado, se presentan porque ambas estructuras fueron diseñadas bajo normativas peruanas de diseño estructural.

En la presente investigación se muestra paso a paso el procedimiento de definición de parámetros para el programa SAP2000, el cual nos sirvió como

instrumento de análisis estático no lineal. También se demuestra la veracidad del desempeño de una estructura aislada y gran capacidad de disipación de energía, a pesar de esto ambas estructuras cumplen con las demandas para una estructura esencial como se muestra en la siguiente tabla.

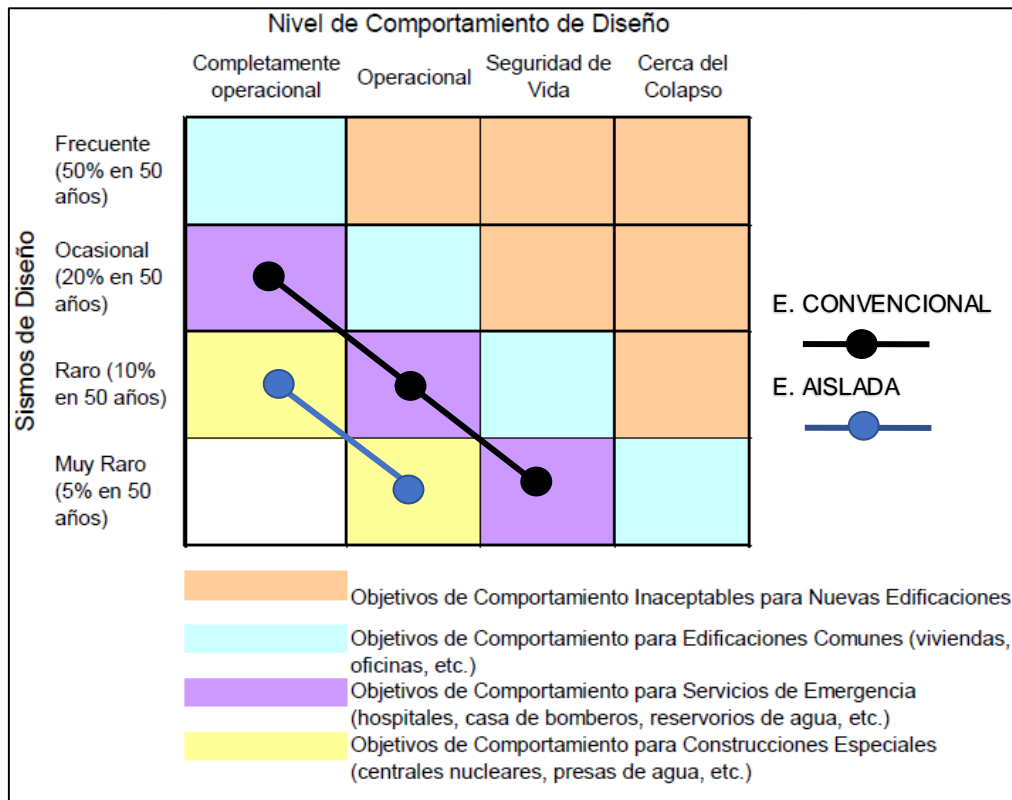


Tabla N°03 Nivel de comportamiento de diseño de la edificación aporticada con y sin aislación.

El análisis comparativo de la presente investigación es particular de las estructuras diseñadas, puesto que las curvas de desempeño son únicas para cada tipo o sistema estructural y depende netamente de la conformación de cada uno de sus elementos, además no se pretende cuestionar o mostrar el diseño de los dispositivos de aislación. Además, se consideró para definición del aislador la rigidez efectiva o secante.

CONCLUSIONES

5. CONCLUSIONES

- El desarrollo del análisis comparativo se logró siguiendo parámetros dados en normas internacionales, como lo propone el ATC-40 y el FEMA-356, por medio del análisis estático no lineal (Pushover).
- Debido a que los elementos estructurales necesitan de una definición adecuada de su sección, es necesario un diseño previo.
- Durante el diseño previo se pudo apreciar la poca diferencia entre los elementos estructurales, pues no varía significativamente en secciones, pero el refuerzo adicional de acero que necesita para las vigas en promedio es de un 40.84%.
- La diferencia de ambas curvas dentro del análisis comparativo estático no lineal que se presentan en los resultados nos muestra que la edificación aporticada sin aislación presenta grandes cortantes para un pequeño desplazamiento, mientras que la edificación aporticada con aislación presenta pequeños cortantes para mayores desplazamientos, siendo la diferencia de cortantes de un 34% entre ambas estructuras.
- El análisis comparativo nos dio como resultado el punto de desempeño, además ambas curvas de capacidad son aceptables dentro de los parámetros para una edificación esencial.
- Los resultados del análisis nos dieron a conocer que el método de asignación de multilayers, para la no linealidad del muro de corte es más efectiva que el método de las fibras para ésta investigación.
- El desarrollo del análisis comparativo no lineal nos dio una visión global del comportamiento de ambas estructuras, guiadas por las normas peruanas vigentes, la cual nos brinda una edificación con un buen desempeño para ambas estructuras.

RECOMENDACIONES

6. RECOMENDACIONES

- Se debe tener muy en cuenta el diseño y análisis previo de acuerdo a la normativa vigente.
- Es necesario conocer la metodología adecuada de modelamiento de los elementos estructurales para su análisis no lineal.
- Es necesario desarrollar estudios adicionales con la finalidad de definir el modelamiento adecuado de las placas o muros de corte.
- Se debe tener en cuenta para el análisis estático no lineal el tipo de patrón de carga, pues es el que define la curva que arrojará el análisis.
- Tener en cuenta los momentos de segundo orden o efectos $P\Delta$ en la edificación aislada.
- En el diseño de edificios aislados, se recomienda incrementar la relación de periodos de vibración mayor que 2.5 para obtener un diseño de aislación eficiente.

REFERENCIAS

7. BIBLIOGRAFÍA

- ATC 1996. *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. Technical report, ATC-40. Applied Technology Council. Redwood City, California.
- Aguiar Falconi, R. 2004. *Análisis Sísmico por Desempeño* (1 ed., Vol. 1, pp. 1-329). Quito, 2003: Escuela Politécnica del ejército.
- Aguiar Falconi, R. 2003. *Sistema de Computación CEINCI3 para Evaluar Daño Sísmico en los Países Bolivarianos*. Editorial Ediespe. Quito
- Park, R. & Paulay, T. 1975. *Reinforced concrete structures*. New York: J. Wiley & Sons.
- SEAOC (1995). *A framework for Performance Based Design*. Vision 2000 Comitee. Structural Engineers Association of California. California.
- Ottazzi, G. 2003. *Apuntes del curso: Concreto Armado 1*. Fondo Editorial PUCP. Lima
- Chopra, Goel. 1999. Capacity-Demand-Diagram. *Métodos de estimación sísmica por métodos inelásticos*. Universidad de California.
- Bozzo Rotondo, Luis M and Barbat, Alex H, 2000, *Diseño sismorresistente de edificios*. 1. Barcelona: Editorial Reverté.
- Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). 2016. *Norma Técnica de Edificación NTE-E020 Norma de Cargas*. Lima
- Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). 2016. *Norma Técnica de Edificación NTE-E020 Norma de Cargas*. Lima.
- Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). 2016. *Norma Técnica de Edificación NTE-E030 Diseño Sismorresistente*. Lima.
- Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). 2016. *Norma Técnica de Edificación NTE-E060 Norma de Concreto Armado*. Lima.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI) 2014. Aci 318-14. Building Code Requirements for Structural Concrete. Farmington Hills. American Concrete Institute.
- FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY (FEMA) 2013. *Multi-Hazard Loss Estimation Methodology HAZUS MH 2.1 Earthquake Model*. Washington D.C. Federal Emergency Management Agency.

- INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACIÓN 2003. *Norma Técnica NCH2745 – Análisis y Diseño de Edificaciones con Aislación Sísmica*. Santiago de Chile. INN.
- AGUIAR FALCONI, Roberto. Espectros sísmicos de riesgo uniforme para verificar desempeño estructural en países sudamericanos. *IMME* [online]. 2004, vol.42, n.1 [citado 2016-11-10], pp. 29-49 . Disponible en: <http://www.scielo.org.ve/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0376-723X2004000100002&lng=es&nrm=iso>. ISSN 0376-723X.
- El-Betar, Sameh A., 2015, Seismic performance of existing R.C. framed buildings. *HBRC Journal*. 2015. DOI 10.1016/j.hbrcj.2015.06.001. Elsevier BV
- Fajardo Galliani, Cesar Augusto, 2012, *Evaluación Estructural de una de las Edificaciones del Hospital Edgardo Rebagliati Martins Usando el Método del Espectro de Capacidad*. Ingeniero Civil. Universidad Nacional de Ingeniería.
- Albarracin Ñiquen, Patricia Judith y Gallo Liendo, Eduardo Jesús, 2010, *Desempeño Sísmico de un Edificio Aporticado de Siete Pisos Diseñado con el Reglamento Nacional de Construcciones y Aceptando una Deriva Máxima de 1%*. Ingeniero Civil. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Santana Tapia, Ronald Daniel, 2012, *Diseño Sísmico por Desempeño de Estructuras de Albañilería Confinada*. Master Ingeniería Estructural. Universidad Nacional de ingeniería.
- Delgadillo Alanya, Julio Edwin, 2005, *Análisis No Lineal Estático de Estructuras y la Norma E-030*. Master Ingeniería Estructural. Universidad Nacional de ingeniería.
- Pinoragote Rovello, Vianna Andrea, 2014, *Verificación del Factor de Reducción Sísmico R, Para El Análisis Inelástico de Estructuras de Hormigón Armado de Acuerdo al NEC-11*. Ingeniero Civil. Universidad Católica de Santiago de Guayaquil.
- Ottazzi Pasino, Gianfranco Antonio, 2011, *Diseño en concreto armado. 1. Lima : Capítulo Peruano ACI*.
- Morales Morales, Roberto, 2000, *Diseño en concreto armado. 1. Lima : Capítulo Peruano ACI*.

- Martínez Colán, Andrés Ignacio y Melgar Cueva, Carlos Jesús, 2015, Análisis, Comportamiento y Diseño de Edificaciones con Aisladores de Péndulo Friccional.

8. ANEXOS

8.1. Matriz de consistencia

PROBLEMA	OBJETIVOS	• HIPOTESIS	VARIABLES	DIMENSIONES	INDICADORES
<p>PROBLEMA GENERAL:</p> <p>¿Cómo desarrollar el análisis comparativo de una edificación aporticada con y sin aislación sísmica mediante el método estático no lineal-caso hospital Pichanaqui Junín en el 2017?</p>	<p>OBJETIVO GENERAL:</p> <p>Desarrollar el análisis comparativo de una edificación aporticada con y sin aislación sísmica mediante el método estático no lineal-caso hospital Pichanaqui Junín en el 2017.</p>	<p>HIPOTESIS GENERAL:</p> <p>Se puede desarrollar el análisis comparativo de una edificación aporticada con y sin aislación sísmica mediante el método estático no lineal-caso hospital Pichanaqui Junín en el 2017.</p>	<p>V1: Edificación aporticada con y sin aislación sísmica.</p>	<p>D1: Elementos estructurales</p> <p>D2: Pre dimensionamiento</p> <p>D3: Parámetros técnicos</p>	<p>I1: Muros de Corte y Columnas.</p> <p>I2: Vigas.</p> <p>I3: Losas.</p> <p>I1: Altura de la edificación.</p> <p>I2: Luces de la edificación.</p> <p>I3: Tipo de estructura.</p> <p>I1: Peligro sísmico.</p> <p>I2: Categoría, Sistema Estructural y Regularidad de las edificaciones.</p>

<p>PROBLEMAS ESPECIFICOS.</p> <p>¿Qué diferencias de los elementos estructurales existen entre las edificaciones aporticadas con y sin aislación sísmica para el método estático no lineal - caso hospital Pichanaqui Junín en el 2017?</p> <p>¿Cuál es la diferencia de las curvas de desempeño de acuerdo a las cortantes una edificación</p>	<p>OBJETIVOS ESPECÍFICOS:</p> <p>Identificar demanda de acero de los elementos estructurales de las edificaciones aporticadas con y sin aislación sísmica para el método estático no lineal-caso hospital Pichanaqui Junín en el 2017.</p> <p>Cuantificar la diferencia de las curvas de desempeño de acuerdo a las cortantes una</p>	<p>HIPOTESIS ESPECÍFICOS:</p> <p>Las diferencias de los elementos estructurales existen entre las edificaciones aporticadas con y sin aislación sísmica para el método estático no lineal-caso hospital Pichanaqui Junín en el 2017, son demasiadas en las cuantías de acero.</p> <p>Existe una gran diferencia de las curvas de desempeño de</p>	<p>V2: Método estático no lineal</p>	<p>D1: Modelo estructural simplificado</p> <p>D2: Análisis no lineal Estático</p> <p>D3: Punto de Desempeño</p>	<p>I3: Análisis Estructural.</p> <p>I1: Definición de materiales y secciones estructurales.</p> <p>I2: Modelamiento de la edificación.</p> <p>I3: Asignación de cargas y Espectros de diseño</p> <p>I1: Material.</p> <p>I2: Elemento.</p> <p>I3: Estructura.</p> <p>I1: Curva de Capacidad Sísmica</p> <p>I2: Espectro de Capacidad</p>
--	--	--	--------------------------------------	---	--

<p>aportada con y sin aislación sísmica mediante el método estático no lineal- caso hospital Pichanaqui Junín en el 2017? ¿Cuál es el punto de desempeño de acuerdo al análisis comparativo de una edificación aportada con y sin aislación sísmica mediante el método estático no lineal- caso hospital Pichanaqui Junín en el 2017?</p>	<p>edificación aportada con y sin aislación sísmica mediante el método estático no lineal-caso hospital Pichanaqui Junín en el 2017. Determinar el punto de desempeño de acuerdo al análisis comparativo de una edificación aportada con y sin aislación sísmica mediante el método estático no lineal-caso hospital</p>	<p>acuerdo a las cortantes una edificación aportada con y sin aislación sísmica mediante el método estático no lineal-caso hospital Pichanaqui Junín en el 2017. Es factible la determinación del punto de desempeño de acuerdo al análisis comparativo de una edificación aportada con y sin aislación sísmica mediante</p>			<p>I3: Intersección E. Capacidad – E. de Demanda.</p>
---	--	--	--	--	---

	Pichanaqui Junín en el 2017.	el método estático no lineal-caso hospital Pichanaqui Junín en el 2017.			
--	---------------------------------	---	--	--	--

- No aplica, siendo el caso de estas ser unas pseudo hipótesis.

8.2. Matriz de Operacionalización de Variables

VARIABLES	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES
V1: Edificación aportricada con y sin aislación sísmica.	Las estructuras convencionales son aquellas que tienen un análisis y proceso constructivo definido, normado y recurrente. El sistema de aislación sísmica consiste en desacoplar la estructura del suelo, mediante dispositivos llamados	Son tipos de diseño estructural en los cuales varían entre sí en su desarrollo como modelo de análisis, elementos estructurales y proceso constructivo. Metodología de análisis Estático No Lineal, que parte desde las	D1: Elementos estructurales D2: Pre dimensionamiento D3: Parámetros técnicos	I1: Muros de Corte y Columnas. I2: Vigas. I3: Losas. I1: Altura de la edificación. I2: Luces de la edificación. I3: Tipo de estructura. I1: Peligro sísmico. I2: Categoría, Sistema Estructural

<p>V2: Método estático no lineal</p>	<p>aisladores, para reducir la transmisión de vibraciones, según el Ing. Alejandro Muñoz</p> <p>El Método Pushover es una metodología de análisis Estático No Lineal en la cual se denota la gráfica <i>Cortante Basal vs. Desplazamiento</i></p>	<p>curvas esfuerzo vs. Deformación del material, pasando luego al elemento y por último la estructura en su totalidad.</p>	<p>D1: Modelo estructural simplificado</p> <p>D2: Análisis no lineal Estático</p> <p>D3: Punto de Desempeño</p>	<p>y Regularidad de las edificaciones.</p> <p>I3: Análisis Estructural.</p> <p>I1: Definición de materiales y secciones estructurales.</p> <p>I2: Modelamiento de la edificación.</p> <p>I3: Asignación de cargas y Espectros de diseño</p> <p>I1: Material.</p> <p>I2: Elemento.</p> <p>I3: Estructura.</p> <p>I1: Curva de Capacidad Sísmica</p>
--------------------------------------	---	--	---	--

	<i>de Azotea. (FEMA-273. 1997:38)</i>			I2: Espectro de Capacidad I3: Intersección E. Capacidad – E. de Demanda.
--	---------------------------------------	--	--	---

8.3. Validación de Instrumentos






La preocupación del investigador es cuidar que el instrumento que elabore para la recolección de datos, posea las cualidades básicas y necesarias, como la Validez y la Confiabilidad. Según Jay Cohen (citado por Sánchez, 2014),

En relación a la validez cuando se aplica un instrumento, se refiere al juicio del investigador de lo bien que mide de hecho el instrumento, es decir de su juicio de lo que pretende medir, juicio basado en la evidencia sobre lo apropiado de las inferencias extraídas (deducción de un proceso de razonamiento), como también del error, del instrumento.

