

UNIVERSIDAD NACIONAL HERMILIO VALDIZÁN

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**EVALUACIÓN ESTRUCTURAL MEDIANTE EL ANÁLISIS NO
LINEAL PUSHOVER, PARA ESTABLECER EL GRADO DE
VULNERABILIDAD SISMICA QUE PRESENTA EL CENTRO DE
SALUD AMARILIS – HUANUCO**

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN: ESTRUCTURAS

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

TESISTAS:

Bach. SOLORZANO CAMPO, Jesus Samuel

Bach. TACUCHE CARBAJAL, David

ASESOR:

Ing. TANGOA BERNARDO, Earle

HUÁNUCO – PERÚ

2023

DEDICATORIA

La presente tesis va dedico con todo el aprecio, cariño y amor para mis padres, Tomás Solórzano Ayala e Isolina Campó Soler quienes en su condición humilde supieron entregarme una formación académica de la cual me siento orgulloso, sentando las bases de responsabilidad y deseo de superación, en ellos tengo el ejemplo y modelo de vida.

A mis hermanos que me brindaron el apoyo moral e incondicional en todas las etapas de formación, para ellos toda mi gratitud.

A los docentes de la Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Hermilio Valdizan, por los tantos años de formación que me brindaron por la experiencia y conocimientos, a ellos mis respetos y mi gratitud.

Jesus Samuel Solorzano Campo

A padre Antonio: “Por ser parte de mi formación como persona, en mi carrera profesional y su apoyo incondicional en todo momento”

A mi Madre Octavia: “Por ser parte de mi formación como persona, en mi carrera profesional y su apoyo incondicional en todo momento y ser mi motivo de superación y por sus buenos consejos que siempre me brinda”

A mi hija Oriana: “Por ser mi inspiración para seguir adelante y seguir esforzándome día a día”.

David Tacuche Carbajal

AGRADECIMIENTO

Quiero expresar mi gratitud a Dios, a nuestra familia por estar siempre con nosotros por brindarnos un gran apoyo moral, pero sobre todo agradecer a mi pareja, por su paciencia y comprensión y solidaridad en esta etapa de la tesis.

De igual manera un agradecimiento profundo a mi asesor de tesis, principal colaborador durante todo este proceso que con sus consejos, apoyo, dirección y correcciones que me ha brindado puedo culminar esta etapa de la tesis.

Jesus Samuel Solorzano Campo

A Dios: “Por haberme guiado mi camino en todo momento y dado fuerzas necesarias para afrontar las adversidades”.

A la Universidad Nacional Hermilio Valdizan: “Mi alma mater que me acogió durante mi formación profesional”

A la escuela Profesional de Ingeniería Civil: “Por haberme brindado la oportunidad de formarme como profesional en el campo de la ingeniería.

A mis Docentes Universitarios: “Por ser parte de mi formación profesional y a la impartición de conocimientos durante la vida universitaria”

David Tacuche Carbajal

RESUMEN

La presente investigación se realizará en función al tema de la evaluación estructural, así como el método cuantitativo no lineal-Pushover (Evaluación por desempeño y el método de los coeficientes) aplicando las normativas ASCE 41-13, FEMA 353 Y ATC-40 que tiene como objetivo establecer el grado de vulnerabilidad sísmica del centro de salud Amarilis, el cual es una edificación del año 1991 que al pasar de los años sufrió autoconstrucción, presentando problemas de rajaduras en las vigas principales como en las losas, por un deficiente proceso constructivo, lo que motivo al cierre de los ambientes de hospitalización.

El problema de investigación surge ante un evento sísmico de gran magnitud que afrontaría el Perú y afectaría a la mayoría de los departamentos. En vista de ellos es necesario prevenir y para ello debemos conocer el comportamiento de los establecimientos de Salud que presentan indicios de tener un alto grado de vulnerabilidad sísmica.

El modelamiento matemático del Centro de Salud Amarilis se realizará en mediante el “Structural Software for Building Analysis and Design – ETABS 2016”, usándose los parámetros de evaluación del código ASCE 41-13, parámetros que verifican el desempeño de los elementos estructurales hasta el límite del colapso (en el rango inelástico) aplicando los sismos de servicio, sismo de diseño y sismo máximo.

Palabras claves: Evaluación, análisis no lineal, grado de vulnerabilidad.

SUMMARY

This research will be carried out based on the subject of structural evaluation, as well as the non-linear-Pushover quantitative method (Evaluation by performance and the coefficients method) applying the ASCE 41-13, FEMA 353 and ATC-40 regulations that have As an objective to establish the degree of seismic vulnerability of the Amarilis health center, which is a building from 1991 that over the years suffered self-construction, presenting problems of cracks in the main beams as well as in the slabs, due to a poor construction process, which motivated the closure of the hospitalization environments.

The research problem arises from a seismic event of great magnitude that Peru would face and would affect most of the departments. In view of them, it is necessary to prevent and for this we must know the behavior of Health establishments that show signs of having a high degree of seismic vulnerability.

The mathematical modeling of the Amarilis Health Center will be carried out using the “Structural Software for Building Analysis and Design – ETABS 2016”, using the evaluation parameters of the ASCE 41-13 code, parameters that verify the performance of the structural elements up to the limit of collapse (in the inelastic range) applying the service earthquakes, design earthquake and maximum earthquake.

Keywords: Evaluation, non-linear analysis, degree of vulnerability.

INDICE GENERAL

DEDICATORIA	i
AGRADECIMIENTO	ii
RESUMEN	iii
SUMMARY	iv
CAPITULO I	1
I. PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	1
1.1. FUNDAMENTACIÓN DEL PROBLEMA	1
1.2. FORMULACION DEL PROBLEMA.....	3
1.2.1. PROBLEMA GENERAL:	3
1.2.2. PROBLEMAS ESPECIFICOS:	3
1.3. OBJETIVOS: GENERALES Y ESPECIFICOS	3
1.3.1. OBJETIVOS GENERALES:	3
1.3.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS:.....	4
1.4. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA	4
1.5. LIMITACIONES Y DELIMITACIONES O ALCANCES	5
1.5.1. DELIMITACIONES:.....	5
1.5.2. LIMITACIONES:	6
1.6. FORMULACION DE HIPÓTESIS: GENERAL Y ESPECÍFICAS	1
1.6.1. HIPÓTESIS GENERAL	1
1.6.2. HIPÓTESIS ESPECIFICO.....	1
1.7. SISTEMA DE VARIABLES DIMENSIONES E INDICADORES	1
1.7.1. VARIABLE INDEPENDIENTE.....	1
1.7.2. VARIABLE DEPENDIENTE	1
1.8. DEFINICIÓN OPERACIONAL DE VARIABLES, DIMENSIONES E INDICADORES	2
CAPITULO II	3
II. MARCO TEÓRICO.....	3
2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN	3
2.1.1. ANTECEDENTES INTERNACIONALES.....	3
2.1.2. ANTECEDENTES NACIONALES	5
2.2. BASES TEORICAS.....	8
2.2.6. Verificación del desempeño	24
2.2.6.1. Límites de los niveles de desempeño.....	25
2.3. DEFINICIONES DE TÉRMINOS BÁSICOS	27
2.4. BASES EPISTEMOLÓGICAS.....	31
CAPITULO III	33

III.	MARCO METODOLOGICO.....	33
3.1.	AMBITO	34
3.2.	POBLACIÓN.....	34
3.3.	MUESTRA.....	34
3.4.	NIVEL Y TIPO DE INVESTIGACIÓN	36
3.4.1.	NIVEL DE INVESTIGACIÓN	36
3.4.2.	TIPO DE INVESTIGACIÓN	36
3.5.	DISEÑO DE INVESTIGACIÓN	37
3.5.1.	ESQUEMA DE INVESTIGACIÓN	37
3.6.	MÉTODOS, TÉCNICAS E INSTRUMENTOS.....	39
3.6.1.	TÉCNICAS DE RECOLECCION DE DATOS	39
3.6.2.	INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.....	41
3.7.	VALIDACION Y CONFIABILIDAD DEL INSTRUMENTO.....	42
3.7.1.	VALIDACION DEL INSTRUMENTO.....	42
3.7.2.	CONFIABILIDAD DEL INSTRUMENTO.....	43
3.8.	PROCEDIMIENTO.....	43
3.9.	Tabulación y análisis de datos.....	128
3.10.	CONSIDERACIONES ÉTICAS.....	146
	CAPITULO IV	147
IV.	RESULTADOS	147
	CAPITULO V	157
V.	DISCUSIÓN.....	157
	CONCLUSIONES	161
	RECOMENDACIONES O SUGERENCIAS.....	162
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	163
	ANEXOS	

CAPITULO I

I. PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1. FUNDAMENTACIÓN DEL PROBLEMA

En nuestro país los problemas estructurales que se presentan debido a las autoconstrucciones y malos diseños, son factores que hacen que las edificaciones sean vulnerables ante un evento sismo, por lo que estas edificaciones son motivos de investigación ya que pueden provocar pérdidas de vidas humanas y económicas. (**Maskrey, 1993, p.54**) Señala que: “un mal diseño estructural, ya sea por falta de normativas al momento del cálculo o por un incorrecto criterio por parte del ingeniero, o en el caso más desfavorable no hubo presencia de un personal técnico o profesional para la ejecución del mismo, conlleva a una mala estructuración de la edificación y un estado de conservación con deterioro en sus elementos estructurales y no estructurales: esto hace que las edificaciones en nuestro medio deberían ser necesariamente estudiadas, para así poder conocer la situación de ellas y determinar la vulnerabilidad estructural”. Es por ello que en la actualidad la evaluación de edificaciones hospitalarias es una disciplina multidisciplinaria que viene incursionando en el país desde el campo de la investigación, donde se busca conocer el grado de vulnerabilidad sísmica que presentan para así poder definir si se pueden rehabilitar, reforzar o demoler.

En el año de 1991 se construyó el Centro de Salud Amarilis, en aquellos años conocido como el hospital Carlos Showing Ferrari institución construida por FONCODES, con el pasar de los años esta

edificación en vista de la necesidad de contar con más zonas de atención y debido al descuido de las autoridades locales fue sometida a varias autoconstrucciones donde es necesario mencionar que no participó un personal técnico y/o profesional calificado.

Otro problema del Centro de Salud Amarilis, es el poco mantenimiento ya que se encuentra en abandono por parte de las autoridades, es por ello que la humedad, la autoconstrucción y la propia edad de la edificación hicieron que en la actualidad el Centro de Salud Amarilis ya no cuente con la atención hospitalaria y solo cuenta con atención primaria que es de consulta médica.

Así mismo el centro de salud tiene patologías estructurales, presentando, grietas entre los muros y columnas por falta de juntas y/o columnetas de amarre, grietas por dilatación de losa de entrepiso y fisuras por rotura y/o deslizamiento de estribos en columnas.

Es por ello que ante estos problemas es necesario una evaluación estructural para conocer el grado de vulnerabilidad sísmica que presenta la edificación, así mismo conocer el comportamiento estructural por desempeño, analizando las rotulas plásticas, desplazamientos y ductilidad.

Es por ello que con la presente investigación pretendemos aportar y conocer la condición en la que se encuentra el Centro de Salud Amarilis, que problemas estructurales y de modelamiento posee, en qué condiciones actuales se encuentra las propiedades físicas y mecánicas de los materiales de construcción que se emplearon en la construcción y autoconstrucción del Centro de Salud Amarilis, por lo cual plantaremos los siguientes problemas generales y específicos.

1.2. FORMULACION DEL PROBLEMA

1.2.1. PROBLEMA GENERAL:

- ¿CUÁL SERA EL GRADO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA EMPLEANDO EL ANÁLISIS NO LINEAL PUSHOVER EN EL CENTRO DE SALUD AMARILIS - HUÁNUCO?

1.2.2. PROBLEMAS ESPECIFICOS:

- ¿Cuál será la influencia de las rotulas plásticas que alcanzan la deformación de Cedencia en el Grado de Vulnerabilidad Sísmica del centro de salud Amarilis - Huánuco?
- ¿Cómo se relacionaría los desplazamientos laterales y el grado vulnerabilidad sísmica del centro de salud Amarilis - Huánuco?
- ¿Existirá relación entre las dimensiones de Esfuerzos Resistentes, Ductilidad de los elementos y el grado de Vulnerabilidad Sísmica del centro de salud Amarilis - Huánuco?

1.3. OBJETIVOS: GENERALES Y ESPECIFICOS

1.3.1. OBJETIVOS GENERALES:

- “DETERMINAR EL GRADO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA ANTE LA APLICACIÓN DEL ANÁLISIS NO LINEAL PUSHOVER, EN EL CENTRO DE SALUD AMARILIS, DISTRITO DE AMARILIS, PROVINCIA DE HUÁNUCO - HUÁNUCO”

1.3.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS:

- Determinar la influencia de las rotulas plásticas que alcanzan la deformación de Cedencia en el Grado de Vulnerabilidad Sísmica del centro de salud Amarilis – Huánuco.
- Evaluar la relación entre los desplazamientos laterales y el grado vulnerabilidad sísmica del centro de salud Amarilis – Huánuco.
- Determinar si existe una relación entre las dimensiones de Esfuerzos Resistentes, Ductilidad de los elementos y el grado de Vulnerabilidad Sísmica del centro de salud Amarilis – Huánuco.

1.4. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA

El presente trabajo de investigación se justifica desde el ámbito social ya que brindará alternativas de solución bajo parámetros que puedan contrarrestar la vulnerabilidad de la edificación buscando la confianza de la población Amarilense, además permitirá brindar una mejor calidad de atención buscando la recuperación de los espacios de Hospitalización que hoy se encuentra en desuso. Asimismo, se busca la incursión de los investigadores locales en el ámbito de la ingeniería estructural forense que tiene como finalidad el crecimiento de la investigación científica en este campo.

La importancia de esta investigación, radica en proporcionar información del Centro de Salud Amarilis para contar con alternativas de solución o tomar decisiones trascendentales en función de las conclusiones y aportes que se brindarán en este trabajo de investigación una vez realizada la evaluación de la vulnerabilidad de la

estructura y sea determinada su seguridad sísmica ante un evento sísmico.

1.5. LIMITACIONES Y DELIMITACIONES O ALCANCES

1.5.1. DELIMITACIONES:

a) De tiempo:

Los trabajos de campo se ejecutarán en un plazo no mayor a 2 semanas debido a la poca disponibilidad de tiempo que nos brindará los encargados del Centro de Salud Amarilis.

La recopilación de información, así como los trabajos de gabinete donde se realizará la evaluación estructural, están en la ruta crítica de la investigación y se realizará luego de los trabajos de campo en un plazo no mayor a 30 días.

b) De alcance:

La investigación está limitada a evaluar 3 modelos matemáticos cada una de ellas en un evento sísmico los cuales son; sismo de servicio (moderado o muy probabilístico), sismo de diseño (Fuerte o probabilístico), sismo máximo (catastrófico o poco probabilístico), se evaluarán los elementos estructurales como las vigas y columnas en cuanto a la mecánica de los materiales, deformaciones, rotulas plásticas, esfuerzos de cedencia y desempeño estructural.

Entre los aspectos de la investigación nos limitamos a la evaluación preliminar y detalla de los 2 módulos de 3 niveles del centro de salud amarilis, en el análisis y diseño de las estructuras nos limitamos a los métodos de análisis estructural lineal, análisis estructural no lineal.

c) El personal:

Estará limitado al investigador y al personal de apoyo que serán: 1 colaborador para la recolección de información, 2 personales para la extracción de las probetas para la prueba de diamantina y 1 personal para la extracción de la muestra de suelo, dándonos un total de 4 colaboradores.

d) De recursos técnicos, materiales y equipos:

El estudio está limitado a la evaluación mediante los parámetros ya existentes en las normas ASCE 41-13, Norma E030 y Norma E060, los equipos para la recolección de información serán alquiladas y costeadas por el investigador.

e) De Lugar:

La investigación de este proyecto de tesis está circunscrito a la ciudad de Paucarbamba, Amarilis, Huánuco, específicamente en el Centro de Salud Amarilis.

1.5.2. LIMITACIONES:

a) Económica:

Los costos que representa la ejecución de diferentes ensayos de campo para el cumplimiento de las metas de este proyecto de investigación resultan ser un poco elevadas.

b) Técnicos:

Las normativas para el desarrollo de este proyecto se encuentran en el idioma inglés, lo cual es un limitante ya que mi persona solo cuenta con el nivel básico de este idioma.

1.6. FORMULACION DE HIPÓTESIS: GENERAL Y ESPECÍFICAS

1.6.1. HIPÓTESIS GENERAL

- EL GRADO VULNERABILIDAD SÍSMICA SERÁ: “**SEGURIDAD DE VIDA (DAÑOS MODERADOS)**”, ANTE LA APLICACIÓN DEL ANALISIS NO LINEAL PUSHOVER DEL CENTRO DE SALUD AMARILIS – HUÁNUCO.

1.6.2. HIPÓTESIS ESPECIFICO

- Las rotulas plásticas que alcanzan la deformación de Cedencia influyen de manera significativa en el Grado de Vulnerabilidad Sísmica del centro de salud Amarilis – Huánuco.
- La relación entre los desplazamientos laterales y el grado vulnerabilidad sísmica es directamente proporcional en el centro de salud Amarilis – Huánuco.
- Sí existe una relación entre las dimensiones de Esfuerzos Resistentes, Ductilidad de los elementos y el grado de Vulnerabilidad Sísmica del centro de salud Amarilis – Huánuco.

1.7. SISTEMA DE VARIABLES DIMENSIONES E INDICADORES

1.7.1. VARIABLE INDEPENDIENTE

VI: ANÁLISIS NO LINEAL PUSHOVER.

1.7.2. VARIABLE DEPENDIENTE

VD: GRADO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA.

1.8. DEFINICIÓN OPERACIONAL DE VARIABLES, DIMENSIONES E INDICADORES

EVALUACIÓN ESTRUCTURAL MEDIANTE EL ANÁLISIS NO LINEAL PUSHOVER, PARA ESTABLECER EL GRADO DE VULNERABILIDAD SISMICA QUE PRESENTA EL CENTRO DE SALUD AMARILIS, DISTRITO DE AMARILIS, PROVINCIA DE HUANUCO – HUANUCO									
1 VARIABLES	2 TIPO DE VARIABLES	3 OPERACIONALIZACION	4 DIMENSIONES	5 DEFINICION	6 INDICADORES	7. Nivel de Medición	8. unidad de medida	9. indice	10 Valor
VARIABLE INDEPENDIENTE									
ANÁLISIS NO LINEAL PUSHOVER	CUANTITATIVO	La evaluación estructural del centro de salud se realizará mediante el análisis no lineal pushover por el método de los coeficientes y el método del espectro de capacidad (Punto de desempeño).	Rotulas Plasticas	Son mecanismos que permiten la disipación de energía y la redistribución de esfuerzos.	*Esfuerzo de Cendencia	NUMERICA	Tonf/m2	PORCENTAJE	PORCENTAJE
			Desplazamientos Laterales	Es la distorsión que sufre una estructura al ser sometida por un esfuerzo lateral.	* Deriva elástica		Adimensional	PORCENTAJE	PORCENTAJE
			Esfuerzos cortantes Resistentes	Es la relación entre el cortante inelástico y elástico llamado también sobre esfuerzo	* Deriva Inelástica		Adimensional		
					Cortante de Diseño (elástico)		Tonf	PORCENTAJE	PORCENTAJE
			Cortante máximo (inelástico)	Tonf					
Ductilidad de los elementos	Es la capacidad de un elemento para deformarse sin sufrir daño.	Estado de Falla Balanceada	Adimensional						
VARIABLE DEPENDIENTE									
GRADO DE VULNERABILIDAD SISMICA	CUANTITATIVO	La vulnerabilidad sísmica de una estructura se define como la predisposición intrínseca a sufrir daño los elementos estructurales (viga, columna) ante la ocurrencia de un movimiento sísmico que puede ser clasificada según el ATC-40 como sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo. Así mismo la norma FEMA y ASCE 41-13 clasifican esta vulnerabilidad sísmica como el nivel de desempeño que presentará la estructura los cuales son: Totalmente operativo, Operacional (inmediata ocupación), Seguridad de Vida, Pre-Colapso y Colapso, a su misma vez el nivel de desempeño está relacionado con el Nivel de daño los cuales son respectivamente: No daño, ligero (daño menores), moderado (daños reparables), Extenso (daño irreparable), Colapso.	Ocupación Inmediata (IO)	Agrietamientos en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. Los sistemas de seguridad y evacuación funcionan con normalidad	Daños ligeros	Bajo	Adimensional	% Nivel de desempeño \leq 0.50%	
			Seguridad de Vida (LS)	Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente	Daños moderados	Medio	Adimensional	0.50 % \leq % Nivel de desempeño \leq 1.50%	
			Prevención al Colapso (CP)	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio	Daños Extenso	Alto	Adimensional	1.50 % \leq % Nivel de desempeño \leq 2.50 %	

Tabla N° 01: Definición operacional de variables.

CAPITULO II

II. MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

2.1.1. ANTECEDENTES INTERNACIONALES

Existen tesis internacionales referentes al tema, tales como:

(Cedeño Mejía, H. A. 2017, p. 9, 75), en su tesis: “Análisis de la estructura deficiente del centro médico Virgen del Cisne y estudio de reforzamiento con elementos metálicos”, tiene como objetivo general: “realizar un análisis estructural del dispensario médico Virgen el Cisne y establecer un estudio para proponer un tipo de reforzamiento con elementos metálicos”, llegando a la conclusión: “ninguna edificación en especial como los centros médicos no deben de poseer deficiencias estructurales ni ser vulnerables, ya que estas son esenciales e importantes y deben permanecer operativas antes y después de un evento sísmico lo cual justifica su reforzamiento”. (Ecuador)

(Razo Carrasco, D. 2019, p. 3, 127), en su tesis: “Evaluación integral de la seguridad estructural de edificaciones existentes dañadas por sismos de gran magnitud”, tiene como objetivo general: “realizar una propuesta metodológica de evaluación integral de la seguridad estructural de edificaciones de concreto reforzado existentes afectadas por sismos con base en trabajos de campo y de gabinete. También puede ser aplicada a las construcciones nuevas sobre las cuales se tenga duda de su integridad o comportamiento estructural, o bien a estructuras

que han sido reforzadas y se desea verificar la eficacia de los trabajos realizados.”, llegando a la conclusión: “La evaluación integral de la seguridad estructural de una edificación es un proceso que enfrenta diversos obstáculos para realizar el correcto diagnóstico de la estructura; sin embargo, la correcta realización de las etapas descritas en apartados anteriores permite tener mayor certeza de los resultados obtenidos.”(México)

(Ledesma Bastidas, L. Y. & Martínez Monroy, L. V. 2018, p. 24, 114), en su tesis: “Evaluación por desempeño del diseño estructural de viviendas en estado de vulnerabilidad alta en la ciudad de Bogotá-Caso de estudio localidad de: Bosa, ciudad Bolívar, San Cristóbal y Usme”, tiene como objetivo general: “Realizar la evaluación por desempeño del diseño estructural de viviendas en estado de vulnerabilidad alta, que pueden verse efectuadas por la ocurrencia en un evento sísmico en las localidades de Bosa, ciudad Bolívar, San Cristóbal y Usme en la ciudad de Bogotá D.C.”, llegando a la conclusión: “Observando detalladamente los resultados obtenidos mediante los valores de desempeño y la formación de rotulas plásticas a medida que se incrementaban los ciclos de carga, se pudo evidenciar que una vez se sobrepasó el rango elástico, la estructura dio inicio a la degradación. Permitiendo observar que una vez los elementos principales pierden resistencia, transfieren sus solicitaciones a otros elementos en mejor estado para lograr que la estructural

global conserve de algún modo su estabilidad. Al alcanzar el punto de desempeño la estructura se hace inestable y es necesario intervenir para evitar pérdidas tanto de vidas, como económicas.” (Colombia)

2.1.2. ANTECEDENTES NACIONALES

(Lozano Chavez, G. A. 2020, p. 2, 62), en su tesis “Evaluación estructural de construcciones masivas de tierra utilizando modelos numéricos avanzados: el caso de la huaca de la luna” tiene como objetivo general: “la evaluación estructural de una estructura patrimonial mediante el método de elementos finitos, y apostar en el entendimiento del efecto de amplificación sísmica en construcciones masivas de tierra a partir del análisis de su respuesta frente a un registro de aceleraciones”, llegando a la conclusión: “Que las variaciones en la geometría producen cambios en la respuesta sin una tendencia distinguible, en comparación con los cambios producidos al considerar la interacción con el suelo. Sin embargo, se observa que la distribución de esfuerzos y agrietamiento del estado intacto indica que la zona donde se encuentra el forado en el estado actual se dañaría bajo cargas de gravedad. Esto puede significar que cuando se realizaron las excavaciones esa zona ya se encontraba dañada, por lo que fue más fácil remover el material. Este es un resultado importante debido a que es consistente con las observaciones en campo de los daños en la estructura, y ayuda a explicar el estado actual debido a que la zona intermedia es donde

se encuentra el forado y el borde derecho muestra un nivel de colapso. “

(Orderique Pacherras, O. A., 2019, p. 12, 25), en su tesis “Evaluación estructural aplicando el método de índices de vulnerabilidad en la I.E. Santa Lucía, Provincia Ferreñafe – Región Lambayeque” tiene como objetivo general: “Evaluar la estructura aplicando el método de índice de vulnerabilidad en la Institución Educativa “Santa Lucía”, Ferreñafe.”, llegando a la conclusión: “El método de índices de vulnerabilidad nos permitió evaluar a la I.E. “Santa Lucía” de forma breve y/o concisa, en el cual pudimos ver que el grado de vulnerabilidad de los módulos 1, 2, 3, 4, 5 es de vulnerabilidad intermedia mientras que en los módulos 6 y 7 presenta una vulnerabilidad alta. Cabe precisar que el método es de mucha relevancia ya que nos facultará a mitigar el grado de vulnerabilidad, con el único fin de exposición de daños futuros ante un evento sísmico. “

(Gonzales Paliza, E. M., 2018, p. 3, 43), en su tesis “Evaluación estructural del Hall de San Jerónimo de la Iglesia de la Natividad de Belén” tiene como objetivo general:” Evaluar las condiciones estructurales actuales y las que se podrían desarrollar durante proceso de excavación alrededor de los principales elementos estructurales del HSJ. La evaluación se llevará a cabo mediante un análisis no lineal dentro de un contexto paramétrico.”, llegando a la conclusión: “se evaluaron dos escenarios de colapso mediante un análisis paramétrico. En ambos casos se observa

que cuando el asentamiento diferencial supera 3.5 mm, la estructura incursiona en una falla abrupta. Además, se pudo notar que el parámetro no lineal que más influye en los resultados es la resistencia a la tensión. Los resultados de este análisis conllevaron a la definición de tres estados de daño que dependen de la magnitud del asentamiento diferencial. Basados en estos resultados, se propuso un método para el monitoreo y control de daños, el cual podría indicar hasta cuanto se puede excavar y cuándo es que se deben tomar medidas de urgencia para el reforzamiento estructural. “

(Cucho Salinas, H. M. & Núñez Cusma. K. M., 2018, p. 6, 179), en su tesis “Evaluación de la vulnerabilidad estructural aplicando el método Hirosawa para determinar la seguridad sísmica del hospital regional de Lambayeque” tiene como objetivo general: “Evaluar la vulnerabilidad estructural aplicando el método de Hirosawa para determinar la seguridad sísmica del Hospital Regional de Lambayeque”, llegando a la conclusión: “La evaluación estructural aplicando el método Hirosawa, demuestra que el Hospital Regional de Lambayeque es Inseguro, ya que el índice de resistencia sísmica del 1º al 5º piso resulta inseguro y solo seguro el 6º piso, esto respecto a la dirección “X”; mientras que la dirección “Y”, resultan inseguros del 2º al 5º piso, y seguros los pisos 1º y 6º, se rechaza la hipótesis general planteada. “

2.2. BASES TEORICAS

2.2.1. Vulnerabilidad Sísmica

Se debe tener en cuenta que se denomina la “vulnerabilidad al grado de daño que sufre una estructura debido a un evento sísmico de determinadas características” (**Vizconde, 2004, p.37**)

Vizconde, en el 2004, indica que “La vulnerabilidad sísmica de una estructura es una propiedad intrínseca a sí misma, y, además, es independiente de la peligrosidad del lugar ya que se ha observado en sí mismos anteriores que edificaciones de un tipo estructural similar sufren daños diferentes”. En otras palabras, una estructura puede ser vulnerable, pero no estar en riesgo si no se encuentra en un lugar con un determinado peligro sísmico o amenaza sísmica. (p.37)

En ese sentido Bonnett (2003), menciona que, “para mitigar el riesgo sísmico de una zona, es necesario reducir la amenaza, la vulnerabilidad”. Asimismo, los autores precisan que “el conocimiento de la amenaza sísmica existente permite considerar un adecuado diseño de las nuevas estructuras y el sitio donde pueden ser construidas. Sin embargo, poco puede hacerse para reducir la amenaza a la que están expuestas las estructuras existentes”. (p.9). Por lo que, si el objetivo es disminuir el riesgo, se requiere una intervención directa sobre la vulnerabilidad.

“El nivel de vulnerabilidad está regido por parámetros como el tipo de irregularidad estructural (planta o elevación), tipo de sistema resistente, influencia del terreno, estado de conservación, entre otros”. (Bonnett, 2003, p10).

Finalmente, el grado vulnerabilidad sísmica de una estructura se define como la predisposición intrínseca a sufrir daño los elementos estructurales (viga, columna) ante la ocurrencia de un movimiento sísmico que puede ser clasificada según el ATC-40 como sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo. Así mismo la norma FEMA y ASCE 41-13 clasifican esta vulnerabilidad sísmica como el nivel de desempeño que presentará la estructura los cuales son: Totalmente operativo, Operacional (inmediata ocupación), Seguridad de Vida, Pre-Colapso y Colapso, a su misma vez el nivel de desempeño está relacionado con el Nivel de Daño los cuales son respectivamente: No daño, Ligero (daños menores), Moderado (daños reparables), Extenso (daño irreparable), Colapso.

2.2.2. Análisis no Lineal

La práctica y normativa contemporánea aceptan que las estructuras pueden presentar diferentes niveles de daño lo que requiere de análisis dinámicos paso a paso, como el análisis en el tiempo. Para obviar estos métodos complejos y costosos, se ha venido desarrollando procedimientos como el método del empujón y la evolución del método de los espectros de capacidad, introducido por primera vez por Freeman en los años 70, usando los conceptos de reserva de energía de Blume (1961) [Freeman, 1998; Fema, 1996; ATC, 1996].

Freeman propuso comparar la capacidad resistente de la estructura representada por una curva carga – desplazamiento llevado a valores espectrales con la demanda de un sismo representado por su

espectro de respuesta. La curva de capacidad es independiente del método usado para calcular las demandas. Freeman introduce el espectro ADRS (Acceleration Response Spectrum vs Displacement,D).

En general la capacidad de una estructura depende de la resistencia y la capacidad de deformación de cada uno de sus componentes individuales. Para determinar las capacidades después del límite elástico es necesario unos procedimientos de análisis no lineal. Entre estos procedimientos, el Pushover logra una aproximación a un diagrama fuerza –desplazamiento. El modelo matemático de la estructura se modifica para tomar en cuenta la resistencia reducida inducida por miembros en proceso de fallar. Luego se vuelve a aplicar una fuerza incrementada hasta que fallen componentes adicionales y este procedimiento se continua hasta que la estructura se vuelve inestable o hasta que alcance un límite predeterminado.

El análisis no lineal Pushover es una técnica simple y eficiente para estudiar la capacidad, resistencia-deformación de una estructura bajo una distribución esperada de fuerzas inerciales sísmicas. Este análisis se realiza sometiendo a la estructura a un patrón de cargas laterales F_i que se incrementan de manera monotónica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima.

2.2.3. Clasificación de los sismos según el ATC-40 (Peligro sísmico)

Se reconocen 3 niveles de peligro sísmico:

- ✓ Sismo de Servicio (SE).
- ✓ Sismo de Diseño (DE).
- ✓ Sismo Máximo (ME).

2.2.3.1. Sismo de Servicio

Es definido probabilísticamente como un evento con 50% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años y un periodo de retorno de 75 años, y representa a los sismos frecuentes que experimenta una estructura en su vida útil. En magnitud, típicamente representa 0.50 veces un sismo de diseño. Es decir, una estructura deberá resistir como mínimo una vez en su vida este tipo de sismo donde el desempeño general de la estructura deberá quedar en el rango elástico del diagrama esfuerzo deformaciones.

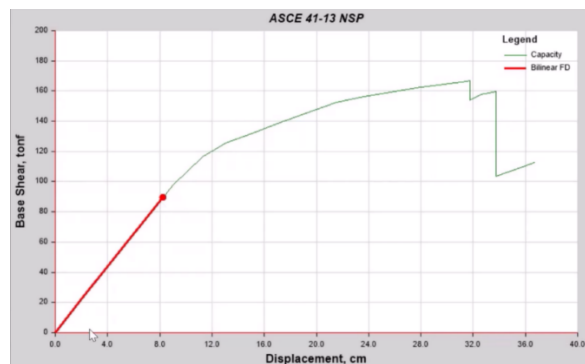


Figura N° 1: Diagrama esfuerzo deformación ASCE 41-13, en el rango elástico.

2.2.3.2. Sismo de Diseño

Es definido probabilísticamente como un evento con 10% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años y un periodo de retorno de 475 años, y representa a un sismo ocasional que podría experimentar una estructura en su vida útil. Cuando se evalúa una estructura con este sismo es recomendable que se mantenga en los valores intermedios del rango plástico.

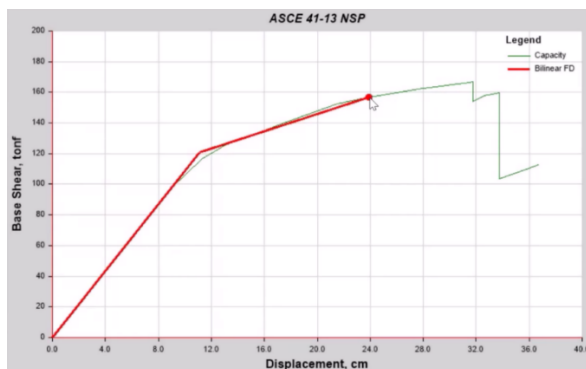


Figura N° 2: Diagrama esfuerzo deformación ASCE 41-13, en el intermedio del rango Plástico.

2.2.3.3. Sismo Máximo

Es definido como el nivel máximo de sismo que podría experimentar una estructura. También podría ser calculado como un sismo con 5% de probabilidad de ser excedido en 50 años y un periodo de retorno de 1000 años. En magnitud es aproximadamente 1.25 a 1.50 veces el sismo de diseño. Cuando se trata de evaluaciones de infraestructuras hospitalarias que es de uso esencial, debe ser evaluado por este sismo y no deberá de pasar la zona de colapso, se permite que llegue al punto de desempeño para poder ser reparada. Es por ello que los códigos o normas conocen esta situación y clasifican a las edificaciones en 3 grupos según su importancia.

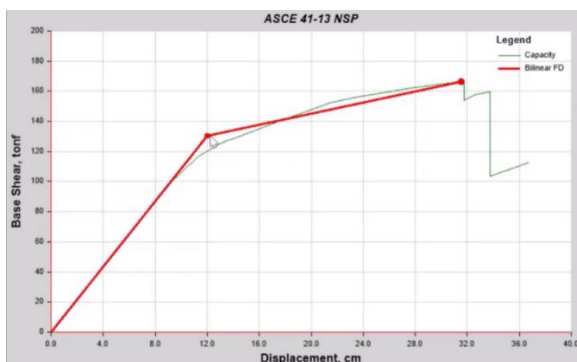


Figura N° 3: Diagrama esfuerzo deformación ASCE 41-13, en el rango Plástico de borde final.

2.2.4. Espectro de capacidad

La capacidad de una estructura depende de la resistencia y capacidad de deformación de sus componentes individuales. Para determinar la capacidad de una estructura más allá de su límite elástico, se requiere de un análisis no lineal tal como el procedimiento Pushover. Este procedimiento usa una serie de análisis elásticos de manera secuencial y luego son superpuestos para aproximar un diagrama de fuerza-desplazamiento de toda la estructura. El modelo matemático de la estructura es modificado a cada paso, para tomar en cuenta la reducción de rigidez de los componentes que alcanzaron su fluencia, posteriormente se aplica un incremento en la fuerza externa de manera que otros componentes también alcance su fluencia. Este proceso se continúa hasta que la estructura se vuelve inestable o hasta que se alcance un límite pre establecido.

El espectro de capacidad se obtiene bajo un procedimiento ampliamente utilizado para determinar puntos de desempeño. Dicho método mediante un procedimiento gráfico, compara la capacidad de la estructura para resistir fuerzas laterales con la demanda sísmica, representada por medio de un espectro elástico reducido. El método está expuesto en el ATC-40 (1996), sin embargo, FEMA 440 (2005) introduce modificaciones que han sido consideradas en esta investigación.

Este espectro de capacidad constituye un procedimiento para poder obtenerlo, el cual consiste en una conversión en la transformación de la gráfica de esfuerzo-deformación de la totalidad de

la estructura, los valores de la cortante se transforman en valores de aceleraciones para obtener el formato ADSR, seguidamente se construye el espectro de demanda, el cual también deberá de transformarse los periodos en desplazamientos para obtener el formato ADSR final. Este espectro de capacidad nos ayuda a encontrar el punto de desempeño.

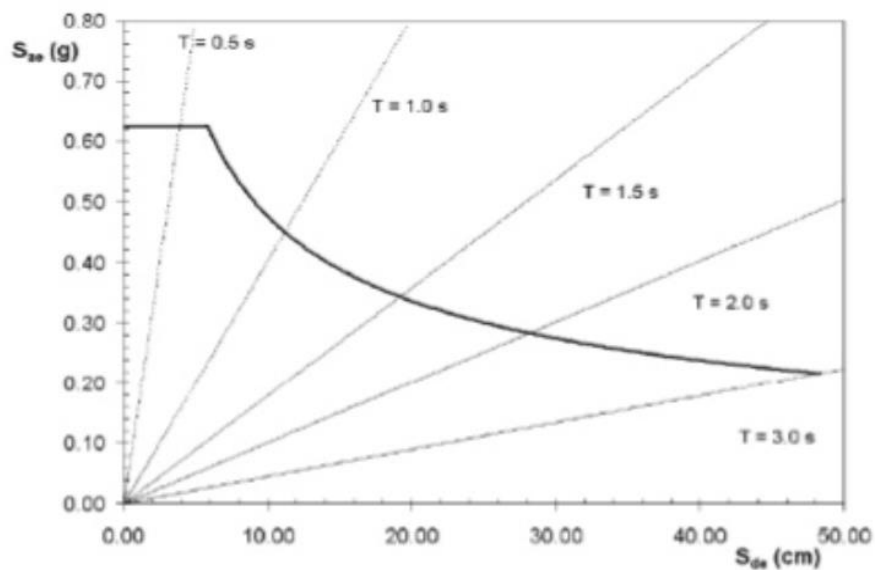


Figura N° 4: Espectro elástico de respuesta en el formato ADSR.