La caracterización de la Validez de las pruebas del instrumento y de sus puntuaciones, son expresadas con frecuencia con términos como “Aceptable” y “Débil”, lo que refleja un Juicio de lo adecuado que resulta estar midiendo la realidad según los atributos, para cuya medición se diseñó el instrumento, medido en un rango de 1 a 100.

La Validación (también denominada veracidad, exactitud, autenticidad o solidez del instrumento) del instrumento, viene a ser entonces, el proceso de Recopilación y Valoración (resultados) de la evidencia de Validez. Pero, no hay reglas para determinar el rango mínimo aceptable de un “coeficiente” de validez, según Cronbach y Gleser (1965), que afirmaron que dichos coeficiente de validez no necesitan ser tan elevados, y luego Lawshe (1975), propuso la formula simple para cuantificar el grado de consenso, solicitando a un Grupo de Expertos, que determinen la Validez de contenido de un instrumento. El Cuadro muestra dichos valores, las que se tomaran en cuenta para la Validación del Instrumento.

Cuadro 1: Valores Mínimos de Validez, según Grupos de Expertos

Numero de Expertos	Valor Mínimo (Coeficiente)	Interpretación	Semáforos
40	0.29	Baja Confiabilidad	
20	0.42	Confiable	
15	0.49	Confiable	
10	0.62	Muy Confiable	
De 3 a menos de 10	De 0.84 a 0.90	Excelente Confiabilidad	

Fuente: La Cuarta Vía. Sánchez (2011). Tomado de Lawshe (1975).

8.4. Confiabilidad de Instrumentos

Confiabilidad es sinónimo de seguridad, fiable o consistencia. La Confiabilidad de un Instrumento establece la consistencia del instrumento que se ha elaborado mediante un puntaje, como resultado de la medición exacta de la variable (s), pero que contiene el puntaje verdadero más el margen de error. La Medición del Valor es única, y cuando se realicen sucesivas mediciones, se obtendrán puntajes aproximados a este valor, por cuanto aún no se posee un instrumento tan perfecto que sea capaz de medir la magnitud real.

Los factores que contribuyen a mejorar la confiabilidad de una prueba son el adecuado número de ítems, la homogeneidad de los elementos de la prueba y la representatividad (muestra representativa) de lo que se quiere medir.

Según Sánchez (2011), en la investigación se calcula la confiabilidad, según método desarrollado por Cronbach (1951), denominado “Coeficiente Alfa.... + error estándar” del instrumento a evaluar a ser utilizada en pruebas que contienen reactivos que pueden calificarse en forma individual a lo largo de un rango de valores (de 1 a 100). Como no se conoce la “Puntuación Verdadera”, para ninguna persona que responda la prueba, se permite estimar el rango en que es probable que exista la puntuación verdadera.

El Cuadro permite interpretar, según el Alfa de Cronbach, los Valores hallados.

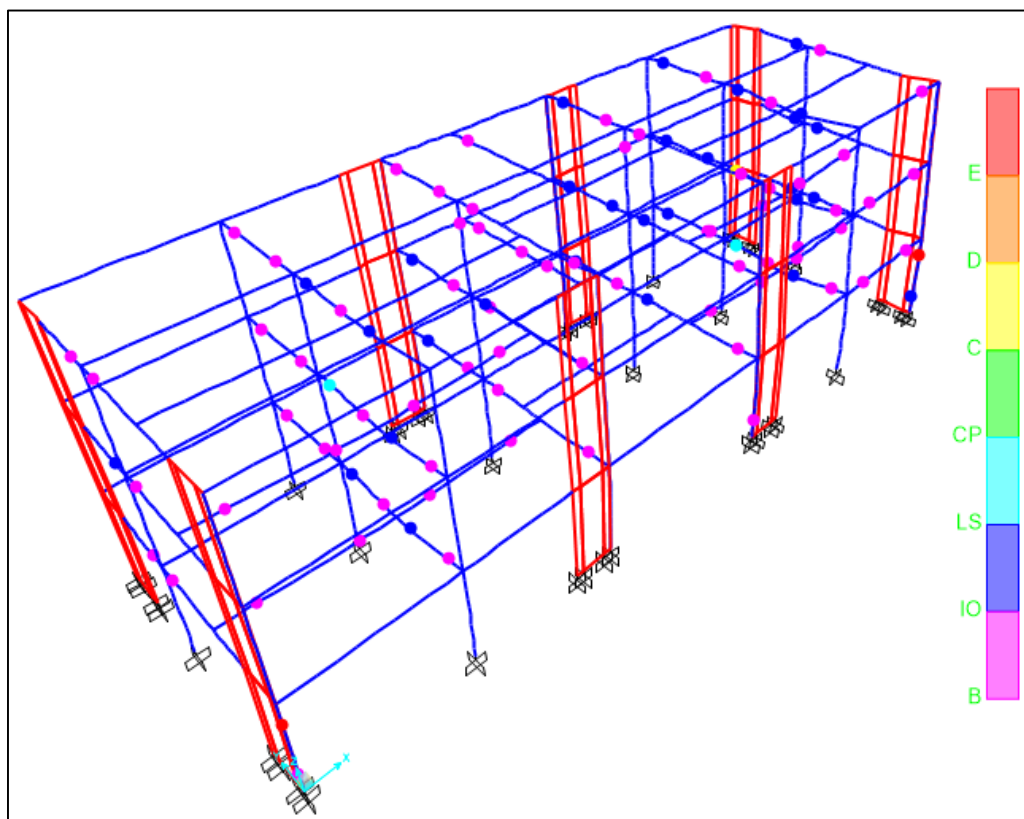
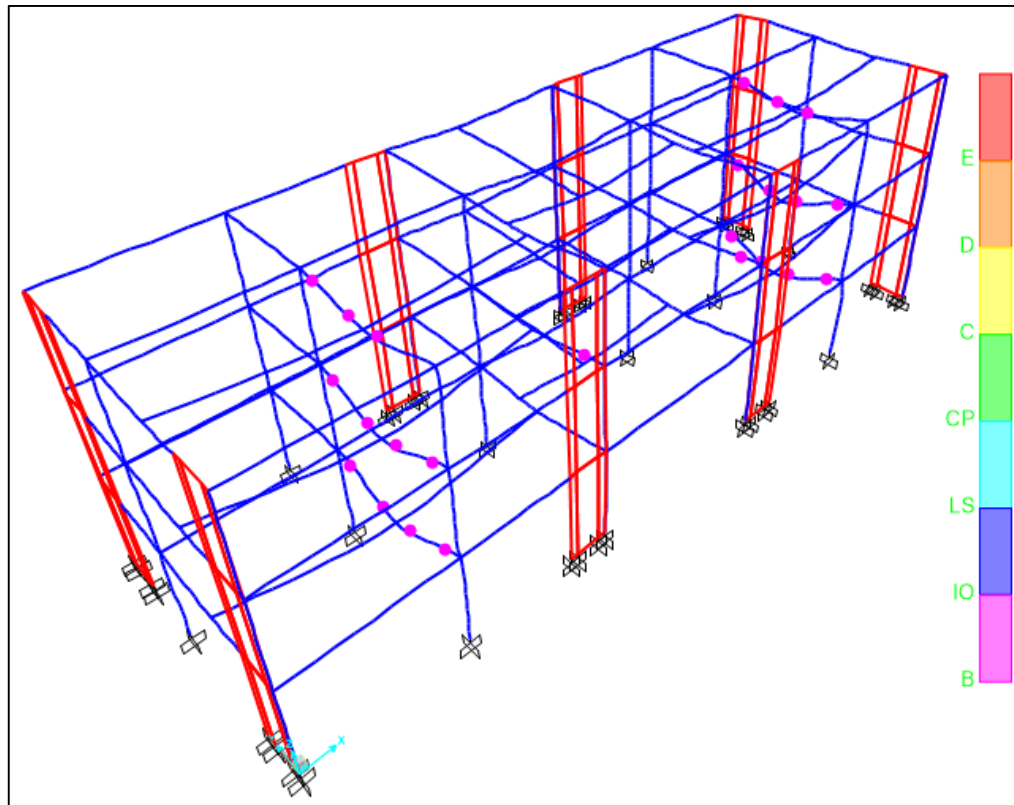
Cuadro 2: Rangos de Confiabilidad para Enfoques Cuantitativos