2.2.4.1. Procedimiento para obtener puntos de desempeño.

La capacidad se representa por medio de una curva y la manera más conveniente de graficarla es rastreando el cortante de la base y el desplazamiento del techo. Es importante notar que esta curva se construye asumiendo que el primer modo de la estructura es predominante, esto generalmente válido para edificios con periodos menores a 1s, para estructuras más flexibles se debe considerar el efecto de los otros modos.

Paso 1: Obtener la curva de capacidad mediante análisis estático no lineal Pushover.

Paso 2: Transformar la curva de capacidad a formato ADRS (coordenadas espectrales S_a y S_d), utilizando factores dinámicos de la estructura: el factor de participación modal PF_R y el coeficiente de masa modal efectiva α_R .

$$PF_R = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{iR}}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{iR}^2}$$

$$\alpha_R = \frac{[\sum_{i=1}^N m_i \phi_{iR}]^2}{\sum_{i=1}^N m_i \sum_{i=1}^N m_i \phi_{iR}^2}$$

Paso 3: Transformar la curva de capacidad a una curva de capacidad bilineal, esto para obtener una representación idealizada en donde se define un punto de fluencia A de coordenadas a y $-d_y$ y un punto de desempeño supuesto B de coordenadas a_{pi} - d_{pi} , como se muestra en la Figura 5. Para validar dicha curva, el error entre el área de la curva original y el área de la curva bilineal tiene que ser menor al 5%.

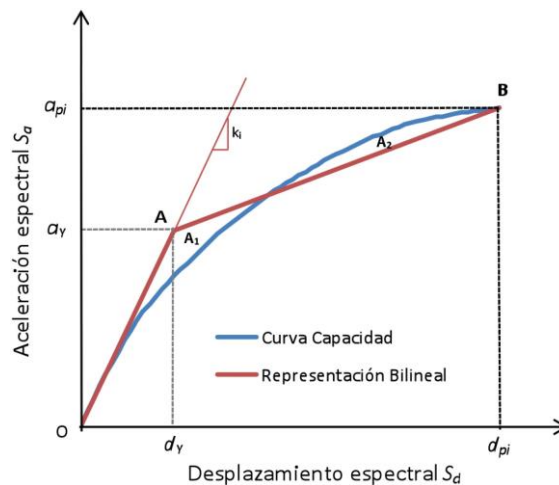


Figura N° 5: Representación bilineal de la curva de capacidad.

Paso 4: Determinar los parámetros de linealización equivalente propuestos por FEMA 440 (2005) correspondientes a: periodo efectivo T_{eff} y amortiguamiento efectivo β_{eff} . Estos son valores optimizados para cualquier curva de capacidad, independiente de su ciclo histerético o rigidez post-elástica α . Estos parámetros lineales efectivos están en función de características de la curva de capacidad (CS: *Capacity Spectrum*), tales como: periodo inicial T_0 , amortiguamiento inicial β_0 y ductilidad μ . En esta investigación se muestran las ecuaciones para el tramo de ductilidad menor a 4 ($1 < \mu < 4$).

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0$$

$$T_{eff} = [0.2(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1] T_0$$

Paso 5: Determinar el factor de reducción $B(\beta_{eff})$ de la curva de demanda ADRS (β_0) según la Figura 6. Este factor reduce coordenadas de aceleración espectral, reduciendo la aceleración espectral inicial $(S_a)_0$ a una aceleración espectral efectiva $(S_a)\beta$, en función del amortiguamiento efectivo β_{eff} obteniéndose la curva de demanda reducida ADRS(β_{eff}).

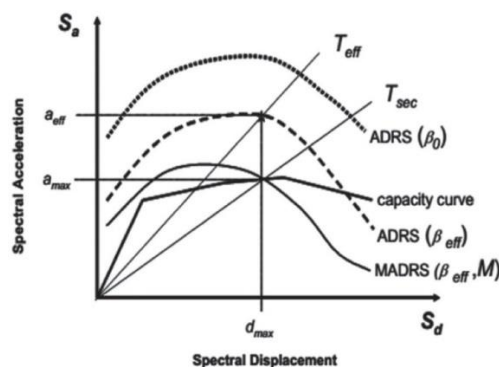


Figura N° 6: Demanda reducida de $B \beta_{eff}$ y modificada por factor M .

Paso 6: Determinar el factor de modificación M , que relaciona el periodo secante T_{sec} y el periodo efectivo T_{eff} , modificando la curva de demanda reducida ADRS (β_{eff}) (Figura 6). Este factor transforma coordenadas de aceleración espectral a_{eff} , en aceleración máxima a_{max} , obteniéndose la curva de demanda modificada MADRS (β_{eff} , M).

$$M = \frac{a_{max}}{a_{eff}} \rightarrow a_{max} = a_{eff}M$$

$$M = \left[\frac{T_{eff}}{T_{sec}} \right] = \left[\frac{T_{eff}}{T_0} \right]^2 \left[\frac{T_0}{T_{sec}} \right]^2$$

$$\left[\frac{T_0}{T_{sec}} \right]^2 = \frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu}$$

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y} \right)}{\left(\frac{a_y}{d_y} \right)}$$

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y}$$

Donde μ es la ductilidad y α es la rigidez post-elástica.

Paso 7: Obtener un punto de desempeño de la intersección de la curva de capacidad bilineal y la curva de demanda modificada MADRS (β_{eff} , M).

Paso 8: Transformar punto de desempeño de valores espectrales (S_a , S_d) a valores de desplazamiento de techo D_t y corte basal Q_{basa} , utilizando los factores dinámicos de la estructura calculados en el punto 2.

2.2.4.2. Procedimiento para determinar la demanda sísmica.

El desarrollo de la curva de capacidad, es útil porque permite conocer las características del desempeño de una edificación. Sin embargo, para determinar si es aceptable respecto a un objetivo de desempeño, es necesario estimar el desplazamiento máximo probable asociado a una sollicitación sísmica.

Es necesario indicar que el método del espectro de capacidad cuando se combina con los espectros de demanda reducidas, basados en estimaciones del amortiguamiento histerético, producen desplazamientos generalmente dentro del 10% del promedio máximo obtenido en varios análisis de tiempo historia.

Con el fin de poner cumplir con un nivel de desempeño fijado, se debe determinar el desplazamiento máximo probable para que sea consistente con la demanda sísmica. Para eso se tiene 2 metodologías las cuales emplearemos en conjunto.

- ✓ Método del espectro de capacidad (Punto de desempeño)
- ✓ Método de los coeficientes (desplazamiento objetivo)

2.2.5. Niveles de daño y desempeño

El nivel de desempeño describe un estado límite de daño discreto. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de 3 aspectos fundamentales:

- ✓ Los posibles daños físicos sobre las componentes estructurales y no estructurales.

- ✓ La amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación, inducida por estos daños.
- ✓ La funcionalidad de la edificación posteriormente al terremoto (ATC 1996).

A continuación, se presenta una descripción detallada de los niveles establecidos por los trabajos más completos realizados por el ATC-40 y el comité de VISION 2000.

2.2.5.1. Propuesta del desempeño por el comité VISION 2000.

Este comité define cuatro niveles de desempeño que identifica a través de los siguientes calificadores:

- ✓ **Totalmente operacional:** corresponde a un nivel en el cual no ocurren esencialmente daños. La edificación permanece completamente segura para sus ocupantes. Todo el contenido y los servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para su uso. En general no se requieren reparaciones.
- ✓ **Operacional:** en este nivel se presentan daños moderados en los elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso algunos daños leves en los elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la estructura para continuar siendo ocupada inmediatamente después del sismo, no obstante, los daños en algunos contenidos y componentes no estructurales pueden interrumpir parcialmente algunas funciones normales. En general se requieren algunas reparaciones menores.
- ✓ **Seguridad:** está asociado a la ocurrencia de daños moderados en elementos estructurales y no estructurales, así como en algunos

contenidos de la construcción. La rigidez lateral de la estructura y la capacidad de resistir cargas laterales adicionales, se ven reducidas, posiblemente en un gran porcentaje, sin embargo, aún permanece un margen de seguridad frente al colapso. Los daños producidos pueden impedir que la estructura sea ocupada inmediatamente después del sismo, con lo cual, es probable que sea necesario proceder a su rehabilitación, siempre y cuando sea viable y se justifique desde un punto de vista económico.

- ✓ **Próximo al colapso:** la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso. Los servicios de evacuación pueden verse interrumpidos por fallos locales, aunque los elementos que soportan las cargas verticales continúan en funcionamiento. Bajo estas condiciones, la estructura es insegura para sus ocupantes y el costo de su reparación puede no ser técnicamente viable desde un punto de vista económico.

En el informe presentado por el comité VISION 2000 se incluye una descripción exhaustiva de los niveles permisibles de daño asociados a cada uno de los cuatro niveles de desempeño para varios sistemas y subsistemas del edificio, los componentes del sistema resistente a cargas verticales y laterales, así como los componentes secundarios y no estructurales (arquitectónicos, eléctricos, mecánicos, etc.). La Tabla N° 01 resume las principales características asociadas a estos niveles de desempeño y su relación con los estados discretos de daño. Estos límites serán tomados para la evaluación del proyecto

de investigación debido a que son los más recomendados y están en concordancia con el FEMA 440 y el ASCE 41-13, no se toma en cuenta lo recomendando por el ATC-40 debido a la antigüedad de la norma, pero si lo consideramos como referencia ya que de esta nacen todos los controles.

Estado de daño	Nivel de desempeño	Descripción de los daños
Despreciable	Totalmente Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando sus servicios.
Leve	Operacional	Agrietamientos en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. Los sistemas de seguridad y evacuación funcionan con normalidad.
Moderado	Seguridad	Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente.
Severo	Pre Colapso	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.
Completo	Colapso	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso Parcial o total. No es posible la reparación.

Tabla Nº 01: Descripción de los estados de daño y niveles de desempeño (VISION 2000).

2.2.5.2. Propuesta del desempeño por ATC-40.

Los niveles de desempeño definidos por el ATC-40 para las estructuras, corresponden a una combinación de los niveles utilizados

para los elementos estructurales y los niveles correspondientes a los elementos no estructurales, ambos definidos de forma independiente.

Se definen tres niveles o estados de daño discretos: ocupación inmediata, seguridad y estabilidad estructural. Estos tres niveles pueden ser utilizados directamente para definir criterios técnicos en los procesos de evaluación y rehabilitación de estructuras. Adicionalmente, se establecen dos rangos intermedios: daño controlado y seguridad limitada. Estos rangos intermedios permiten discriminar, de una forma más adecuada y útil, el nivel de desempeño de la estructura. Esto es de gran utilidad en el caso de ser necesaria una evaluación o un reforzamiento de una estructura en particular. Estos niveles se identifican por la abreviación, SP-n (SP son las siglas de "Structural Performance" y n es un número que varía entre 1 y 6).

A continuación, se describen estos 6 niveles de desempeño.

- ✓ **Ocupación inmediata**, SP-1: los daños son muy limitados y de tal magnitud, que el sistema resistente de cargas laterales y verticales permanece prácticamente en las mismas condiciones de capacidad y resistencia que antes de ocurrido el sismo. No se presentan pérdidas de vidas humanas y la estructura funciona con normalidad.
- ✓ **Daño controlado**, SP-2: corresponde a un estado de daño que varía entre los límites de ocupación inmediata y seguridad. La vida de los ocupantes no está en peligro, aunque es posible que éstos puedan verse afectados.
- ✓ **Seguridad**, SP-3: los daños después del sismo no agotan por completo los márgenes de seguridad existentes frente a un posible

colapso parcial o total de la estructura. Pueden producirse algunos heridos tanto en el interior como en el exterior, sin embargo, el riesgo de la vida de los ocupantes debido a un fallo de los elementos estructurales es muy bajo. Es posible que sea necesario reparar la estructura antes de ser ocupada de nuevo, siempre y cuando sea factible y rentable desde el punto de vista económico.

- ✓ **Seguridad limitada**, SP-4: corresponde a un estado de daño entre los niveles de seguridad y estabilidad estructural, en el que algunas partes de la estructura pueden requerir un reforzamiento para poder garantizar el nivel de seguridad.
- ✓ **Estabilidad estructural**, SP-5: este nivel corresponde al estado de daño límite después de ocurrido un sismo en el cual el sistema estructural está muy cerca de experimentar un colapso parcial o total. Se producen daños sustanciales, pérdida de rigidez y resistencia en los elementos estructurales. A pesar de que el sistema de cargas verticales continúa funcionando, hay un alto riesgo de que se produzca el colapso por causa de posibles replicas. Es muy probable que los daños en las estructuras más antiguas sean técnica y económicamente irreparables.
- ✓ **No considerado**, SP-6: éste no es un nivel de desempeño, pero es útil en algunas ocasiones que requieran evaluar los daños sísmicos no estructurales o realizar un reforzamiento.

Niveles de desempeño o no estructural	Niveles de desempeño estructural					
	SP1	SP2	SP3	SP4	SP5	SP6
NP-A	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR

NP-B	1 - B Ocupación Inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C	1-C	2-C	3-C Segurida d	4-C	5-C	6-C
NP-D	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilida d structural	No Aplicable
NR: combinación No Recomendada						

Tabla Nº 02: Niveles de desempeño de las estructuras (ATC, 1996).

2.2.6. Verificación del desempeño

Una vez determinado el punto de desempeño (la demanda de desplazamiento y aceleración) de una estructura para un movimiento sísmico determinado, es necesario verificar si este valor está dentro de los límites admisibles del nivel de desempeño deseado para la estructura. En otras palabras, debe comprobarse si se han alcanzado los objetivos esperados del desempeño. Para ello hay que definir, para cada uno de los elementos estructurales, no estructurales y contenidos que hacen parte de la estructura, un indicador que represente su respuesta ante un movimiento sísmico. Así por ejemplo, se ha detectado que los componentes estructurales son sensibles a los desplazamientos, mientras que los componentes no estructurales pueden ser más sensibles a la aceleración o a la deriva entre piso. Por lo tanto, es preciso establecer intervalos de variación para estos indicadores y relacionarlos con los niveles de desempeño considerados.

2.2.6.1. Límites de los niveles de desempeño.

Para determinar si una estructura alcanza un objetivo esperado de desempeño, se compara la respuesta obtenida a partir del análisis estático no lineal con los límites para los niveles de desempeño apropiados. Sobre este punto, no existe en la actualidad un consenso general, que permita establecer una única relación entre un parámetro que represente la respuesta estructural, como por ejemplo la deriva entre piso, y los estados de daño discreto o niveles de desempeño. Algunos estudios tales como HAZUS-99, el ATC-40, FEMA 273 y VISION 2000 proponen ciertos límites, aunque a su vez resaltan las incertidumbres involucradas en su definición y la flexibilidad para utilizar otros valores que se consideren más adecuados. En las Tablas N° 03 y 04 se muestran las derivas máximas de entre piso, permisibles para cada uno de los niveles de desempeño propuestos en el ATC-40 y VISION 2000. Para cumplir con los objetivos de desempeño, los valores obtenidos en el análisis de la estructura para una determinada demanda sísmica deben ser inferiores a cada uno de estos valores. Así, por ejemplo, para que una estructura pueda ser ocupada inmediatamente después de ocurrido un sismo, la deriva máxima entre piso debe ser menor de 0.01, de acuerdo a la propuesta del ATC-40 (ver Tabla N° 03).

Nivel de desempeño	Deriva entre piso δ_i (% altura entre piso)
Ocupación inmediata	0.01
Seguridad	0.02
Estabilidad estructural	$0.33 \frac{V_i}{P_i}$

Tabla N° 03: Valores límites de la deriva máxima de entre piso para los niveles de desempeño (ATC-40).

Nivel de desempeño	Deriva entre piso δ_i (% altura entre piso)
Totalmente operacional	0.2
Operacional	0.5
Seguridad	1.50
Próximo al colapso	2.50
Colapso	> 2.50

Tabla N° 04: Valores límites de la deriva máxima de entre piso para los niveles de desempeño (VISION 2000).

Las diferencias existentes entre las normativas de diseño, los procesos constructivos, las tipologías estructurales, los materiales utilizados, las configuraciones en planta y elevación y los mecanismos de control existentes, entre otros, sugieren que cada región, defina sus propios límites para los niveles de desempeño. El uso de valores de otras zonas, puede en algunos casos, evitar que se evalúe de manera adecuada, los niveles de desempeño de la estructura y por consiguiente su vulnerabilidad. De igual forma, la elección de un parámetro adecuado para representar el daño, debe hacerse considerando tanto la tipología como el tipo de elemento y el nivel de daño (local o global) que se desea evaluar. Así, por ejemplo, para estructuras que se deforman en un modo de cortante, el daño estructural global puede ser evaluado mediante la deriva máxima entre piso; por el contrario, para los componentes no estructurales, el parámetro más adecuado parece ser la aceleración máxima de piso.

2.3. DEFINICIONES DE TÉRMINOS BÁSICOS

a) Esfuerzo o Punto de Cedencia

La fuerza de cedencia o también conocido como el punto de cedencia es el límite entre el rango elástico e inelástico, (Mendez, Pérez, Sánchez y Paniagua, 2011), define que “el esfuerzo de cedencia es el esfuerzo mínimo para que un material empiece a fluir”.

b) Estado de Falla Balanceada o Ductilidad.

Ductilidad, capacidad de soportar grandes deformaciones sin pérdida significativa de su resistencia” (Morales,2012)

Según el criterio de estado límite de falla, las estructuras deben dimensionarse de modo que la resistencia de diseño de toda sección con respecto a cada fuerza o momento interno que en ella actúe, sea igual o mayor que el valor de diseño de dicha fuerza o momento interno. Las resistencias de diseño deben incluir el correspondiente factor de resistencia.

c) Autoconstrucción.

Auto construcción “es la práctica de la creación de una edificación por sí mismo a través de una variedad de métodos diferentes.

La autoconstrucción es la acción de construir en el que un individuo o familia, ya sea con ayuda de algún grupo de personas o no, se lanza a realizar la tarea de elaborar su propia edificación, según le permitan sus recursos económicos. Hay dos razones que son las que usualmente causan que una persona no solicite los servicios de una empresa especializada, y opten por elaborar sus propias edificaciones,

son las siguientes: 1. La falta de recursos para elaborar algún otro tipo de refugio. 2. El implemento de la creatividad, esto se ve en mayor porcentaje en estudiantes de arquitectura o diseño, así como también proyectista, investigadores que buscan alguna alternativa o un nuevo método para construir.

Esta autoconstrucción origina muchos problemas estructurales ya que no siguen controles adecuados en cuanto a los diseños de mezcla, controles de irregularidades por no contar con criterios netamente técnicos del campo de la ingeniería estructural.

d) Amenaza o Peligro.

la probabilidad de exceder un nivel de ocurrencia de un fenómeno natural potencialmente dañino con una cierta intensidad, en un periodo de tiempo y en un sitio determinado.

e) Elementos de Riesgo.

Definidos como la población, la edificación, las obras civiles, las actividades económicas, los servicios públicos, las utilidades, la infraestructura, entre otros, susceptibles a ser afectados por un fenómeno natural.

f) Factor de importancia del edificio por su uso (U)

El factor de uso o importancia (U), definido en la tabla de la norma E- 030 se usará según la clasificación que se haga. Para edificios esenciales se considera $U = 1.50$.

g) Factor de influencia de las condiciones topográficas (G):

Representa la intensidad del efecto del movimiento del terreno en base del edificio el cual depende de la sismicidad del suelo de la

zona y la relación entre las características dinámicas de la estructura y el suelo.

h) Factor de zona sísmica (Z)

El territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas, como lo indica la norma E-030. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada y las características generales de los movimientos sísmicos.

i) Deriva inelástica.