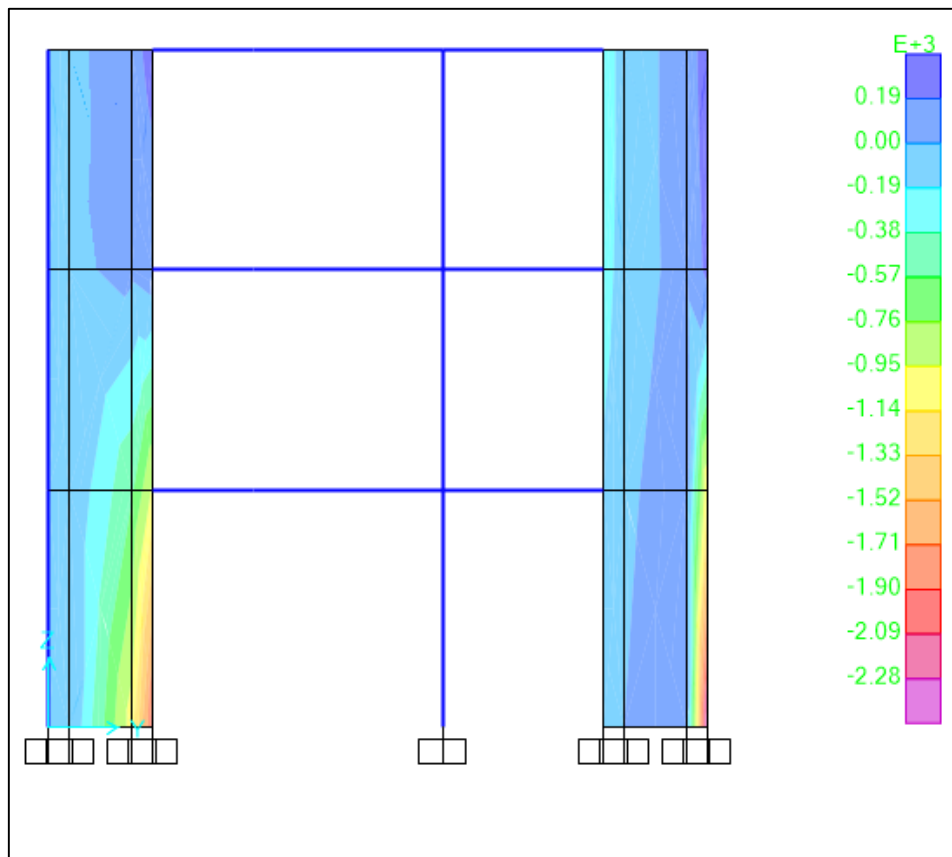
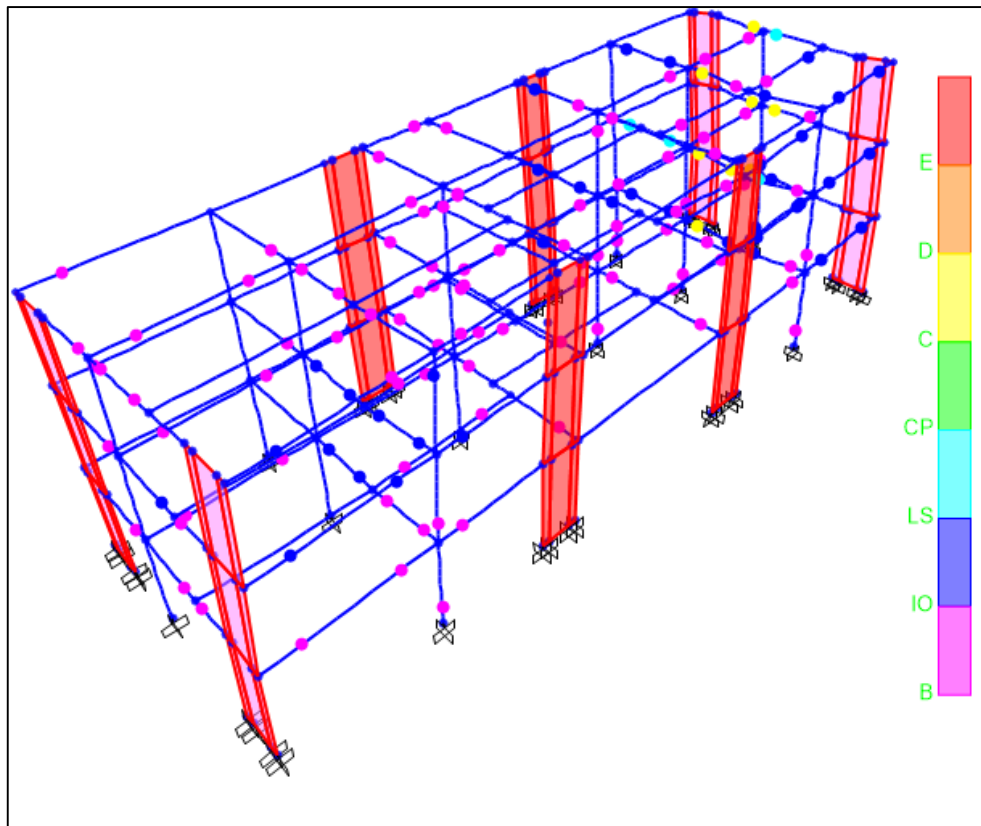
Intervalos	Interpretación	Semáforo
De 01 a 20	Poca Confiabilidad	Red
De 21 a 40	Baja Confiabilidad	Naranja
De 41 a 60	Confiable	Amarillo
De 61 a 80	Muy Confiable	Verde
De 81 a 100	Excelente Confiabilidad	Azul

Fuente: La Cuarta Vía. Sánchez (2011).