Relación que existe entre el desplazamiento relativo y la altura de entrepiso de cada nivel, el cual varía de acuerdo al tipo de sistema estructural, en nuestra norma E-030 para una estructura de concreto armado la deriva es de 0.007, la deriva inelástica es la máxima deformación que puede tener un elemento para volver a su dimensión original.

j) Deriva elástica.

Es el máximo desplazamiento que puede soportar un elemento antes de colapsar.

k) Vulnerabilidad alta

Según (Santos, 2019), la vulnerabilidad alta se presenta en edificaciones con debilidad estructural, en las que, por las características de infraestructura se estima que las pérdidas y daños ocasionados a las personas y a la infraestructura serían altas. Ante un sismo, podrían generar numerosas pérdidas humanas, pérdidas económicas, etc.

l) Vulnerabilidad media

(Santos, 2019) define que la vulnerabilidad media se presenta en edificaciones con algunas manifestaciones con debilidad estructural. Ante la ocurrencia de un sismo, produciría daños regulares a las personas; y los elementos estructurales de una edificación resultarían ligeramente dañados. Una vivienda con una vulnerabilidad sísmica media, genera pérdidas económicas mínimas.

m) Vulnerabilidad baja

(Santos, 2019), define que la vulnerabilidad baja, “se presenta en edificaciones con gran resistencia estructural, ante un eventual movimiento sísmico, no generaría pérdidas de ningún tipo”.

n) Rigidez.

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

o) Fuerza cortante basal.

Es una reacción de todos los elementos que componen la estructura, está localizada en la base y permite determinar la fuerza lateral total, distribuyéndolo posteriormente a lo largo de las diferentes alturas de la estructura.

p) Resistencia a la compresión.

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

q) Resistencia a la tracción.

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

r) Cuantía de acero.

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

s) Capacidad portante.

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

t) Fisura.

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

u) Grieta.

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

2.4. BASES EPISTEMOLÓGICAS

La ingeniería civil es la madre de todas las ingenierías como lo menciona (John Smeaton, 1774) y en su aplicación diaria ha generado la transformación de la misma siendo necesarias la creación de muchas ramas como es el caso de la ingeniería estructural que es el campo de aplicación de esta tesis.

La ingeniería estructural en su campo de aplicación busca indagar en el entendimiento del comportamiento de las estructuras, esta tesis esta basada en conocer el desempeño y comportamiento estructural de las edificaciones ante una sollicitación sísmica para ello es necesario mencionar el inicio de este conocimiento científico que surgió en Estados Unidos en la década de los 70 por el ATC que es la comisión de seguridad sísmica de california, que toma los conocimientos científicos del campo del diseño sísmico para la adecuación y creación de una metodología de evaluación sísmica de edificaciones de concreto armado, antes de esta metodología no podíamos predecir el comportamiento de las edificaciones, es por ello que esta metodología de evaluación sísmica creada por el ATC tiene como objetivo el desarrollo de una norma que pueda ser usada por un ingeniero no especialista el cual confiado en los procedimientos de esta norma pueda comprobar y evaluar la ductilidad de sus diseños.

CAPITULO III

III. MARCO METODOLÓGICO

El marco metodológico de la investigación busca ser realizada mediante la descripción y análisis de los planteamientos del problema estando estos en función de los problemas generales y específicos, siguiendo los procedimientos de recopilación de la documentación, inspección visual y observación, recolección y procesamiento de datos de campo, obtención de los parámetros de sitio y evaluación estructural de los 2 módulos que presenta autoconstrucción.

El marco metodológico se encargará de los procesos de la evaluación estructural para lograr los objetivos de nuestra investigación buscando la aplicación conceptual del marco teórico, partiremos desde la normativa del diseño que se debió utilizar en el análisis estructural realizado por el proyectista para posteriormente consignar las diferencias con la norma actual, esto nos servirá para la definición de los parámetros iniciales de evaluación, estos pasos previos y procedimientos nos ayudaran a dar solución a los problemas de investigación una vez realizado el análisis no lineal Pushover.

La metodología del análisis no lineal Pushover es independiente en cada edificación por lo que el curso del procedimiento esta basado en las normas internacionales, nacionales y también en las investigaciones que el tesista da como antecedentes, a continuación, describiremos el tren de actividades que nos permitirá dar respuesta a nuestras hipótesis de investigación.

3.1. AMBITO

Es la **Red de salud de Huánuco**, donde está incluido el Centro de Salud Amarilis.

3.2. POBLACIÓN

Es el **Centro de Salud Amarilis**, que es una edificación de 1991 donde presenta zonas ejecutadas mediante la autoconstrucción en el cual no se tuvieron en cuenta un control adecuado de la resistencia de materiales afectando así a la rigidez de los elementos estructurales, tampoco se tuvieron en cuenta los criterios estructurales por lo que presenta Irregularidades Geométricas.

3.3. MUESTRA

La muestra obedece a la evaluación de **2 módulos** del centro de salud amarilis que presentan autoconstrucción. El método de investigación es **No probabilístico**, donde queda criterio del investigador la selección de muestra que será por conveniencia ya que como lo menciona Hernández-Sampieri, R., Fernández-Collado, C. y Baptista-Lucio, P. (2014). “esto supone un procedimiento de selección orientado por las características de la investigación, más que por un criterio estadístico de generalización” es decir mi muestra que son los 2 módulos que presentan autoconstrucción son de gran valor ya me definirán si el centro de salud presenta o no vulnerabilidad sísmica.

3.3.1. UBICACIÓN, ACCESO AL ÁREA DE ESTUDIO

Los datos generales, localización geográfica, política y localización administrativa, del lugar de estudio es la siguiente:

Región : HUÁNUCO.

Provincia : HUÁNUCO.
Distrito : AMARILIS.
Lugar : CENTRO DE SALUD AMARILIS
Región Natural : SIERRA.

El acceso al Centro de Salud Amarilis desde la ciudad de Huánuco es por medio del puente Señor de Burgos o también a través del puente San Sebastián, dirigiéndose hacia el jr. Miguel Grau al frontis de la Municipalidad Distrital de Amarilis donde ambas edificaciones dan al Parque de la Salud “Melida Mory de Fernández”. Que tiene como coordenadas UTM.

LUGAR	UTM
Despreciable	8901035.00 m S
	364010.00 m E

Tabla Nº 07: Coordenadas UTM.



Fotografía 1: Centro de Salud Amarilis.

3.4. NIVEL Y TIPO DE INVESTIGACIÓN

3.4.1. NIVEL DE INVESTIGACIÓN

Por su nivel es de carácter **Explicativo**. Porque busca explicar los efectos que presenta el centro de salud a causa de los eventos sísmicos y que problemas origina esto en los elementos estructurales del Centro de Salud Amarilis.

Con las datos y parámetros obtenidos de las evaluaciones preliminares se buscará realizar una evaluación detallada mediante el análisis no lineal Pushover para posteriores conclusiones contundentes.

3.4.2. TIPO DE INVESTIGACIÓN

Por sus propósitos y funciones esta investigación es **aplicada**, ya que busca fundamentalmente dar solución a problemas prácticos y a consecuencia de esto indagar y transformar ideas generales o globales en ideas más específicas o locales como podría ser en el apoyo de la creación de una norma nacional en temas de desempeño estructural.

Por su enfoque y manipulación de datos el tipo de investigación es **Cuantitativo**. Ya que se basa en la medición numérica para explicar patrones de comportamiento al aplicar y probar las teorías.

En cuanto a los medios para la obtención de datos la investigación es **de Campo**, ya que nos apoyamos en guías o fichas de observación para la recolección de datos siendo el propio investigador el que estará en contacto directo con la realidad.

Por la mayor o menor manipulación de variables la investigación es **No-Experimental** no se manipulan las variables ya que no son controladas y son sucesos que forman parte de una situación determinada.

Según el tipo de inferencia la investigación es del **método específico de observación** porque está reducida al campo o especialidad de estudio más preciso y específico de los fenómenos observados sistemáticamente. Es decir, los resultados estarán reducidas y serán válidas únicamente al centro de salud amarilis.

3.5. DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

3.5.1. ESQUEMA DE INVESTIGACIÓN

El diseño a utilizar en esta investigación como se menciona anteriormente será el **No Experimental**. Ya que no se manipularán las variables, y los resultados estarán en función a los datos obtenidos y al modelo matemático con los parámetros establecidos en las guías de la aplicación de este modelo matemático de evaluación estructural. A continuación, se muestra algunos ensayos, pruebas y estudios que se realizarán para la obtención de parámetros.

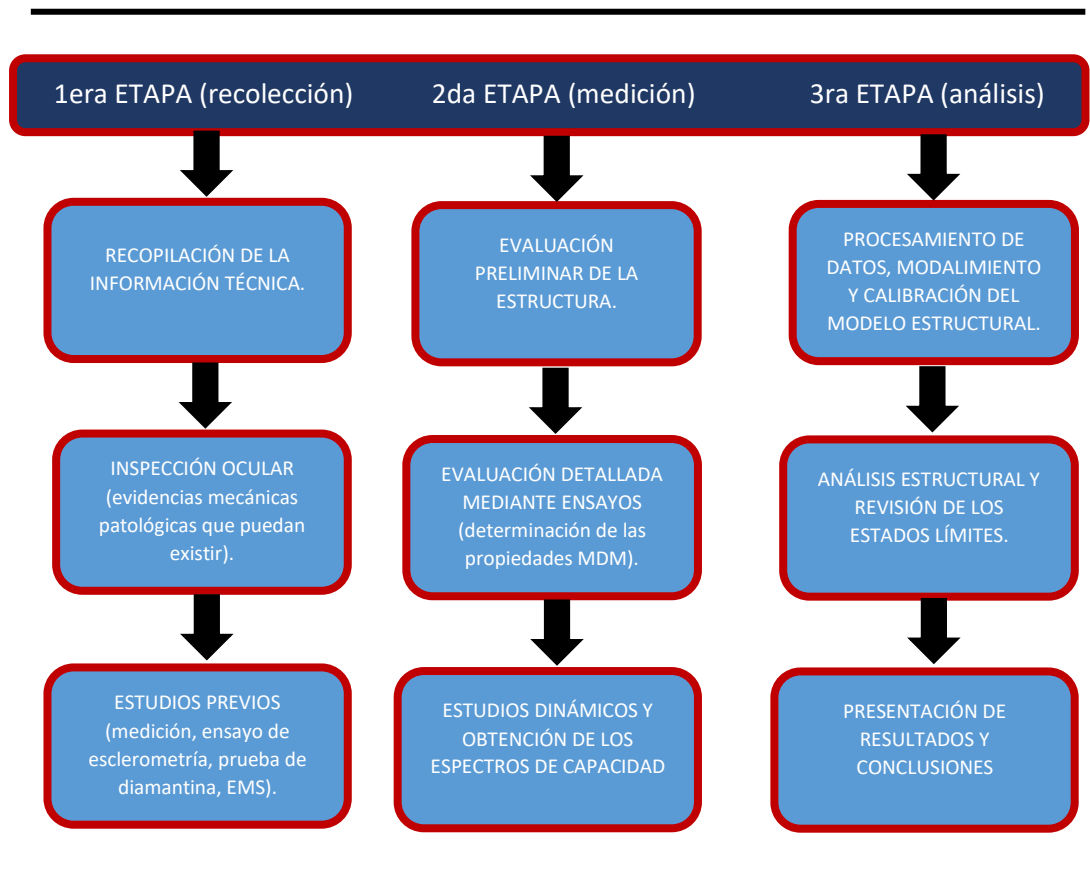
- Ensayo de esclerometría.
- Prueba de Diamantina.
- Estudio de Suelos.

La metodología de evaluación estructural de edificaciones sigue un procedimiento muy empleado el cual consiste en: revisión de la información técnica, inspección ocular, levantamiento geométrico, levantamiento topográfico, determinación de las propiedades

mecánicas de los materiales, estudio geotécnico, estudios dinámicos, modelamiento y calibración del modelo estructural, análisis estructural, revisión de estados límites y conclusiones. Los cuales se pueden reducir con el planteamiento de un esquema de investigación.

Para la realización del diseño de investigación usaremos las 3 técnicas del proyecto de investigación que se muestra en la figura N° 7, las cuales son: recolección, medición y análisis.

Figura N° 7: Esquema del diseño de investigación.



Fuente: Elaboración Propia

3.6. METODOS, TECNICAS E INSTRUMENTOS

3.6.1. TÉCNICAS DE RECOLECCION DE DATOS

Para realizar la recolección de datos usaremos la técnica de la **observación de campo**, que como instrumento de recolección nos basaremos en la observación que el propio tesista participará como informante y será el jefe del equipo de investigación. Se emplearán fichas de recolección de datos de campo como son: ficha para la descripción y localización de la estructura, ficha para la evaluación visual y plan de ensayos, para lo cual seguiremos las siguientes normas como guía del RNE E-0.60 capítulo 20 (Evaluación de la resistencia de estructuras existentes), ACI 364 (Rehabilitación de estructuras de concreto) y ACI 562 (Norma para la Evaluación, Reparación y Rehabilitación de Edificaciones de Concreto). De igual manera estas normativas proporcionan información para la evaluación detallada mediante ensayos que en función de estas crearemos formatos para realizar el estudio de suelos, el ensayo de esclerometría, el procedimiento de la extracción de los testigos de concreto para la prueba de diamantina.

Las técnicas de recolección de datos obedecen al método de evaluación estructural no destructivo, además no se tiene información de planos por lo que requerimos de técnicas modernas para la identificación de los aceros, sus diámetros y la disposición de cómo se encuentra. Además, el análisis estructural mediante el análisis lineal nos servirá para obtener parámetros iniciales para la evaluación y calibración estructural.

Para la recolección de datos iniciales se realizó las siguientes técnicas:

- **Localización, descripción y documentación de la estructura.** Donde indagamos si cuenta con los planos arquitectónicos, estructurales, de instalaciones y memoria de cálculo, así mismo, si tiene estudios geotécnicos y topográficos, existencia de ampliaciones y modificaciones o reforzamiento y/o evaluación y dictámenes realizados anteriormente. Posteriormente se realiza una recopilación de información faltante y finalmente se verificará la información.
- **Inspección Visual.** La inspección visual estará enfocada en el reconocimiento visual no destructivo para lo cual se emplearán métodos modernos como el GPR y Pacometría para verificar la disposición de los aceros de construcción, de igual manera podremos ver el deterioro de la edificación en cuanto a materiales producidos por agentes ambientales, verificando si presentan fechas o deformaciones, grietas u otro problema patológico.
- **Estudios Previos.** De importancia ya que indicarán las condiciones iniciales que presenta el centro de salud amarilis, para ello se necesitara realizar pruebas de testigos, ensayo de esclerometría y estudio de mecánica de suelos.

Para la recolección de datos en la etapa de evaluación detalla de las estructuras se realizó las siguientes técnicas:

- Análisis estructural lineal (norma sísmica año 1977).
- Análisis estructural lineal (norma E030 – 2018)

Y posteriormente se analizará mediante el análisis no lineal Pushover para la obtención de resultados.

3.6.2. INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

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

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

- Cámara fotográfica.
- Wincha 50m.
- Implementos de seguridad.
- Formatos para la inspección (Anexo 1).
- Croquis previo.
- GRP (instrumento que identifica el tipo de material).
- Pacómetro (instrumento que estima el espesor del acero).
- Esclerómetro.



Figura N° 8: Equipo para inspección de campo.

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

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

3.7. VALIDACION Y CONFIABILIDAD DEL INSTRUMENTO

3.7.1. VALIDACION DEL INSTRUMENTO

La validación del contenido esta referido única y explícitamente la norma ASCE 41-17, Siendo este la norma más actualizada hasta el momento para la verificación de informaciones de evaluación.

La validación del constructo, en este caso para la validación y presentación de datos obtenidos durante la investigación, se hizo uso de programas de cómputo Microsoft Office: Word, Excel y Softwares como ESTERA 3D, ETABS y CYPECAD.

La validación del criterio, la validación del criterio se valida en función a las investigaciones mencionadas en la tesis.

3.7.2. CONFIABILIDAD DEL INSTRUMENTO

Por ser documentos estandarizados por normas ATC, FEMA y ASCE y por haber sido realizado por profesionales altamente capacitados y especializados en la materia, se confiará en los resultados y no requiere validación, tampoco la determinación de la confiabilidad.

3.8. PROCEDIMIENTO

El procedimiento para la evaluación estructural está conformado por una evaluación preliminar, evaluación profunda y obtención de parámetros y análisis estructural.

En la etapa preliminar estará conformada por la recopilación de información, la inspección visual, la medición de la estructura y elementos, observación de patologías estructurales y no estructurales, verificación de tipos de deterioro en estructuras.

Así mismo para realizar una evaluación se tiene que conocer las condiciones en las cuales se diseñó y ejecutó la estructura para eso se necesita información tales como memoria de cálculo, planos, sistema estructural supuesto y características de los materiales que se emplearon en 1991, pero como esto no es posible debido a que se

perdió toda la información tendremos que recolectar información del año de ejecución para ver las normativas con las cuales los profesionales diseñaron estructuralmente la edificación. Supondremos un análisis estructural sísmico de la fecha mediante un análisis lineal que nos indicará si fue o no diseñada por sismo o solo fue diseñado por Carga Viva y Carga Muerta, también analizaremos los módulos mediante una normativa más actualizada, estos análisis se realizarán siguiendo un modelo matemático sistematizado donde identificaremos las características cualitativas de la estructura que nos ayudaran en la obtención de datos para el análisis estructural no lineal, para ello necesitaremos.

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

3.8.1. EVALUACION PRELIMINAR

Tomando como referencia la norma ACI 364, en la evaluación preliminar se busca encontrar información inicial del estado de estructura y los problemas que tiene la estructura, con esta información

se busca si es factible el análisis no lineal, si es posible la recolección información necesaria para la evaluación detallada.

En esta parte del estudio se tiene los objetivos definidos para ello necesitamos:

- Recolocar información de campo, basados en el anexo 4 “formato de datos para evaluación estructural”, información necesaria ya que podremos tener detalles de: Uso, tipo de suelo y cimentación, propiedad físicas y químicas, tipos de patologías, información de la edificación, dimensiones de columnas y detalles de aceros.

Aspectos generales.

NOMBRE DEL PROYECTO.

“EVALUACIÓN ESTRUCTURAL MEDIANTE EL ANÁLISIS NO LINEAL PUSHOVER, PARA ESTABLECER EL GRADO DE VULNERABILIDAD SISMICA QUE PRESENTA EL CENTRO DE SALUD, DISTRITO DE AMARILIS, PROVINCIA DE HUÁNUCO – HUÁNUCO”

UBICACIÓN.

La ubicación del centro de salud es:

Región : HUÁNUCO.

Provincia : HUÁNUCO.

Distrito : AMARILIS.

Lugar : CENTRO DE SALUD AMARILIS

ACCESIBILIDAD.

El acceso al Centro de Salud Amarilis desde la ciudad de Huánuco es por medio del puente Señor de Burgos o también a través del puente San Sebastián, dirigiéndose hacia el jr. Miguel Grau al frontis de la Municipalidad Distrital de Amarilis donde ambas edificaciones dan al Parque de la Salud “Melida Mory de Fernández”. Que tiene como

coordenadas UTM.

CLIMA Y ALTITUD.

La ciudad de Huánuco se encuentra ubicado a 1920 m.s.n.m. su clima es templado, con temperatura media de 22° C.

DESCRIPCIÓN ARQUITECTONICA.

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

Módulo I.

Primer nivel.

- ✓ 2 consultores.
- ✓ Informes y deposito.
- ✓ Observación de Obstetricia.
- ✓ Triage y Vestidores.
- ✓ Sala de reuniones.
- ✓ Orientación.
- ✓ Pasadizo de 1.91m de ancho.
- ✓ Servicios higiénicos.
- ✓ Tarrajeo de interiores y exteriores con cemento.
- ✓ Cielorraso de cemento.
- ✓ Piso de cerámico en pasillos y ambientes.

Segundo nivel.

- ✓ 4 consultorios médicos.
- ✓ Triage.
- ✓ Informe y Deposito
- ✓ SS.HH. de varones y mujeres.
- ✓ Pasadizo de 1.91m de ancho.
- ✓ Tarrajeo de interiores y exteriores con cemento.
- ✓ Cielorraso de cemento.
- ✓ Piso de cerámico en pasillos y ambientes.

Tercer nivel.

- ✓ Sala de usos múltiples (SUM).
- ✓ Azotea.
- ✓ Tarrajeo de interiores y exteriores con cemento.
- ✓ Cielorraso suspendido de triplay.
- ✓ Piso cerámico en sum y cocina.
- ✓ Falso Piso en azotea.



Fotografía 2: Fachada del Módulo 1.

Módulo II.

Primer nivel.

- ✓ Emergencia de obstetricia.
- ✓ 3 consultorios médicos.
- ✓ 3 depósitos.
- ✓ Servicios higiénicos.
- ✓ Lavandería
- ✓ Tarrajeo de interiores y exteriores con cemento.
- ✓ Cielorraso de cemento.
- ✓ Piso de cerámico en pasillos y ambientes.

Segundo nivel.

- ✓ 4 consultorios medicos.
- ✓ Planificación familiar.
- ✓ Pasadizo de 1.91m de ancho.
- ✓ Tarrajeo de interiores y exteriores con cemento.
- ✓ Cielorraso de cemento.
- ✓ Piso de cerámico en pasillos y ambientes.

Tercer nivel.

- ✓ 1 consultorio, administración, Laboratorio, Archivo, Depósito.
- ✓ SS.HH. de varones y mujeres.
- ✓ Pasadizo de 1.91m de ancho.
- ✓ Tarrajeo de interiores y exteriores con cemento.
- ✓ Cielorraso de cemento.
- ✓ Piso de cerámico en pasillos y ambientes.



Fotografía 3: Fachada del Módulo 2.

DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL.

El centro de salud Amarilis es una estructura aporticada en ambas direcciones de los 2 módulos que entran a evaluación, ya que cuenta con columnas esbeltas como principales elementos que soportan el sismo, se

puede apreciar que algunas columnas se encuentran junto a muros de ladrillos de arcilla, estos muros no se encuentran confinados y casi en la mayoría de los casos no tiene la longitud mínima de 1.25 metros para poder considerarlo como parte de un sistema de albañilería. A continuación, se pasa a detallar cada módulo.

Módulo I.

El primer nivel cuenta con una altura de 3.00 metros sin incluir la profundidad de desplante, y en los dos niveles siguientes tiene una altura de 3.00 metros, en ambos casos considerados de losa a losa.

No son visibles los detalles de cimentación, pero se supone con zapatas aisladas y cimientos corridos para soportar los muros del primer nivel.

Se cuenta con 4 ejes en la dirección "X" y 6 ejes en la dirección "Y" con un total de 12 columnas de 25X40cm y 12 columnas de 25x35cm.

Las vigas tienen las siguientes dimensiones: VP - 25x50 VS - 25x40 en los niveles 1 y 2, en el tercer nivel todas las vigas son de 25x40.

Las losas aligeradas tienen un espesor de 20 cm en la dirección YY.
Escaleras de 15cm de espesor.

Los muros son de ladrillos artesanales de arcilla y no se encuentra confinado a las columnas principales, tampoco cuenta con una junta sísmica y columnas de confinamiento.

Techo cobertura de calamina con soportes de madera unidos por clavos.

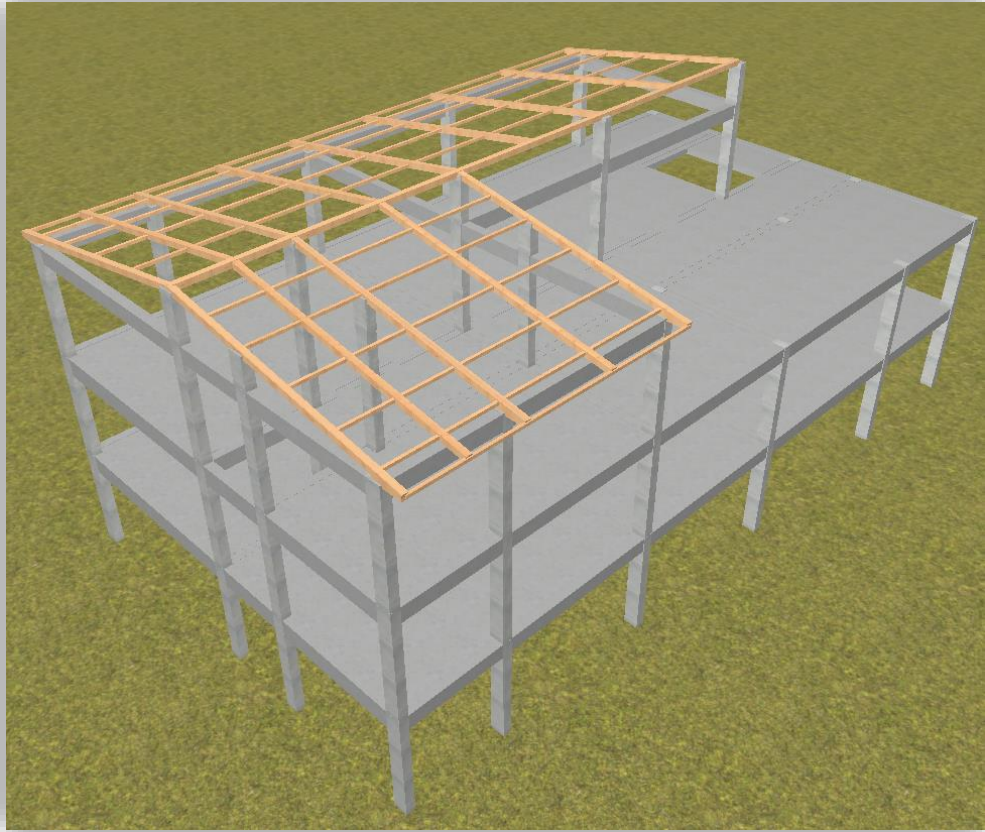


Figura N° 9: Vista tridimensional del modelo estructural módulo

1.

Módulo II.

El primer nivel cuenta con una altura de 3.00 metros sin incluir la profundidad de desplante, y en los dos niveles siguientes tiene una altura de 3.00 metros, en ambos casos considerados de losa a losa.

No son visibles los detalles de cimentación, pero se supone con zapatas aisladas y cimientos corridos para soportar los muros del primer nivel.

Se cuenta con 4 ejes en la dirección "X" y 4 ejes en la dirección "Y" con un total de 8 columnas de 25X40cm y 8 columnas de 25x35cm.

Las vigas tienen las siguientes dimensiones: VP - 25x50 VS - 25x40 en los niveles 1, 2 y 3.

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

No cuenta con escaleras el acceso a los pisos superiores se realiza por el módulo 1 que si cuenta con una.

Los muros son de ladrillos artesanales de arcilla y no se encuentra confinado a las columnas principales, tampoco cuenta con una junta sísmica y columnas de confinamiento.

La azotea es de losa aligerada, proyectada para un nivel más ya que dejaron los aceros y sus respectivos traslapes.



Figura Nº 10: Vista tridimensional del modelo estructural módulo

2.

Investigación de documentos.

Se solicitó los documentos existentes tanto en el Centro de Salud como en el FONCODES, donde nos proporcionaron la siguiente información:

PLANOS DE ESTRUCTURAS.

No se cuenta con planos estructurales, por lo que es necesario levantar la información en campo usando métodos no destructivos como GPR y Pacómetro para la obtención de los diámetros y disposición de aceros así mismo las mediciones y para conocer las dimensiones de los elementos

estructurales que soportan las cargas ante un eventual evento sísmico, por lo que se necesita que la estructura cumpla con las cargas y sobrecargas solicitadas, recopilar información Sismoresistente en cuanto a: simetría en masas y rigideces, pesos mínimo, continuidad de sus elementos en planta y elevación, buena práctica de construcción y supervisión estructural estricta. Al no contar con documentación de diseños se prevé que es necesario una investigación en cuanto a las normas sísmicas y de concreto armado con las cuales fueron diseñadas el Centro de Salud para poder entender las condiciones en las cuales se construyó dicha estructura.

PLANOS DE ARQUITECTÓNICOS.

No se cuenta con planos arquitectónicos por lo que el tesista contrata un especialista en la materia para la elaboración de estos planos y constatar la información recopilada en campo con las solicitudes mínimas que debe contemplar según la GUÍA PARA LA EVALUACIÓN DE ESTABLECIMIENTOS DE SALUD DE MEDIANA Y BAJA COMPLEJIDAD, la cual se dividen en 2 normas técnicas de salud que son: NORMA TÉCNICA DE SALUD N° 110 Y N° 113, las cuales son separadas por el nivel de atención de segundo y primer nivel respectivamente. Estas normas tienen como objetivo establecer los criterios mínimos de diseño y dimensionamiento de la infraestructura física de los establecimientos de salud de primer y segundo nivel de atención, estos criterios importantes nos permitirán conocer los requerimientos del Centro de Salud y si cumple con lo establecido como recomendación en estas normas.

PLANOS DE INSTALACIONES.

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

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE MATERIALES.

No presenta documentación, ya que el expediente solo se realizó en físico, por lo que es necesario una indagación en cuanto a materiales de la obra con las cuales se ejecutó.

ESTUDIO DE SUELOS.

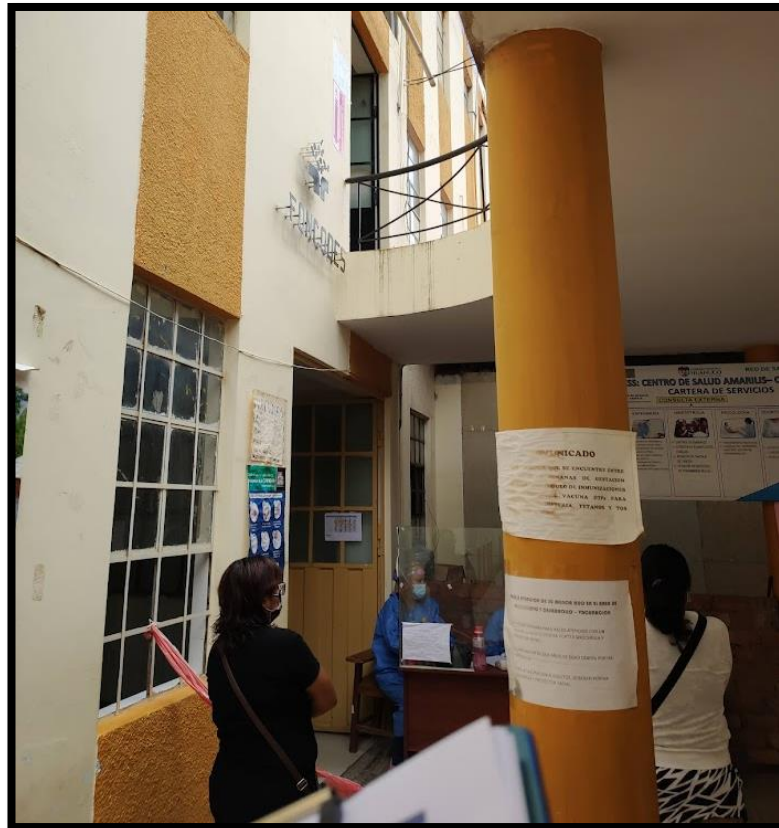
No existe estudio de suelos, por lo que se realizará un estudio de suelo en el frontis del centro de salud.

Inspección visual y recopilación de datos de campo.

La inspección visual se realiza a la par con la recopilación de datos de campo, para ello se utilizó un formato elaborado por el tesista y validado por un ingeniero civil colegiado, el formato se presenta en el ANEXO 1, y la información recopilada se presenta a continuación:

La inspección visual y recopilación de datos iniciaron el día miércoles 15 de septiembre del año 2021 la duración de esta visita fue de 4 horas aproximadamente, donde se pudo coordinar con la encargada del Centro de Salud Mariana Santamaria Trujillo de los días en las cuales se podrá empezar la evaluación detallada, en esta visita el tesista acompañado de la arquitecta Gina Diana Cornejo Cari inspección los ambientes para identificar los ejes y áreas con que cuenta el Centro de Salud.

El Centro de Salud Amarilis se encuentra en el jirón Miguel Grau N° 102, distrito de Amarilis frente al Parque de la salud "Melida Mory de F." se constata que la edificación es de Uso Hospitalario en condición de ocupación habitada siendo la categoría de la edificación Tipo A "Edificación Esencial", en cuanto al terreno y cimentación se logra observar que la topografía es plana con pendientes inferiores al 3% no presenta nivel freático ya que la distancia al río es de más de 450 metros, el tipo de suelo es arcilloso con presencia de grava y la cimentación se advierte que es de zapatas aisladas por el tipo de estructura la cual es aporticada. A continuación, se presentan algunas imágenes referentes a lo mencionado.



**Fotografía 4: Ocupación habitada, y Uso Hospitalario
(Edificaciones esenciales).**

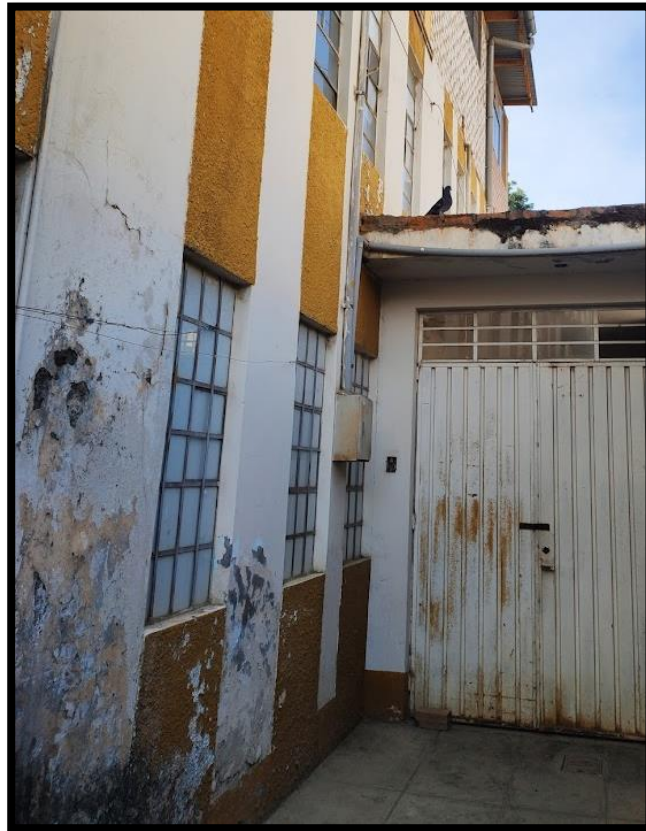
En cuanto al clima y descripción del medio se puede decir que la atmosfera es urbana el agua para consumo es potable, el suelo es natural, se puede hacer referencia a otros tipos de medio con la presencia de agentes químicos y corrientes de interferencia como son las señales de radio, así mismo las propiedades físicas y químicas del medio encontradas son que hay presencia de fuertes vientos produciendo alta presencia de polvo, a pesar de ser un clima seco existe presencia de humedad en paredes y techos por la filtración del agua de lluvia, gracias a esto se puede determinar la presencia de sulfatos y cloruros en el agregado de construcción, el PH del suelo se encuentra en el rango de 6.20 a 7.00 siendo esto normal en la zona. A continuación, se muestran algunas imágenes referentes.



Fotografía 5: Humedad en cielorraso del tercer nivel.



Fotografía 6: Ataque de sulfatos y cloruros en muros del primer nivel.



Fotografía 7: Ataque de sulfatos y cloruros en Columnas del primer nivel.

Estos ataques a los concretos normalmente se dan en el litoral peruano pero no son propios de la zona, también pueden darse en zona donde la humedad permanece es decir en ambiente cerrados, para ello es importante la impermeabilización y/o la protección de estas estructuras de las lluvias intensas, la agresión de las sales presentes en el agregado permanece intactos hasta que la humedad comienza la ionización corroyendo gradualmente la armadura cuando ya se haya alcanzado el recubrimiento, por ello es necesario preservar de la humedad estas zonas y más si son elementos estructurales que presentan varillas de acero.

TIPOS DE PATOLOGIAS EN ESTRUCTURAS.

De acuerdo al **Anexo 2** donde se presenta el tipo de patologías que pueda presentar una estructura ya sea estructural o no estructural, se debe indagar de manera exhaustiva en busca de estos, para ello necesitamos conocer de manera individual las patologías por cada módulo.

El **módulo 1** que presenta: 6 consultorios, informes y deposito, triaje,

SSHH, Circulación y sala de reuniones. No cuenta con información del constructor, arquitecto proyectista, proyectista estructural, sanitario y electricista, pero si se sabe el año de construcción el cual es fue 1991, año de proyecto es 1990 financiada por FONCODES por lo que fue planteado por especialistas y profesionales, las normas utilizadas fueron la norma sísmica de 1977 vigente hasta años posteriores de su construcción, este módulo cuenta con tres niveles dos de ellos construidos en el año 1991 y el último nivel construido en el 2009 sin ningún proyecto, el área total es de 285.81m², tiene 1 núcleo de escalera, cuenta con junta sísmica de 3cm el cual es mínimo establecido por la norma E030, presenta un sistema estructural de pórticos de concreto armado siendo su único y principal elemento a soportar las fuerzas cortantes las columnas, los materiales empleados para la construcción son: cemento, concreto simple y concreto armado (insitu), los muros de arcilla artesanal, la cobertura de madera, triplay y clavos construidos de manera precaria sin un control técnico, este módulo presenta grietas en el terreno circundante, se pudo verificar que no presenta hundimientos, emersión, socavación y otros problemas de daños en general.

En cuanto a las patologías del módulo 1 se pudo reconocer en los muros: las fisuras por falta de juntas, fisuras por dilatación de losa de techo, en las columnas: fisuras inclinadas por corte y en vigas no presenta fisuras. Podemos apreciar a continuación algunas fotografías de estas patologías.



Fotografía 8: Fisuración por falta de juntas en muros.



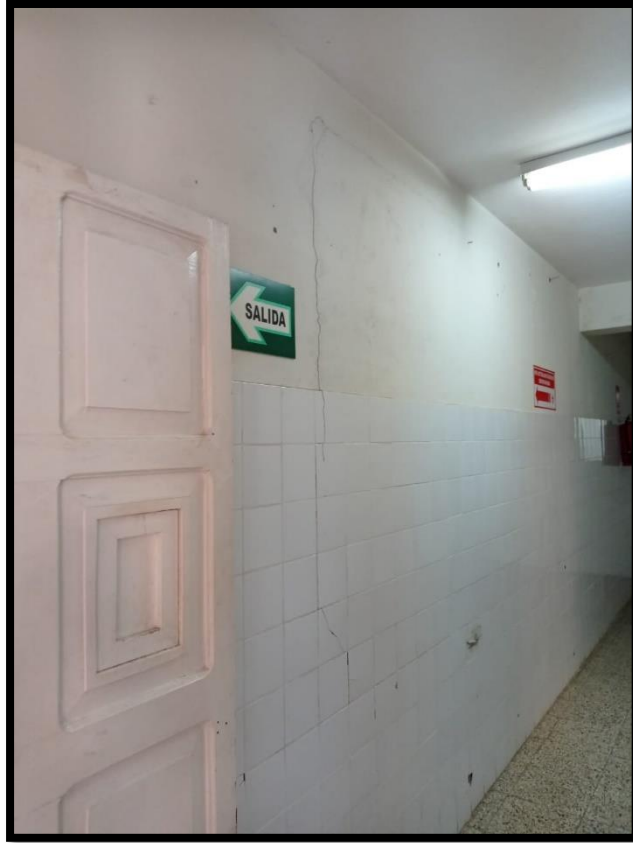
Fotografía 9: Fisuración en muro por dilatación de losa de techo.