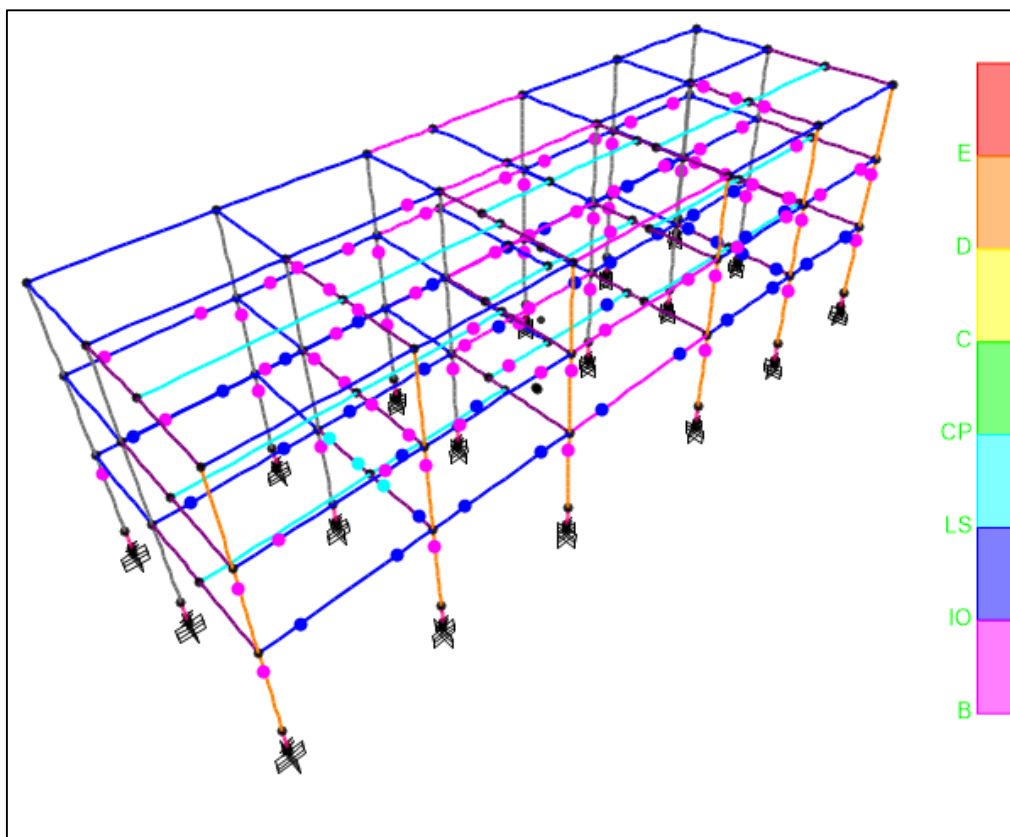
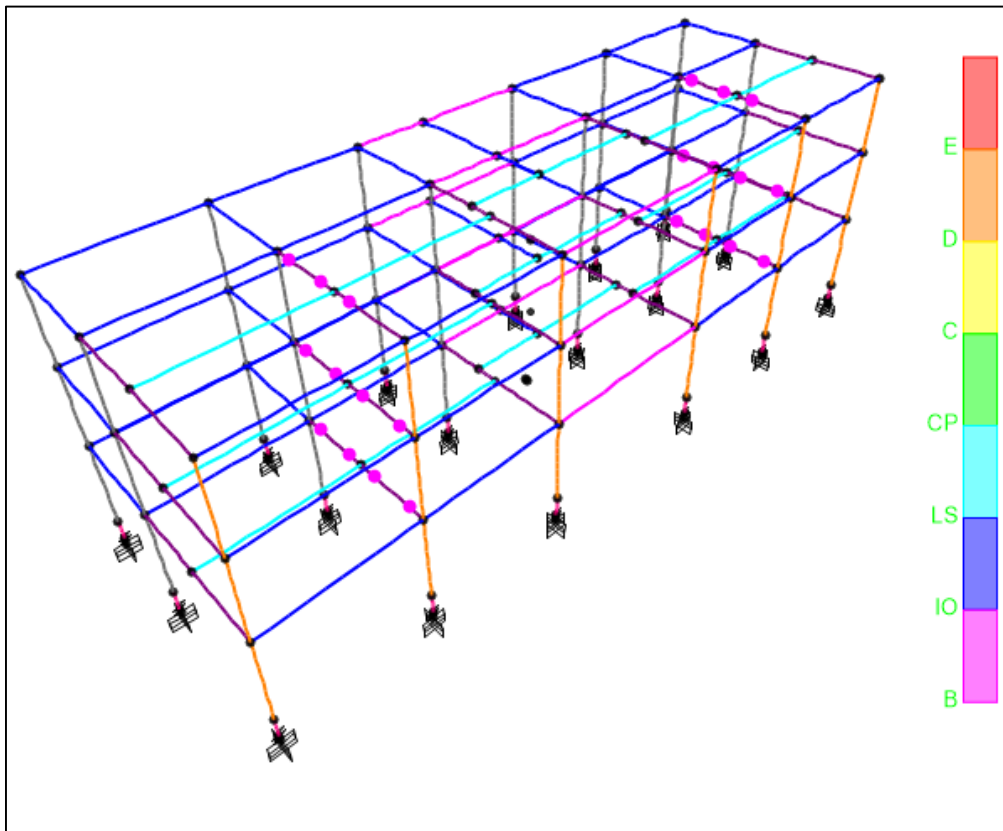
8.5. Mecanismo de progresión de rótulas y colapso

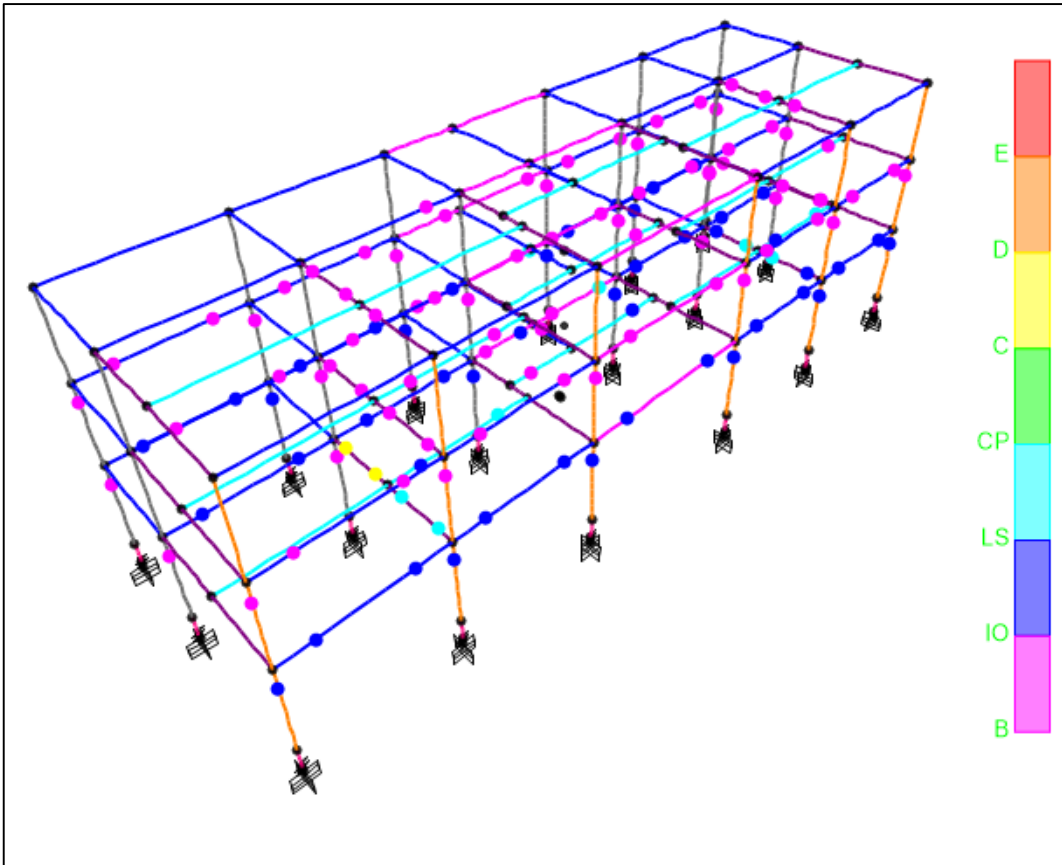
8.5.1. Edificación Aporticada sin aislación:





8.5.2. Edificación Aporticada con aislación:





8.6. Estudio de Mecánica de Suelos (Resumen):

5.4. DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS SÍSMICOS (RNE, NORMA E.030)

A continuación, se describen los parámetros y valores que se asignan para el diseño sísmico de las estructuras.

5.4.1. Factor de Zona

A cada zona le corresponde un factor que se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años (Período de retorno de 475 años). El área de estudio se encuentra en la Zona 2, por lo tanto, el factor de zona (Z) es igual a 0,25.


DOSEO PERU SAC.
 Ing. Adolfo E. Camayo Ginche
 CIP: 153560
 Gerente de Mecánica de Suelos y Geotécnica

Av. Julio Sumar N° 267 Of. 101 – El Tambo – Huancayo - Junin – Perú.
 Teléfono: (064) 247389; E-mail: proyectos@dosedperu.com

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	AMBITO
	CHANCHAMAYO	CHANCHAMAYO	2	TODOS LOS DISTRITOS
		PERENE		
		PICHANAQUI		
		SAN LLUIS DE SHUARO		
		SAN RAMON		
		VITOC		

5.4.2. Parámetros del Suelo

La base más débil donde serán apoyadas la estructura será el terreno natural, el cual corresponde a un suelo tipo S2, $T_p(s) = 0,6$ y $S = 1,2$.

Tabla N° 3
FACTOR DE SUELO "S"

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

Tabla N° 4
PERÍODOS "T_p" Y "T_L"

	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _p (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

5.4. DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS SÍSMICOS (RNE, NORMA E.030)

A continuación, se describen los parámetros y valores que se asignan para el diseño sísmico de las estructuras.

5.4.1. Factor de Zona

A cada zona le corresponde un factor que se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años (Período de retorno de 475 años). El área de estudio se encuentra en la Zona 2, por lo tanto, el factor de zona (Z) es igual a 0,25.

Av. Julio Sumar N° 267 Of. 101 – El Tambo – Huancayo - Junin – Perú.
Teléfono: (064) 247389; E-mail: proyectos@dosedperu.com



Ing. Adolfo E. Camayo Ginche
CIP: 153560
Gerente de Mecánica de Suelos y Geotecnia

8.1. CONCLUSIONES

- El presente estudio de mecánica de suelos se ha elaborado en base a la Norma Técnica E-050 Suelos y Cimentaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones y corresponde a la obra proyectada "**El Mejoramiento de los Servicios de Salud del Hospital de Apoyo Pichanaki, distrito de Pichanaki, Provincia de Chanchamayo, Departamento de Junín**", que se ubica en la vertiente oriental de la Cordillera de los Andes centrales, situado en la ciudad de Pichanaki, en la selva central del Perú, perteneciente al Departamento de Junín, a una altitud de 525 m.s.n.m. al proyecto
- El área presenta una morfología de valle fluvial, que corresponde al río Perene, aunque también tiene influencia el valle del río Pichanaqui, que es transversal al Perené.
- La litología predominante en los alrededores del área de estudio, son rocas sedimentarias que van desde limolita hasta clásticas, que comprenden edades Paleozoicas hasta Mesozoicas, y sobre estas le cubren depósitos de material reciente.
- Se ha estimado que la diferencia de cota que hay entre el río Perené y la superficie donde se ubicará la obra proyectada es de 11 m, probablemente toda esta altura va a presentar las mismas características granulométricas, y también es probable que a esta profundidad se encuentre el nivel freático, pienso que los paleocauces con contenido de material arcilloso pueden presentarse, pero determinar su ubicación es improbable decirlo.
- Según las investigaciones realizadas en campo consistentes en cinco calicatas, se determinó un nivel de cimentación que oscila de 1,40 m conformado por suelo granular con presencia de boloneras pequeñas de hasta 4" en un 15% aproximadamente. Cabe indicar que se ha encontrado bolsonada de agua y no nivel freático sin embargo esta no afectara el buen desempeño de la cimentación.

- Para el análisis geotécnico se han obtenido parámetros de resistencia de los materiales de cimentación, a partir de los resultados de los ensayos de laboratorio, información de literatura técnica vigente mediante correlaciones estandarizadas.
- El subsuelo se encuentra conformado por una capa de relleno y/o suelo residual inadecuado, con espesores que varían de 0,20 a 0,50 m que sobreyacen al terreno natural este relleno lo encontramos en el área de la calicata C-02 al C-05.
- Se realizó el análisis de capacidad de carga admisible y asentamientos para las cimentaciones de los equipos proyectados, concluyendo que, para las alternativas propuestas, la base de cimentación presenta valores de resistencia esperados para el tipo de material de cimentación y asentamientos dentro de los permisibles.
- Según los ensayos químicos realizados al agua y al suelo se obtuvieron parámetros de agentes agresivos por debajo del mínimo establecido por lo tanto se podrá trabajar con el cemento portland tipo I – Uso general

PARAMETRO			Calicata C-01	Calicata C-05
Sulfatos como Ion	ΔL_{s_4}	AASHTO T-290	20 ppm	16 ppm
Cloruros como Ion	ΔL_{cl}	AASHTO T-291	16 ppm	17 ppm
Sales Solubles Totales			MTC E219	100 ppm

- Dado el perfil secuencial que presenta los sectores con estudio, para fines de cálculo de la capacidad portante se adoptó las propiedades de resistencia del suelo más desfavorable.
- En el análisis se consideran 01 alternativas de cimentación, la cual consiste en los siguientes sectores:
 - Zapatas conectadas
 - Zapatas aisladas



DOSED PERU SAC.
 Ing. Adolfo E. Camayo Ginche
 CIP: 153560
 Gerente de Mecánica de Suelos y Geotecnia

- Para una cimentación con zapatas conectadas, la profundidad de cimentación será de 1.40m debajo del sotano donde iran los aisladores sismicos. como mínimo para soportar una carga total de 150 Tn sobre el terreno.
- Se calculó la capacidad de carga admisible para las alternativas propuestas obteniéndose:
 - ✓ Sector 1: Para zapatas aisladas: $q_{adm} = 1.04 \text{ kg/cm}^2$
 - ✓ Sector 2: Para zapatas conectadas: $q_{adm} = 1.37 \text{ kg/cm}^2$
 - ✓ Sector 3: Para zapatas conectadas: $q_{adm} = 1.10 \text{ kg/cm}^2$
- Durante el proceso constructivo se deberá verificarse que la cimentación se desplante en su totalidad en el terreno natural, en ningún caso se cimentará sobre material disturbado ó relleno.
- Como parte de los estudios de ingeniería para el emplazamiento del nuevo Hospital de Apoyo Pichanaki, los ensayos geofísicos consistieron en la ejecución de Sondajes Eléctricos Verticales (SEV), para determinar la variación de la resistividad del suelo en profundidad, la cual fue obtenida utilizando el dispositivo electródico Wenner.
- Se recomienda que el pavimento de los estacionamientos y vías de acceso sean realizadas con pavimento rígido.
- El área de estudio para el proyecto: Mejoramiento De Los Servicios De Salud Del Hospital De Apoyo Pichanaki, Distrito Pichanaki, Provincia Chanchamayo, Departamento de Junín, se ha cubierto con 03 puntos de SEV, alcanzándose la profundidad de 20 metros.
- En cada Sondaje Eléctrico Vertical (SEV) se identificó una capa superficial con un espesor variable de 2.50 a 4.90 m con resistividades que oscilas entre 143 y 418 Ω -m. En el SEV-01, superficialmente no presenta un estrato saturado. Sin embargo, el SEV-02 y SEV-03 presenta de niveles de circulación de agua posiblemente provenientes por influencia de los ríos pichanaki y perene, dado que el material que predomina superficialmente en el área de estudio es una arena limosa permeable, así mismo esta infiltración podría estar asociada al agua meteórica. Subyaciendo, se encuentra un suelo limo arcilloso formado

por depósitos Fluvio-Aluviales la cual presentaría una saturación moderada por efecto de filtraciones y meteorización, debido a las resistividades que oscilan entre 75.2 a 90.1 Ω -m, estos perfiles presentan un espesor variable entre 10.70 a 14.30 m. En este estrato el SEV-01, SEV-02 y SEV-03, presentan un estrato poco permeable pudiendo comportarse como un estrato de almacenamiento por los materiales finos. Finalmente, los materiales que lo conforman es un suelo areno limoso formado por depósitos Fluvio-Aluviales la cual presentarían una saturación de moderada a baja por efecto de filtraciones y meteorización, debido a las resistividades que oscilan entre 147.0 a 181.0 Ω -m, estos perfiles presentan un espesor variable entre 1.00 a 9.10 m.

- Se recomienda ampliar la investigación geofísica con el método de Potencial espontáneo (Self-potencial o Spontaneous potential) en toda el área de estudio, ello nos permitirá identificar las zonas con posibles problemas de filtración de aguas en el subsuelo. Así mismo el método de

Tomografía eléctrica es una técnica multielectrónica, en el que todo el proceso de adquisición de datos está totalmente automatizado para obtener una sección 2-D de resistividades reales del subsuelo, modelo a partir del cual podremos determinar la presencia o no de filtraciones de agua tanto en profundidad como lateralmente, mediante la localización de áreas en donde tengamos una disminución anómala del valor de la resistividad del terreno.

8.2. RECOMENDACIONES

- En el caso que durante la ejecución de la obra se detecte relleno y/o zonas disturbadas en el nivel de cimentación (caso de suelo removido por la excavación de las calicatas), puede considerarse el empleo de sub-zapatatas de concreto ciclópeo de altura variable hasta ubicar el terreno natural.
- Cualquier variación de la estratigrafía señalada en este informe deberá ser comunicada de inmediato al proyectista.