Fotografía 10: Fisuración inclinadas por corte en columna.

El **módulo 2** que presenta: 8 consultorios, 3 depósitos, administración, laboratorio, archivo, servicio de lavandería, SSHH y Circulación. Al igual que el módulo 1 no cuenta con información y las normas que se usaron fueron las de 1977, en este caso no se hizo modificaciones desde el año de su construcción, el área total es de 198.27m², cuenta con junta sísmica de 3cm el cual es mínimo establecido por la norma E030, presenta un sistema estructural de pórticos de concreto armado siendo su único y principal elemento a soportar las fuerzas cortantes las columnas, los materiales empleados para la construcción son: cemento, concreto simple y concreto armado (insitu), los muros son de arcilla artesanal, este módulo no presenta, grietas de terreno circundante, hundimientos, emersión, socavación y otros problemas de daños en general.

En cuanto a las patologías del módulo 2 se pudo reconocer en los muros: las fisuras por falta de juntas, fisuras por dilatación de losa de techo, en las columnas: fisuras por rotura o deslizamiento de estribos y en vigas no presenta fisuras. Podemos apreciar a continuación algunas fotografías de estas patologías.



Fotografía 11: Fisuración por falta de juntas en muros.



Fotografía 12: Fisuración en muro por dilatación de losa de techo.



Fotografía 13: Fisuración por rotura o deslizamiento de estribos.

MEDICION Y TIPOS DE DETERIORO EN GENERAL.

La medición se realizó con un colaborador utilizando una wincha de 50 metros y una wincha de mano de 5 metros, se trazaron los ejes del primer módulo y a continuación los ejes del segundo, se midieron todos los elementos estructurales del centro de salud, se puede constatar que en algunos casos el recubrimiento como el tarrajeo son deficientes, por lo que el tesista toma valores más realistas y cercanos a los proyectados. A continuación, podemos ver mediante fotografías el reconocimiento del lugar, así como las mediciones que se hicieron.



Fotografía 14: Dibujo del croquis desde el tercer nivel del módulo 1.

El módulo 1 es el único que sufrió autoconstrucción, esto lo hicieron el año 2009 por solicitud del jefe del centro de salud y por la desatención de las autoridades locales al pedido de los requerimientos de nuevos ambientes, como podemos apreciar se usaron ladrillos King Kong de 18 huecos, no se dejaron juntas para aislar la columna del muro generando una posible falla por columna corta.



Fotografía 15: Estado actual del tercer nivel del módulo 1.

El estado actual del tercer nivel del módulo 1 como se puede apreciar está en desuso debido a las intensas lluvias que produjo ventarrones y filtraciones de agua que destruyeron la totalidad del cielo raso suspendiendo en los ambientes de almacén, comedor y cocina, el sistema empleado para la estructura cobertura es con vigas y correas de madera unidos por clavos, la cobertura es de calamina y el cielo raso fue de triplay, en las condiciones actuales se puede encontrar eses de palomas y nidos de la misma.



Fotografía 16: Estado actual del tercer nivel del módulo 1, Sala de reuniones.

La imagen nos muestra el ambiente de sala de reuniones y como fue el cielo raso de la cocina, comer y almacén en un inicio.



Fotografía 17: Medición de los elementos estructurales, vigas.



Fotografía 18: Medición de los traslapes en columnas.

Como podemos ver la edificación fue planteada para más niveles, es por ello que se pueden encontrar varillas de acero en el tercer y cuarto nivel de los modulo 1 y 2, también es bueno mencionar que en la totalidad de varillas que se aprecian en las columnas se observa 6 por cada uno de diámetro 5/8", que al contrastar con la Pacometría y GPR son iguales en todos los niveles, los estribos son de 3/8" y presentan una separación de 1@5cm, 5@10cm y el resto @20cm, según la norma técnica peruana la zona de mayor confinamiento es la distancia del peralte de la columna, en este caso 35cm por lo que si cumple con lo establecido para la condición de carga muerta y carga viva.



Fotografía 19 y 20: Verificación con GPR en columnas.

El GPR es un instrumento que nos sirve para la ubicación de materiales dentro de la columna de concreto puede encontrar: tubos de pvc, cables eléctricos, aceros, alambres, con la facilidad de indicarnos de que material son.



Fotografía 21 y 22: Medición con pacómetro en columnas.



Fotografía 23: Medición con pacómetro en columnas interiores.

Una vez realizado el GPR se pasa a medir los diámetros con el pacómetro, este instrumento puede estimar el recubrimiento y el diámetro de las varillas dentro de la columna y vigas, su uso es muy esencial ya que nos permite saber cómo están distribuidos las varillas dentro del concreto.

CONCLUSIÓN DE LA EVALUACIÓN PRELIMINAR

De las fisuras evaluadas la mayoría son de los muros, se necesita confinar los muros, de las mediciones, GPR Y Pacometría se obtuvieron los siguientes resultados en cuanto a planos arquitectónicos y estructurales.

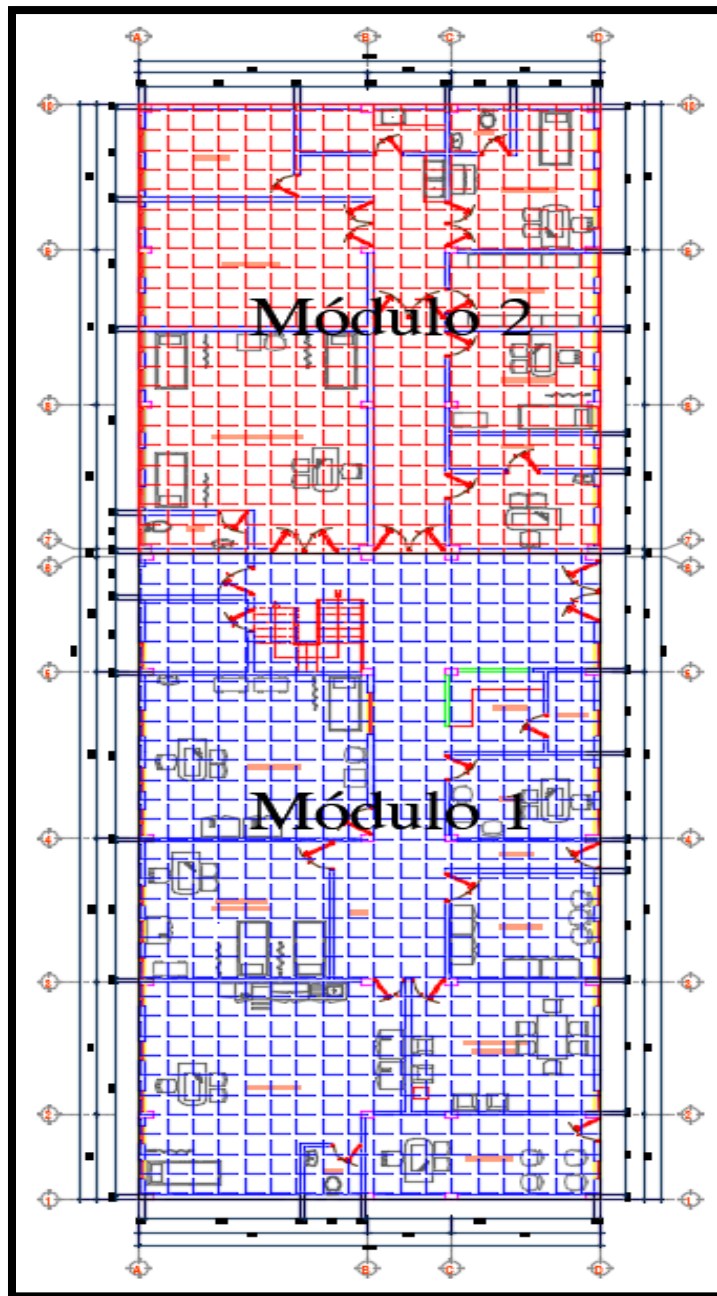


Figura Nº 11: Plano arquitectónico 1er nivel del módulo 1 y 2.

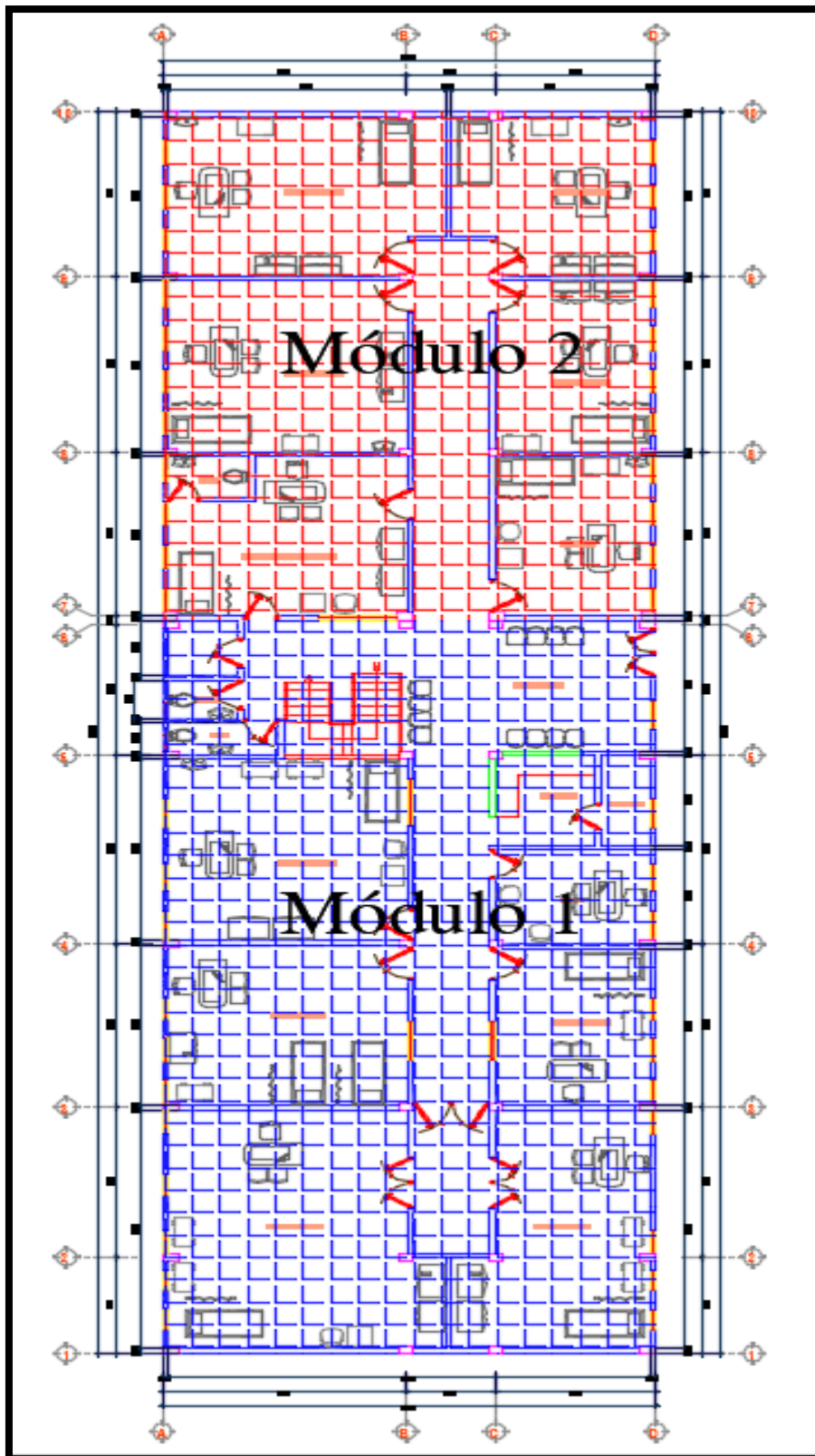


Figura N° 12: Plano arquitectónico 2dor nivel del módulo 1 y 2.

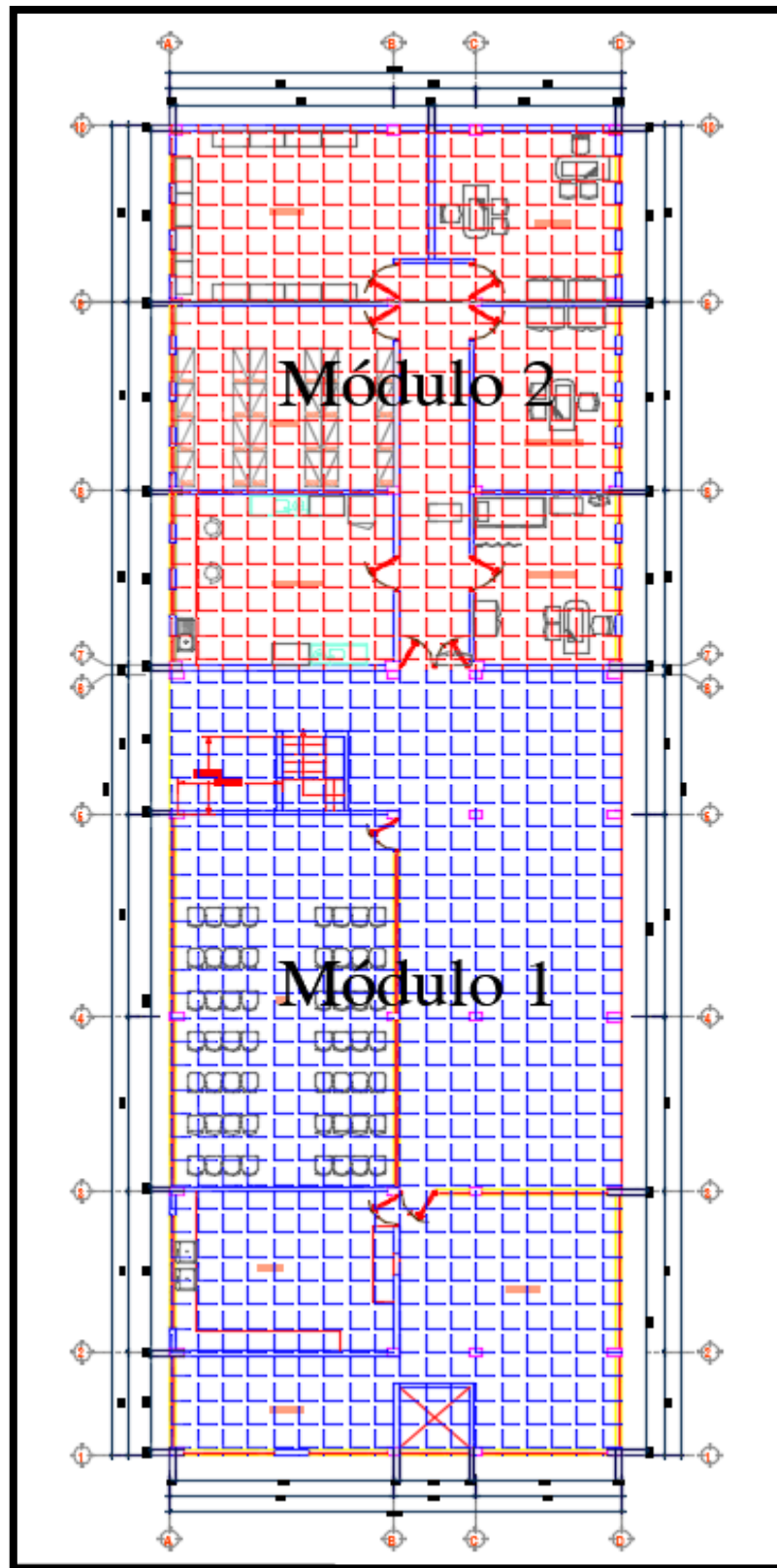


Figura N° 13: Plano arquitectónico 3er nivel del módulo 1 y 2.

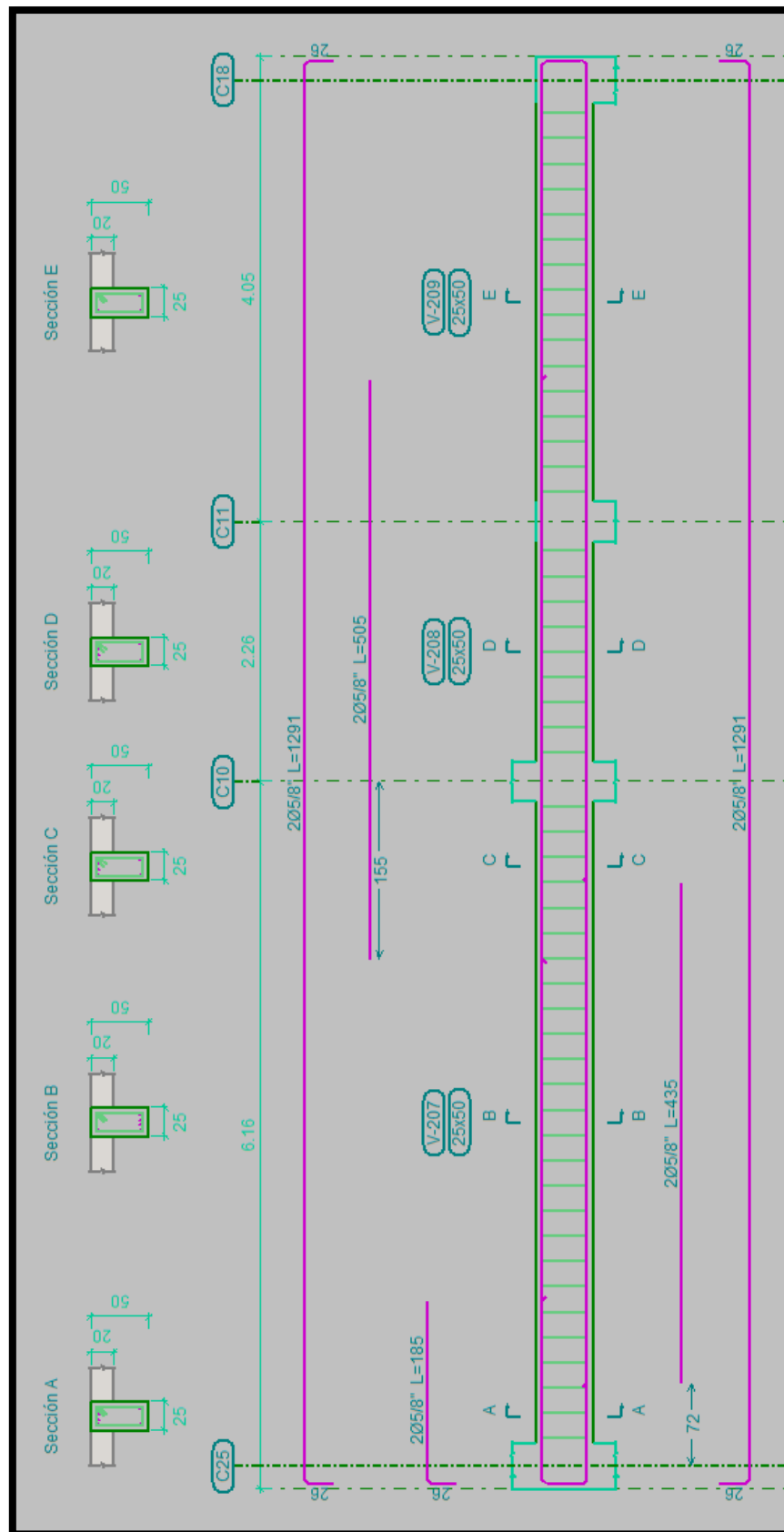


Figura N° 14: Detalle de vigas principales módulo 1 y 2.

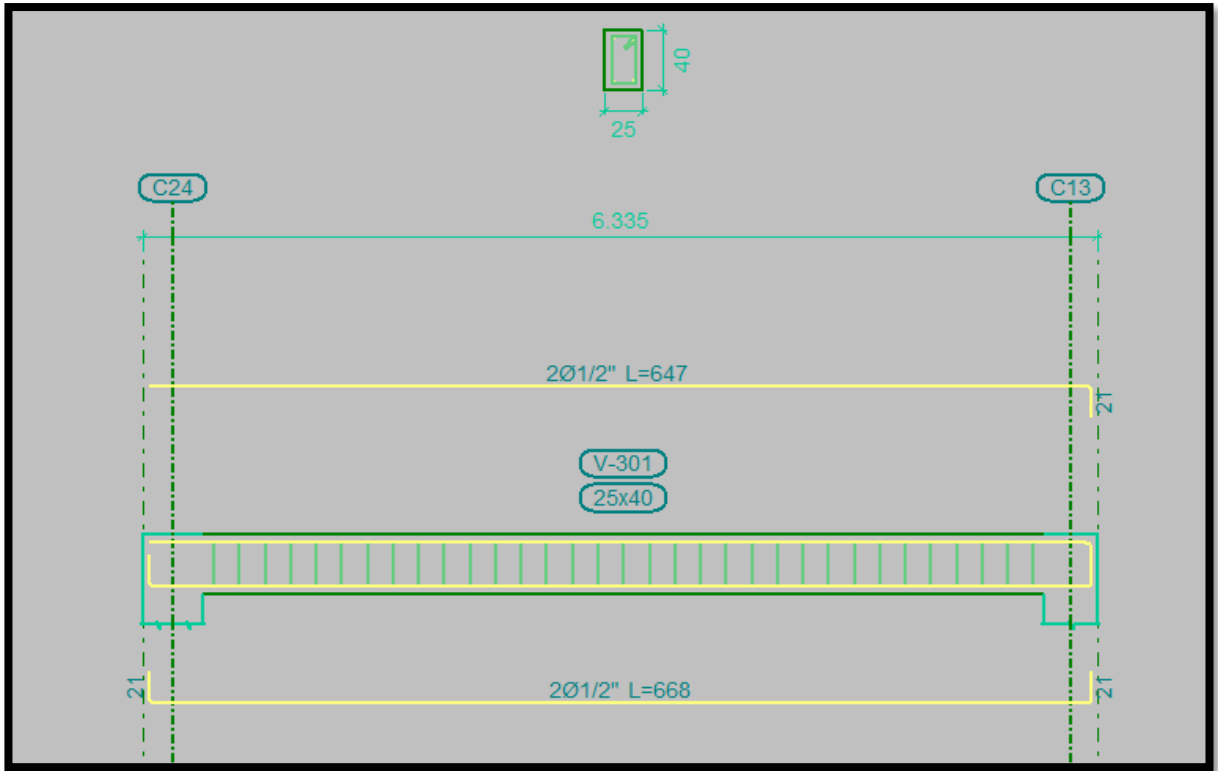


Figura Nº 15: Detalle de vigas secundarias módulo 1 y 2.

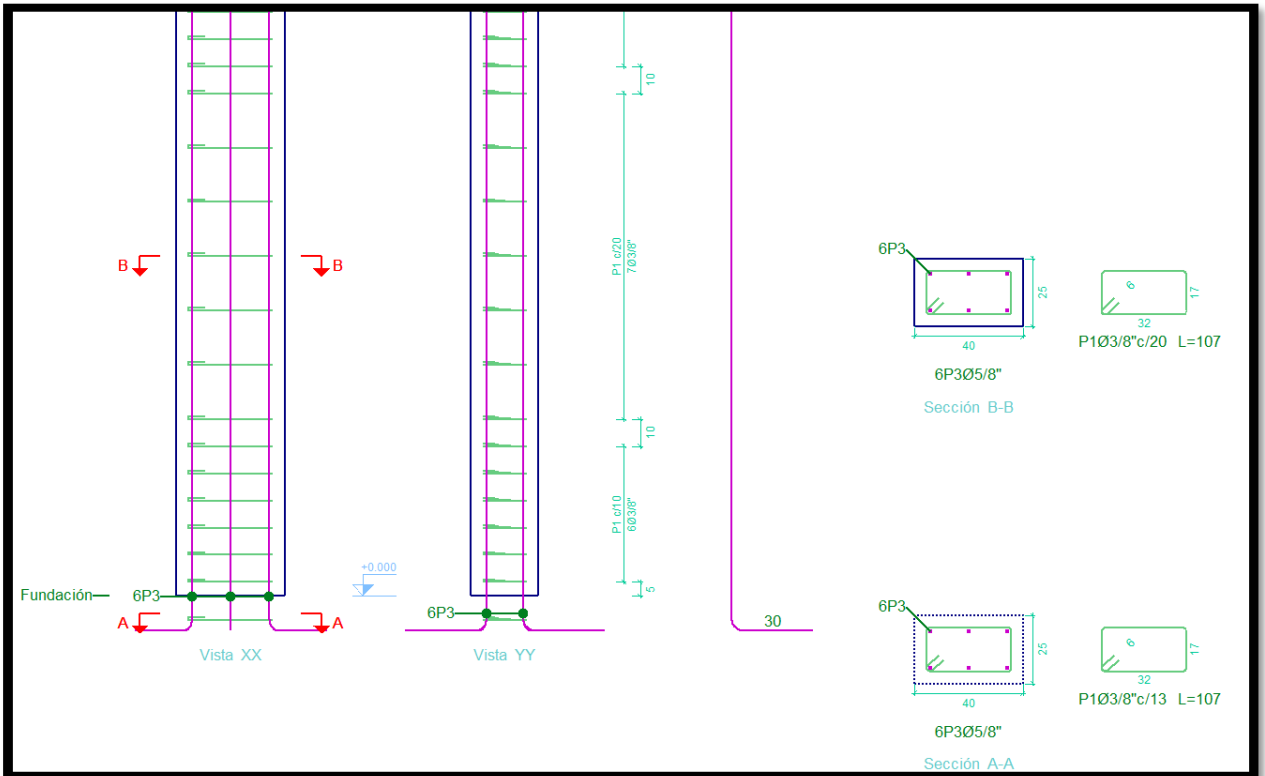


Figura Nº 16: Detalle de columnas de 25x40 módulo 1 y 2.

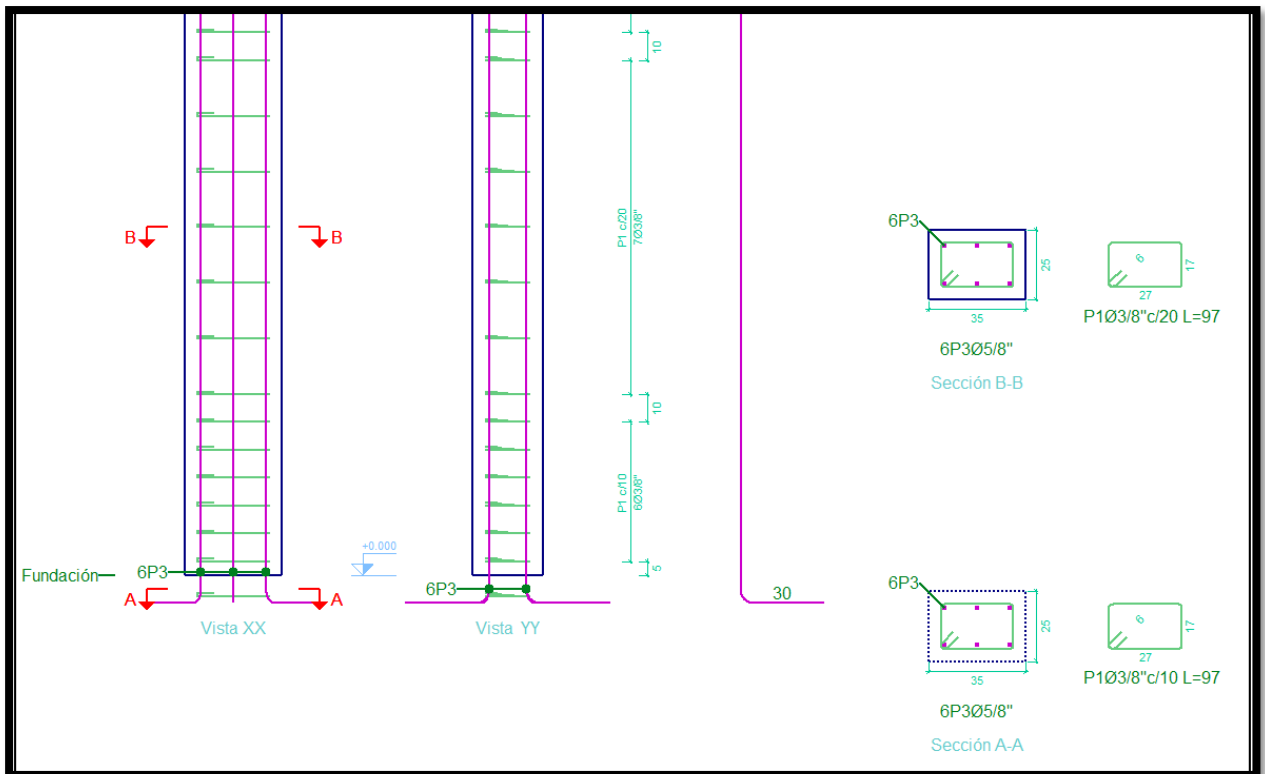


Figura N° 17: Detalle de columnas de 25x35 módulo 1 y 2.

De la evaluación preliminar se pudo obtener una recopilación de información muy buena en cuanto a dimensiones, recubrimiento, detalles de planos, cuantías de aceros y patologías, es necesario realizar ahora una evaluación detallada de materiales, resistencias, y características de los parámetros de diseño y evaluación estructural.

3.8.2. EVALUACIÓN DETALLADA O PROFUNDA.

3.8.2.1. Propiedades de los materiales.

Concreto.

De acuerdo a lo mencionado a la información preliminar, no cuenta con especificaciones técnicas de resistencia a la compresión por lo que se requiere realizar en primera instancia una prueba de esclerometría para verificar la homogeneidad del concreto y posteriormente realizar la extracción de los testigos de concreto para hacer los ensayos a compresión de los elementos estructurales (vigas y columnas)

3.8.2.2. Recursos utilizados para los ensayos.

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

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

3.8.2.3. Ensayo de martillo de rebote o esclerómetro.

Equipos usados.

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

Procedimiento.

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

En nuestro caso se tomó como muestra en el módulo 1, 2 columnas del primer nivel, 2 vigas peraltadas del primer nivel y 2 columna del último nivel y 1 viga del último nivel haciendo un total de 7 muestras para el módulo 1. En el módulo 2 se tomaron en cuenta 7 muestras de igual manera que el módulo 1, 2 columnas del primer nivel, 2 vigas peraltadas del primer nivel y 2 columna del último nivel y 1 viga del último nivel. Si bien es cierto se pudieron tomar mas muestras, pero no son necesarias ya que para validar una muestra con la prueba de diamantina solo se necesita saber la resistencia de 3 muestras por cada elemento.



Fotografía 23 y 24: Prueba de esclerómetro en columna primer módulo 1.



Fotografía 25: Prueba de esclerómetro en columna segundo nivel del módulo 1.



Fotografía 26: Prueba de esclerómetro en columna del tercer nivel del módulo 1.



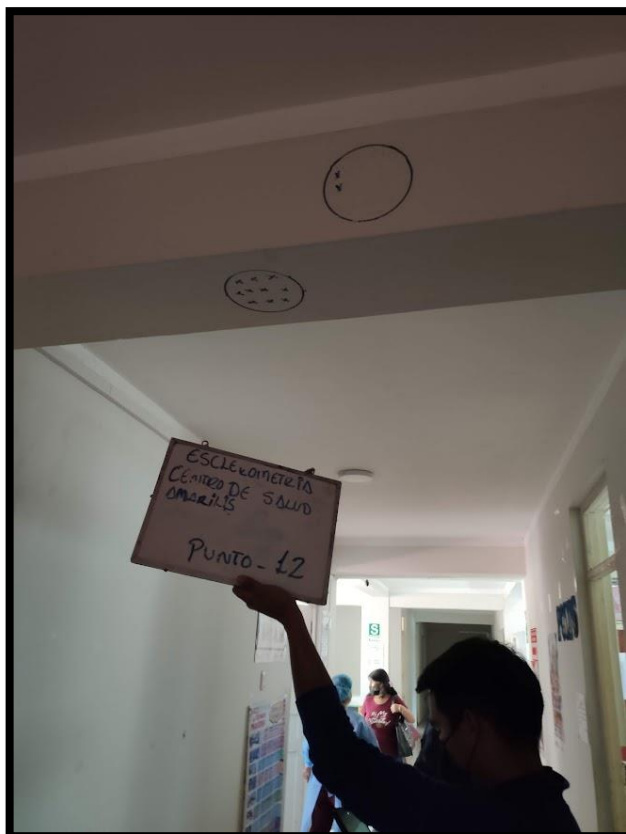
Fotografía 27: Prueba de esclerómetro en viga del primer nivel del módulo 1.



Fotografía 28: Prueba de esclerómetro en columna del primer nivel del módulo 2.



Fotografía 29: Prueba de esclerómetro en columna del segundo nivel del módulo 2.



Fotografía 30: Prueba de esclerómetro en viga del segundo nivel del módulo 2.

Valores esperados de esclerómetro.

R	ANGULO DE IMPACTO α				
	$\alpha -90^\circ$	$\alpha -45^\circ$	0°	$\alpha +45^\circ$	$\alpha +90^\circ$
20	125	115			
21	135	125			
22	145	135	110		
23	160	145	120		
24	170	160	130		
25	180	170	140	100	
26	198	185	158	115	
27	210	200	165	130	105
28	220	210	180	140	120
29	238	220	190	150	138
30	250	238	210		145
31	260	250	220	180	160
32	280	265	238	190	170
33	290	280	250	210	190
34	310	290	260	220	200
35	320	310	280	238	218
36	340	320	290	250	230
37	350	340	310	265	245
38	370	350	320	280	260
39	380	370	340	300	280
40	400	380	350	310	295
41	410	400	370	330	310
42	425	415	380	345	325
43	440	430	400	360	340
44	460	450	420	380	360
45	470	460	430	395	375
46	490	480	450	410	390
47	500	495	465	430	410
48	520	510	480	445	430
49	540	525	500	460	445
50	550	540	515	480	460
51	570	560	530	500	480
52	580	570	550	515	500
53	600	590	565	530	520
54	Over 600	Over 600	580	550	530
55	Over 600	Over 600	600	570	550

V
A
L
O
R

D
E

R
E
B
O
T
E

R

CILINDRO DE COMPRESIÓN STRENGTH (kg/cm²)

Tabla N° 08: Valor de rebote de resistencia.

Los ensayos de esclerómetro están basados en la NTP 339.181 – ASTM C-805, teniendo el campo de aplicación la evaluación de la homogeneidad del concreto pobre o deteriorado en una estructura y para estimar el desarrollo de resistencia in-situ, este método de ensayo NO debe ser usado como base para la aceptación o rechazo del concreto (no reemplaza a las probetas ni diamantinas), se debe tener en cuenta que el ancho mínimo del elemento a evaluar debe tener como mínimo 10

cm, evitar superficies de concreto que presenten escamas u alta porosidad, y el diámetro de ensayo debe ser por lo menos 15 cm de diámetro, si es posible se debe ensayar sobre superficies que tengan tarrajeo, para ello se prepara la superficie con una piedra abrasiva eliminando el agua libre superficial si hubiese.

Toma de datos y resultados.

CODIGO: CL-01								
Punto N°	Angulo de Impacto	Valor de Rebote R	Promedio	F'c Kg/cm2 (esperado)	F'c Kg/cm2 (Obtenido)	Valor que de la mediana	Uniformidad del concreto	Aceptación del Ensayo
1	0°	38	35.20	210	282	-2.80	El concreto se encuentra uniforme	Aceptado
2	0°	34				1.20		Aceptado
3	0°	36				-0.80		Aceptado
4	0°	33				2.20		Aceptado
5	0°	30				5.20		Aceptado
6	0°	41				-5.80		Aceptado
7	0°	35				0.20		Aceptado
8	0°	38				-2.80		Aceptado
9	0°	31				4.20		Aceptado
10	0°	36				-0.80		Aceptado

Tabla N° 09: Valor de rebote de resistencia Columna primer nivel.

CODIGO: CL-02								
Punto N°	Angulo de Impacto	Valor de Rebote R	Promedio	F'c Kg/cm2 (esperado)	F'c Kg/cm2 (Obtenido)	Valor que de la mediana	Uniformidad del concreto	Aceptación del Ensayo
1	0°	42	38.20	210	324	-3.80	El concreto se encuentra uniforme	Aceptado
2	0°	42				-3.80		Aceptado
3	0°	35				3.20		Aceptado
4	0°	40				-1.80		Aceptado
5	0°	42				-3.80		Aceptado
6	0°	42				-3.80		Aceptado
7	0°	35				3.20		Aceptado
8	0°	37				1.20		Aceptado
9	0°	35				3.20		Aceptado
10	0°	32				6.20		No acepta

Tabla N° 10: Valor de rebote de resistencia Columna primer nivel.

CODIGO: CL-03								
Punto N°	Angulo de Impacto	Valor de Rebote R	Promedio	F'c Kg/cm2 (esperado)	F'c Kg/cm2 (Obtenido)	Valor que de la mediana	Uniformidad del concreto	Aceptación del Ensayo
1	0°	41	42.50	210	282	1.50	El concreto se encuentra uniforme	Aceptado
2	0°	40				2.50		Aceptado
3	0°	45				-2.50		Aceptado

4	0°	44				-1.50		Aceptado
5	0°	40				2.50		Aceptado
6	0°	46				-3.50		Aceptado
7	0°	45				-2.50		Aceptado
8	0°	43				-0.50		Aceptado
9	0°	41				1.50		Aceptado
10	0°	40				2.50		Aceptado

Tabla Nº 11: Valor de rebote de resistencia Columna segundo nivel.

CODIGO: CL-04								
Punto Nº	Angulo de Impacto	Valor de Rebote R	Promedio	F'c Kg/cm2 (esperado)	F'c Kg/cm2 (Obtenido)	Valor que de la mediana	Uniformidad del concreto	Aceptación del Ensayo
1	0°	43	39.30	210	343	-3.70	El concreto se encuentra uniforme	Aceptado
2	0°	43				-3.70		Aceptado
3	0°	39				0.30		Aceptado
4	0°	38				1.30		Aceptado
5	0°	38				1.30		Aceptado
6	0°	40				-0.70		Aceptado
7	0°	38				1.30		Aceptado
8	0°	35				4.30		Aceptado
9	0°	39				0.30		Aceptado
10	0°	40				-0.70		Aceptado

Tabla Nº 12: Valor de rebote de resistencia Columna segundo nivel.