DOSED PERU SAC
Ing. Adolfo E. Camayo Ginche
CIP: 153560
Gerente de Mecánica de Suelos y Geotecnia

MECANICA DE SUELOS Y GEOTECNIA				REGISTRO DE EXCAVACION	
LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES				ASTM D2486 - 02a	
Standard Practice for Description and Identification of Soils (Visual-Manual Procedure)					
REFERENCIA N°	0551005932017			EXCAVACION	: 0.04
PETICIONARIO	Comarcato Selva Central			NIVEL FREATICO	: No presenta
AFENCION	Gobierno Regional Junin			TAMAO EXCAV	: 7.00m
OBRA	Mejoramiento de los Servicios de Salud del Hospital de Apoyo Pichanaki, Distrito de Pichanaki, Provincia de			INICIO	06/03/2017
	Chanchasuyo, Region Junin			TERMINO	10/02/2017
METODO DE EXCAV	: Manual			REGISTRADO POR	: T.A.S.
				REVISADO POR	: A.E.C.O.
PROFUNDIDAD (m)	CLASIFICACION		CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	DEBILIDAD SECA (kg/cm ²)	DESCRIPCION Y CLASIFICACION DEL MATERIAL : COLOR, HUMEDAD NATURAL, PLASTICIDAD, ESTADO NATURAL DE COMPACTACION, FORMA DE LAS PARTICULAS, TAMAÑO MAXIMO DE PIEDRAS, PRESENCIA DE MATERIA ORGANICA, ETC.
	UNIFORME	GRANULAR			
0.2	PT		---	---	Materia Organica, con presencia de suelo vegetal
0.5	SM		8.2	1.931	Arena limosa, consistencia dura, consistencia fuerte, color marrón oscuro, no presenta plasticidad, sin bolonera
1.0					
1.5	SC-SM		9.8	---	Arena limo-arcillosa, color marrón oscuro, baja plasticidad
2.0					
2.5	SW-SM		7.6	2.066	Arena limosa, consistencia dura, color marrón claro, no presenta plasticidad, Presencia de bolonera mediana de 4" en un 15% aproximadamente.
3.0					
3.5					
4.0	SC-SM		10.9	---	Arena limo-arcillosa, color marrón claro, baja plasticidad
4.1	SC		12.3	1.891	Arena arcillosa, consistencia dura, color marrón naranja, presenta plasticidad mediana, Presencia de bolonera mediana de 3" en un 10% aproximadamente.
4.5					
5.0					
5.5					
6.0					
6.5					
7.0					

OBSERVACIONES

No se pudo seguir la excavación a más de 7.00m por problemas de desmoronamiento de las paredes.

BOSEO PERU S.A.C.
 Ing. Adolfo E. Camayo Ginche

**LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES
MECANICA DE SUELOS Y ASFALTO**

INFORME N° DS51025032017

Peticionario: Consorcio Selva Central
 Proyecto/Obra: "Mejoramiento de Los Servicios de Salud del Hospital de Apoyo Pichanaki, Distrito de Pichanaki, Provincia de Chanchamayo, Región Junín"
 Atención: Gobierno Regional Junín
 Fecha de recepción: martes, 21 de marzo de 2017
 Fecha de emisión: sábado, 25 de marzo de 2017

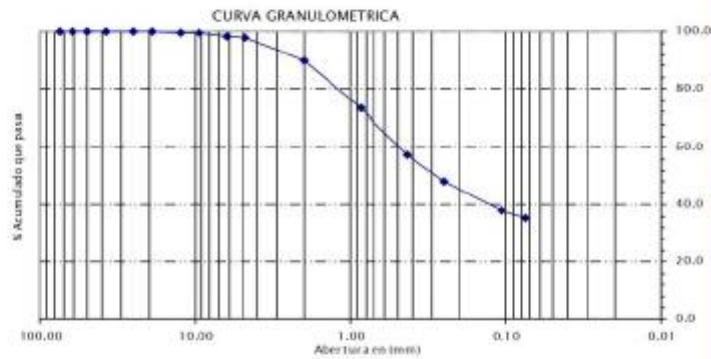
ANALISIS GRANULOMETRICO NTP 339,128 - ASTM D422

Código: ASTM D422 - 63(2007)e1 NTP 339.128:1999
 Título: Standard Test Method for Particle Size Analysis of Soils SUELOS. Método de ensayo para el análisis granulométrico

LIMITES DE CONSISTENCIA NTP 339,129 - ASTM D4318

Código: ASTM D4318 - 10e1 NTP 339.129:1999
 Título: Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils SUELOS. Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad de suelos

Tamiz	Abertura	%Acum.
3"	75.00	100.0
2 1/2"	63.00	100.0
2"	50.00	100.0
1 1/2"	37.50	100.0
1"	25.00	100.0
3/4"	19.00	100.0
1/2"	12.50	99.7
3/8"	9.50	99.5
1/4"	6.30	98.5
N° 4	4.75	98.1
N° 10	2.00	89.8
N° 20	0.85	73.3
N° 40	0.425	57.4
N° 60	0.25	48.3
N° 100	0.15	37.9
N° 200	0.075	35.5

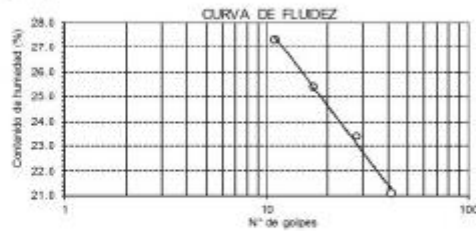


Lím. Líquido

N° GOL	w (%)
41	21.08
28	23.37
17	25.42
11	27.31

Lím. Plástico

16.45 %
17.34 %



LIMITE LIQUIDO	23.77 %
LIMITE PLASTICO	16.90 %
INDICE PLASTICO	6.87 %
CLASIF. SUCS :	SC-SM
ARENA LIMO-ARCILLOSA	
CLASIF. AASHTO :	A-4 (0)
Calicata N°	C-03 - L-01
Prof. Total de Calicata (m)	7.00 m
Estrato (m)	3.90m-4.10m

OBSERVACIONES

: Muestras provista e identificada por el interesado

El presente documento no deberá reproducirse sin la autorización escrita del laboratorio salvo que la reproducción sea en su totalidad. (GUÍA PERUANA INDECOPE: GP 004: 1993)

EQUIPO UTILIZADO:

Tamices ESTANDAR TEST SIEVE ASTM E-11 ESPECIFICACION (ELE INTERNATIONAL)
 Cazuza de casagrande con contador de golpes, Marca Fomey LA-3715, Serie N° 119
 Estufa utilizada: Modelo STH-2A-120°C, Serie 13018 - Calibrada por CELDA E.I.R.L. (Certificado de Calibración Agosto 2016)
 Balanza OHAUS V11P30T, N° Serie 40901365 - 30000gr. Calibrada por CELDA E.I.R.L. (Certificado de Calibración Agosto 2016)

DOSEO PERU S.A.C.
 Ing. Adolfo E. Canasay Ginche

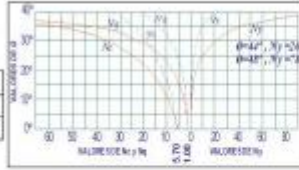
**"Mejoramiento de Los Servicios de Salud del Hospital de Apoyo Pichanaki, Distrito de Pichanaki,
Provincia de Chanchamayo, Región Junín"**

**ANÁLISIS DE CAPACIDAD ADMISIBLE
CALICATA Nº01**

Nº DE MUESTRA :
Nº DE CALICATA :
CLASIFICACION SUCS:
Peso Especifico
Angulo de Friccion
Cohesion

**M-03
C-01
SC**

γm	1.798 gr/cm ³
φ	24.19 °
C	0.12 Kg/cm ²



Según Terzagui

Capacidad de Carga Última para Cimentaciones Cuadradas

$q_u = \frac{2}{3} c N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_q$
 $q_d = \text{Capacidad Admisible}$


**CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGAS PARA DIFERENTES ALTURAS DE CIMENTACION
TIPO DE FALLA GENERAL PARA ZAPATA CUADRADA**

P. ESPECIFICO (Kg/cm ³)	φ	φ'	C	C'	Nc	Nq	Ny	Sc	Sq	Sy	F.S.
0.001798	24.19	24.19	0.12	0.08	23.36	11.4	7.08	1.49	1.45	0.6	3

ZAPATA CUADRADA			
Base (cm)	Prof (cm)	qu (kg/cm ²)	qd (kg/cm ²)
200	140	7.70	2.57
200	150	8.00	2.67
200	160	8.30	2.77
200	170	8.59	2.85
200	180	8.89	2.96
200	190	9.19	3.06
200	200	9.49	3.16
220	140	7.78	2.59
220	150	8.08	2.69
220	160	8.37	2.79
220	170	8.67	2.89
220	180	8.97	2.99
220	190	9.26	3.09
220	200	9.56	3.19
240	140	7.86	2.62
240	150	8.15	2.72
240	160	8.45	2.82
240	170	8.75	2.92
240	180	9.04	3.01
240	190	9.34	3.11
240	200	9.64	3.21
260	140	7.93	2.64
260	150	8.23	2.74
260	160	8.53	2.84
260	170	8.82	2.94
260	180	9.12	3.04
260	190	9.42	3.14
260	200	9.71	3.24

ZAPATA CUADRADA			
Base (cm)	Prof (cm)	qu (kg/cm ²)	qd (kg/cm ²)
280	140	8.61	2.67
280	150	8.31	2.77
280	160	8.60	2.87
280	170	8.90	2.97
280	180	9.20	3.07
280	190	9.49	3.16
280	200	9.79	3.26
300	140	8.69	2.70
300	150	8.36	2.79
300	160	8.65	2.89
300	170	8.95	2.99
300	180	9.27	3.09
300	190	9.57	3.19
300	200	9.87	3.29
320	140	8.76	2.72
320	150	8.46	2.82
320	160	8.75	2.92
320	170	9.05	3.02
320	180	9.35	3.12
320	190	9.65	3.22
320	200	9.94	3.31
340	140	8.24	2.75
340	150	8.53	2.84
340	160	8.83	2.94
340	170	9.13	3.04
340	180	9.43	3.14
340	190	9.72	3.24
340	200	10.02	3.34

ZAPATA CUADRADA			
Base (cm)	Prof (cm)	qu (kg/cm ²)	qd (kg/cm ²)
360	140	8.31	2.77
360	150	8.61	2.87
360	160	8.91	2.97
360	170	9.21	3.07
360	180	9.50	3.17
360	190	9.80	3.27
360	200	10.10	3.37
380	140	8.39	2.80
380	150	8.69	2.90
380	160	8.98	2.99
380	170	9.28	3.09
380	180	9.58	3.19
380	190	9.88	3.29
380	200	10.17	3.39
400	140	8.47	2.82
400	150	8.76	2.92
400	160	9.06	3.02
400	170	9.36	3.12
400	180	9.66	3.22
400	190	9.95	3.32
400	200	10.25	3.42
420	140	8.54	2.85
420	150	8.84	2.95
420	160	9.14	3.05
420	170	9.43	3.14
420	180	9.73	3.24
420	190	10.03	3.34
420	200	10.33	3.44


 Ing. Adolfo E. Camayo Ginche

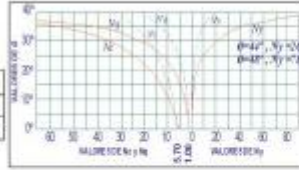
**"Mejoramiento de Los Servicios de Salud del Hospital de Apoyo Pichanaki, Distrito de Pichanaki,
Provincia de Chanchamayo, Región Junín"**

**ANÁLISIS DE CAPACIDAD ADMISIBLE
CALICATA Nº01**

Nº DE MUESTRA :
Nº DE CALICATA :
CLASIFICACION SUCS:
Peso Especifico
Angulo de Friccion
Cohesion

**M-03
C-01
SC**

γm	1.788 gr/cm ³
φ	24.19 °
C	0.12 Kg/cm ²



Según Terzagui

Capacidad de Carga Última para Cimentaciones Cuadradas

$$q_c = \frac{2}{3} cN'_c + \gamma D_f N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_r$$

qc = Capacidad de Carga Última
qd = Capacidad Admisible

**CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGAS PARA DIFERENTES ALTURAS DE CIMENTACION
TIPO DE FALLA LOCAL PARA ZAPATA CUADRADA**

P. ESPECIFICO (Kgbm ³)	φ	φ'	C	C'	Nc	Nq	Ny	Sc	Sq	Sy	F.S.
0.001788	24.19	16.67	0.12	0.08	13.88	4.62	1.62	1.36	1.30	0.6	3

ZAPATA CUADRADA			
Base (cm)	Prof (cm)	qc (kg/cm ²)	qd (kg/cm ²)
200	140	3.29	1.10
200	150	3.41	1.14
200	160	3.52	1.17
200	170	3.64	1.21
200	180	3.75	1.25
200	190	3.87	1.29
200	200	3.98	1.33
220	140	3.31	1.10
220	150	3.43	1.14
220	160	3.54	1.18
220	170	3.66	1.22
220	180	3.77	1.26
220	190	3.88	1.30
220	200	4.00	1.33
240	140	3.33	1.11
240	150	3.45	1.15
240	160	3.56	1.19
240	170	3.68	1.23
240	180	3.79	1.26
240	190	3.91	1.30
240	200	4.02	1.34
260	140	3.35	1.12
260	150	3.47	1.16
260	160	3.58	1.19
260	170	3.70	1.23
260	180	3.81	1.27
260	190	3.93	1.31
260	200	4.04	1.35

ZAPATA CUADRADA			
Base (cm)	Prof (cm)	qc (kg/cm ²)	qd (kg/cm ²)
280	140	3.37	1.12
280	150	3.49	1.16
280	160	3.60	1.20
280	170	3.72	1.24
280	180	3.83	1.28
280	190	3.95	1.32
280	200	4.06	1.35
300	140	3.39	1.13
300	150	3.51	1.17
300	160	3.62	1.21
300	170	3.74	1.25
300	180	3.85	1.28
300	190	3.97	1.32
300	200	4.08	1.36
320	140	3.41	1.14
320	150	3.53	1.18
320	160	3.64	1.21
320	170	3.76	1.25
320	180	3.87	1.29
320	190	3.99	1.33
320	200	4.10	1.37
340	140	3.43	1.14
340	150	3.55	1.18
340	160	3.66	1.22
340	170	3.78	1.26
340	180	3.89	1.30
340	190	4.01	1.34
340	200	4.12	1.37

ZAPATA CUADRADA			
Base (cm)	Prof (cm)	qc (kg/cm ²)	qd (kg/cm ²)
360	140	3.45	1.15
360	150	3.57	1.19
360	160	3.68	1.23
360	170	3.80	1.27
360	180	3.91	1.30
360	190	4.03	1.34
360	200	4.14	1.38
380	140	3.47	1.16
380	150	3.59	1.20
380	160	3.70	1.23
380	170	3.82	1.27
380	180	3.93	1.31
380	190	4.05	1.35
380	200	4.16	1.39
400	140	3.49	1.16
400	150	3.60	1.20
400	160	3.72	1.24
400	170	3.83	1.28
400	180	3.95	1.32
400	190	4.06	1.35
400	200	4.18	1.39
420	140	3.51	1.17
420	150	3.62	1.21
420	160	3.74	1.25
420	170	3.85	1.28
420	180	3.97	1.32
420	190	4.08	1.36
420	200	4.19	1.40

BOSEO PERU SAC.
 Ing. Adolfo E. Camayo Ginche



Calicata N°02, Posterior lado derecho del hospital de apoyo Pichanaki.
Profundidad a 7.00m, A 3.00m filtración de agua.



Calicata N°02, Posterior lado derecho del hospital de apoyo Pichanaki.
Profundidad a 7.00m, A 3.00m filtración de agua.

BASE U PERU S.A.C.
Ing. Adolfo E. Camayo Ginche
CIP. 153560
Especialista en Mecánica de Suelos y Geotecnia

Av. Julio Sumar N° 267 Of. 101 – El Tambo – Huancayo - Junín – Perú.
Teléfono: (024) 847380 E-mail: asesores@baseup.com

8.7. Planos de las Edificaciones Analizadas.