CODIGO: CL-05								
Punto Nº	Angulo de Impacto	Valor de Rebote R	Promedio	F'c Kg/cm2 (esperado)	F'c Kg/cm2 (Obtenido)	Valor que de la mediana	Uniformidad del concreto	Aceptación del Ensayo
1	0°	41	39.90	210	349	-1.10	El concreto se encuentra uniforme	Aceptado
2	0°	36				3.90		Aceptado
3	0°	42				-2.10		Aceptado
4	0°	40				-0.10		Aceptado
5	0°	38				1.90		Aceptado
6	0°	38				1.90		Aceptado
7	0°	42				-2.10		Aceptado
8	0°	42				-2.10		Aceptado
9	0°	40				-0.10		Aceptado
10	0°	40				-0.10		Aceptado

Tabla Nº 13: Valor de rebote de resistencia Columna tercer nivel.

CODIGO: CL-06								
Punto Nº	Angulo de Impacto	Valor de Rebote R	Promedio	F'c Kg/cm2 (esperado)	F'c Kg/cm2 (Obtenido)	Valor que de la mediana	Uniformidad del concreto	Aceptación del Ensayo
1	0°	35	34.60	210	272	-0.40	El concreto se	Aceptado
2	0°	35				-0.40		Aceptado

3	0°	35				-0.40	encuentra uniforme	Aceptado
4	0°	34				0.60		Aceptado
5	0°	35				-0.40		Aceptado
6	0°	35				-0.40		Aceptado
7	0°	38				-3.40		Aceptado
8	0°	35				-0.40		Aceptado
9	0°	32				2.60		Aceptado
10	0°	32				2.60		Aceptado

Tabla N° 14: Valor de rebote de resistencia Columna tercer nivel.

CODIGO: VG-01								
Punto N°	Angulo de Impacto	Valor de Rebote R	Promedio	F'c Kg/cm2 (esperado)	F'c Kg/cm2 (Obtenido)	Valor que de la mediana	Uniformidad del concreto	Aceptación del Ensayo
1	90°	34	39.80	210	396	5.80	El concreto se encuentra uniforme	Aceptado
2	90°	40				-0.20		Aceptado
3	90°	45				-5.20		Aceptado
4	90°	40				-0.20		Aceptado
5	90°	40				-0.20		Aceptado
6	90°	38				1.80		Aceptado
7	90°	38				1.80		Aceptado
8	90°	40				-0.20		Aceptado
9	90°	43				-3.20		Aceptado
10	90°	40				-0.20		Aceptado

Tabla N° 15: Valor de rebote de resistencia viga tercer nivel.

CODIGO: VG-02								
Punto N°	Angulo de Impacto	Valor de Rebote R	Promedio	F'c Kg/cm2 (esperado)	F'c Kg/cm2 (Obtenido)	Valor que de la mediana	Uniformidad del concreto	Aceptación del Ensayo
1	90°	40	45.50	210	480	5.50	El concreto se encuentra uniforme	Aceptado
2	90°	46				-0.50		Aceptado
3	90°	46				-0.50		Aceptado
4	90°	43				2.50		Aceptado
5	90°	43				2.50		Aceptado
6	90°	50				-4.50		Aceptado
7	90°	49				-3.50		Aceptado
8	90°	45				0.50		Aceptado
9	90°	45				0.50		Aceptado
10	90°	48				-2.50		Aceptado

Tabla N° 16: Valor de rebote de resistencia viga segundo nivel.

CODIGO: VG-03								
Punto N°	Angulo de Impacto	Valor de Rebote R	Promedio	F'c Kg/cm2 (esperado)	F'c Kg/cm2 (Obtenido)	Valor que de la mediana	Uniformidad del concreto	Aceptación del Ensayo
1	90°	38	36.00	210	340	-2.00		Aceptado

2	90°	38				-2.00	El concreto se encuentra uniforme	Aceptado
3	90°	38				-2.00		Aceptado
4	90°	36				0.00		Aceptado
5	90°	36				0.00		Aceptado
6	90°	34				2.00		Aceptado
7	90°	34				2.00		Aceptado
8	90°	34				2.00		Aceptado
9	90°	34				2.00		Aceptado
10	90°	38				-2.00		Aceptado

Tabla N° 17: Valor de rebote de resistencia viga primer nivel.

Conclusiones

De los resultados obtenidos podemos asegurar que el concreto es uniforme, pero, no podemos determinar que la resistencia sea la correcta para ello necesitamos hacer varias pruebas de extracción de testigos de concreto para calcular la resistencia del concreto.

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

3.8.2.4. Ensayo de extracción de núcleo con diamantina.

Equipos usados.

Para el ensayo se usaron los siguientes equipos:

- Extractora de diamantina.
- Brocas de 2".
- Máquina para ensayo de compresión.

Procedimiento.

De acuerdo a la norma ASTM C-42 para la extracción de núcleo.

- Realizamos la ubicación donde se va ensayar, en un lugar donde no haya contacto con los estribos, en las estructuras se ubicaron en los elementos estructurales (vigas, columnas, losa).
- Se realizaron 10 extracciones en total en los 2 módulos (5

en el módulo I y 5 en el módulo II),

- En el laboratorio los especímenes fueron cortados sus extremos buscando la uniformidad en relación de 2 a 1 de 2"x4" aproximadamente.
- Para el ensayo a la resistencia se acondiciono cinco días luego de su extracción.
- De los diamantinas extraídas 05 fueron de columnas, 05 de vigas.



Fotografía 31: Extracción de testigos de concreto tercer nivel
(autoconstrucción).



Fotografía 32: Extracción de testigos de concreto.



Fotografía 33: Extracción de testigos de concreto módulo 2.



Fotografía 34: Rotura de testigos de concreto del módulo 1.



Fotografía 35: Rotura de testigos de concreto del módulo 2.

Resultados.

- De las pruebas extraídas, se realizaron los ensayos en el laboratorio de mecánica de suelos EHEC S.C.R.L:

Muestra	Fuerza (KN)	Área (cm ²)	Altura (cm)	f'c ASTM (kg/cm ²)	f'c diseño (kg/cm ²)
D-1. C-1 módulo I	28.47	37.94	10.3	175	76.52
D-2. C-2 módulo I	52.16	38.54	13.05	175	138.01
D-2. C-3 módulo I	64.54	39.59	19.93	175	166.23
D-4. V-1 módulo I	51.21	37.25	12.51	175	140.18
D-5. V-2 módulo I	42.12	35.15	11.05	175	122.19
D-1. C-1 módulo II	63.12	38.55	17.2	175	166.96
D-2. C-2 módulo II	40.21	35.12	14.21	175	116.75
D-4. V-1 módulo II	35.15	36.66	15.65	175	97.77
D-5. V-2 módulo II	38.56	35.21	17.2	175	111.67
D-5. V-3 módulo II	51.25	35.88	14.61	175	145.65

Tabla N° 18: Resultados de extracción de testigos de concreto.

De las pruebas que se realizaron se puede determinar para el criterio de aceptación del concreto se tomará en grupos en este caso un grupo para las columnas y otro para vigas, también se descartan los que tienen menos de $0.75f'_c$. Como se puede apreciar el 75% de 175Kg/cm^2 es 131.25 kg/cm^2 , todos los valores individuales que estén por encima de ello se aceptan, los valores promedios no pueden ser analizados debido a que existe autoconstrucción y el índice de variación es demasiado por lo que el concreto de autoconstrucción no cumple con el mínimo establecido, se debe recomendar la demolición del tercer nivel de autoconstrucción si se desea

mantener la edificación previo reforzamiento.

Conclusiones

- Se tiene que en las columnas de las 5 muestras 2 no cumplen de ser mayor de $0.75f'c$, de los 3 restantes deben cumplir en promedio y ser mayor a $0.85f'c$ que sería mayores a 148.75 Kg/cm^2 y comprobamos que ese promedio es de 148.14 Kg/cm^2 no cumpliendo la condición.
- Se tiene que en las vigas 5 muestras 2 si cumplen de ser mayor de $0.75f'c$ y cumplen de los 2 restantes en promedio ser mayor a $0.85f'c$.
- No existe duda alguna para aceptar que el concreto de diseño se hizo con concreto de 175 Kg/cm^2 .
- Para columnas se usará para la verificación del diseño $f'c$ 131 kg/cm^2 y para vigas como no se tiene el promedio de tres núcleos se usará el más vulnerable que es 175 kg/cm^2 .

3.8.2.5. Ensayo de tracción de acero.

Para realizar este ensayo de acuerdo a la norma E-0.60 capítulo 20, nos dice que se deben realizar la resistencia del acero y que se debe basar en ensayos de tracción de muestras representativas, en este caso se procedió observar como estaban las barras de acero y cuál es el acero que se usó, por ello no es necesario la prueba de tracción de acero debido a que en los años 80 y 90 ya se usaban aceros de grado 60 con resistencia a la tracción de 4200 kg/cm^2 . Las varillas encontradas en el lugar no pueden ser sometidas a prueba ya que están deterioradas debido al pasar del tiempo.

Conclusiones.

Se procede a evaluar con una resistencia de 4200 kg/cm^2 .

PARAMETROS OBTENIDOS

Tipo de Concreto

El Concreto presenta las siguientes características:

Resistencia a la compresión:	175.00 kg/cm ² .
Peso específico:	2400 kg/m ³ .
Módulo de elasticidad:	198 431.35 Kg/cm ² .
Poisson:	0.15

Tipo de acero

El acero de refuerzo para el concreto tiene las siguientes características:

Límite de fluencia del acero:	4200 kg/cm ² .
Peso específico:	7850 kg/m ³ .
Módulo de elasticidad:	2 000 000 kg/cm ² .

3.8.3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL LINEAL Y NO LINEAL (PUSHOVER) DE MÓDULOS EXISTENTES.

3.8.3.1. Análisis lineal con la norma de sismo de 1977.

Las normativas peruanas llegan como propuestas antes de los años 70, en el año 1970 se publica el reglamento nacional de construcciones, incluyendo en el capítulo IV, las exigencias para “seguridad contra efecto destructivo de los sismos”. Es cuando aparece por primera vez los parámetros sísmicos y el mapa de regionalización sísmica, así mismo en el año de 1971 se publica el reglamento de diseño ACI en concreto armado, incluyendo por primera vez un capítulo sobre disposiciones de diseño sismorresistente. Siendo la década de los 70 la primera transformación en la concepción estructural y diseño de edificaciones de concreto armado. Apareciendo las calculadoras y computadoras que facilitarían el uso de los parámetros sísmicos. En 1977 se aprueba la incorporación de la norma básica de diseño sismorresistente al reglamento nacional de construcciones, la cual reemplaza a la anterior.

Es importante este análisis lineal con la normativa de 1977 para entender y conocer si el proyectista implementó el diseño sismorresistente de la época, o solo se basó en los conceptos de diseño por carga viva y

carga muerta, ya que muchos ingenieros no implementaban la normativa de diseño sismorresistente por la dificultad de emplear algoritmos complejos para su cálculo.

En esta norma de 1977 el cálculo de la cortante total en la base se obtiene de:

$$H = \frac{ZUSCP}{R_d}$$

Donde:

Z = Factor de zona sísmica.

U = Categoría de edificación.

S = Factor de amplificación del suelo.

C= coeficiente sísmico.

P = Peso de la edificación.

Rd = características de la edificación.

Los parámetros anteriores se escogían de la siguiente manera:

DETERMINACIÓN DE LAS ACCIONES SISMICAS

Las acciones sísmicas para el diseño estructural dependen de la zona sísmica (Z), del perfil de suelo (S, TP), del uso de la edificación (U), del sistema sismorresistente (Rd) y las características.

Peligro Sísmico

Los pasos de esta etapa dependen solamente del lugar y las características del terreno de fundación del proyecto. No dependen de las características del edificio.

Factor de Zona Z

Determinar la zona sísmica donde se encuentra el proyecto en base al mapa de zonificación sísmica (Figura N° 1)

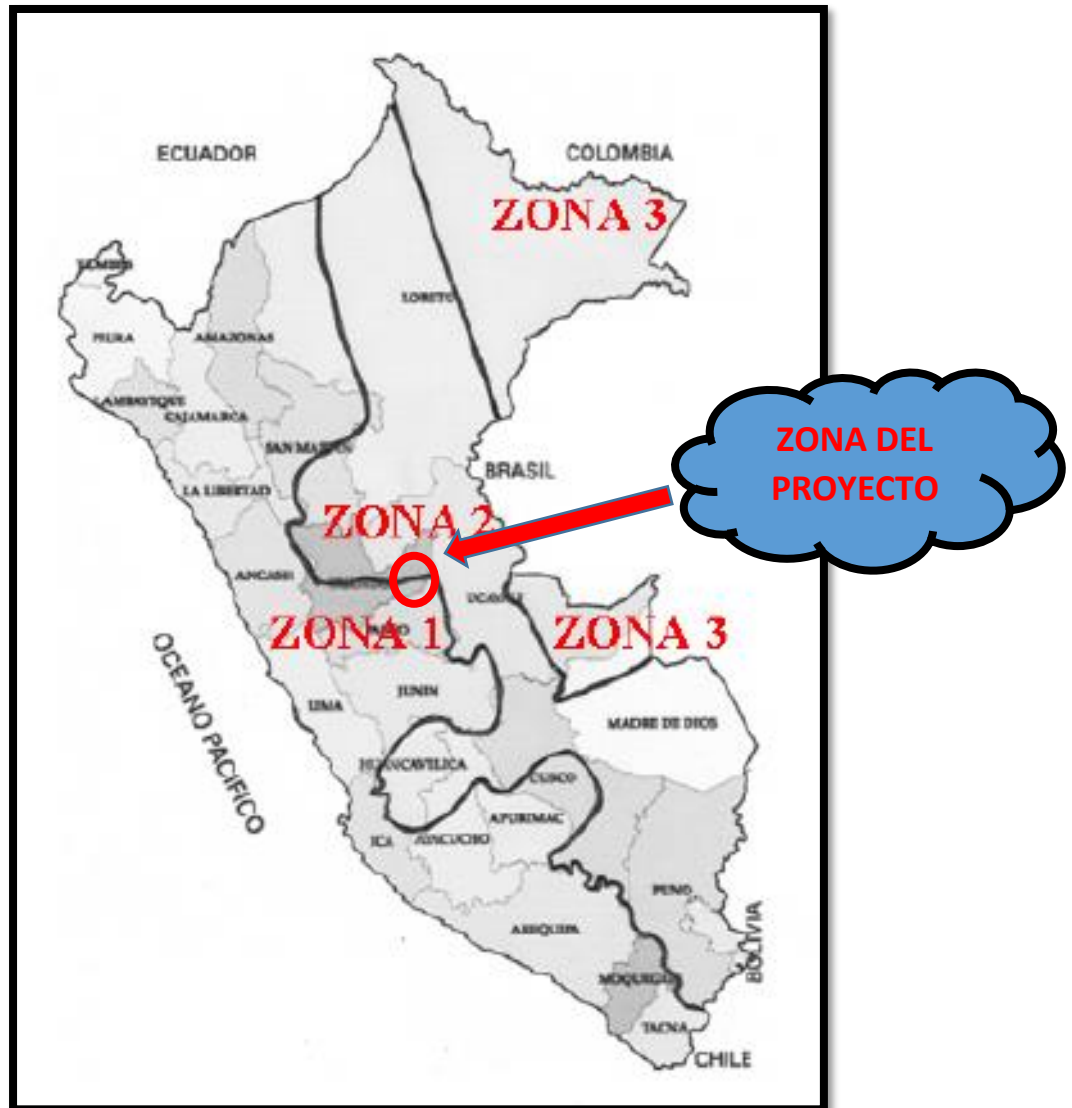


Figura N° 18: Zona sísmica mapa de 1977.

A cada zona se asigna un factor Z según se indica en la Tabla N° 18. Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

Tabla N° 19 (FACTOR DE ZONA)	
ZONA	Z
1	1.00
2	0.70
3	0.30

Tabla N° 19: Factor de zona sísmica año 1977.

Para nuestro caso el factor de zona Z = 1.00

Perfil del Suelo

De acuerdo a los resultados del Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) se determina el tipo de perfil de suelo. Capacidad del suelo = 1.61kg/cm² (suelo intermedio)

Tabla N° 20 FACTOR S – VALORES DE Ts		
SUELO	“S”	Ts (Seg)
I	1.00	0.30
II	1.20	0.60
III	1.40	0.90

Tabla N° 20: Factor de “S” año 1977.

Para nuestro caso el factor de zona S = 1.20 y Ts = 0.60seg.

Factor de Amplificación Sísmica (C)

Depende de los parámetros de sitio Ts y del periodo fundamental de la edificación “T”, y se calcula con la siguiente formula:

$$C = \frac{0.80}{\frac{T}{T_s} + 1}$$

El valor de T se estima con la siguiente tabla:

Tabla N° 21 Periodo de la estructura T	
T (seg)	Tipo de Estructura
$T = 0.08N$	Para estructuras solamente con pórticos. N = número de pisos.
$T = \frac{0.09 h}{\sqrt{D}}$	Para estructuras solamente con pórticos y cajas de ascensores.
$T = \frac{0.05 h}{\sqrt{D}}$	Para estructuras rígidas con gran cantidad de muros.
$T = \frac{0.07 h}{\sqrt{D}}$	Para estructuras mixtas.

Tabla N° 21: Estimación del periodo fundamental.

Estimamos el periodo de la estructura T:

$$T = 0.08*(3) \dots (\text{módulo 1 y 2})$$

$$T = 0.24 \text{ seg.}$$

Calculo del coeficiente sísmico C:

$$C = \frac{0.80}{\frac{0.24}{0.60} + 1}$$

$$C = 0.57$$

Características del Edificio

Los pasos de esta etapa dependen de las características de la edificación, como son su categoría, sistema estructural.

Categoría de la Edificación y el Factor de Uso (U)

La categoría de la edificación y el factor de uso (U) se obtienen de la Tabla N° 22. Para la elección de este proyecto se considera centros de salud. Las categorías tipo c, se usaban para viviendas y construcciones comunes, la categoría tipo b, edificios con aglomeraciones y públicos y para categorías tipo A se encuentran Hospitales, plantas de agua, cárceles, centrales eléctricas.

Tabla N° 22 Categorías de la edificación		
Categoría A	Categoría B	Categoría C
Decide el proyectista	1.30	1.00

Tabla N° 22: Valores de U-1977.

$$U = 1.50$$

Características de la edificación Rd

De la Tabla N° 23 se obtiene el valor del coeficiente Rd, que depende únicamente del sistema estructural.

TABLA N° 23 Características de la edificación	
Características de la edificación	Rd
Edificios de concreto armado aporticados y edificios de pórticos de acero	6.0

Edificios de concreto armado con pórticos dúctiles especiales y muros de corte.	5.0
Edificios similares a los casos anteriores excepto que sus pórticos y/o muros no satisfacen íntegramente los requisitos especiales de ductilidad	4.0
Tanques elevados, silos y estructuras tipo péndulo invertido	3.0
Edificios con muros de albañilería confinada o armada	2.5
Edificios con muros de albañilería sin confinar, construcciones de adobe y otros	1.5

Tabla N° 23: Características de la edificación.

$$R_{dx} = 6, R_{dy} = 6.$$

ESTIMACIÓN DEL PESO SISMICO “P”

Para la estimación del peso sísmico solo se consideraba la carga muerta de la edificación, este valor de P lo podemos calcular de forma rápida y eficiente usando el software CypeCad, la versión la cual se esta usando es la 2018.m.

Carga muerta

Tabla N° 24		
DESCRIPCION	CU (Kg/m2)	CU (Tn/m2)
Acabados y otros	50	0.05
Falso piso	100	0.10

Tabla N° 24: Carga muerta.

Los pesos propios de tabiquerías se y muros se asignaron al modelo matemático en CypeCad considerándose así 1900 Kg/m³ incluido tarrajeo, el cálculo de la carga lineal de cada muro se hace en función al ancho efectivo de cada ladrillo el cual es 13cm multiplicado por la altura del muro y peso específico antes mencionado.

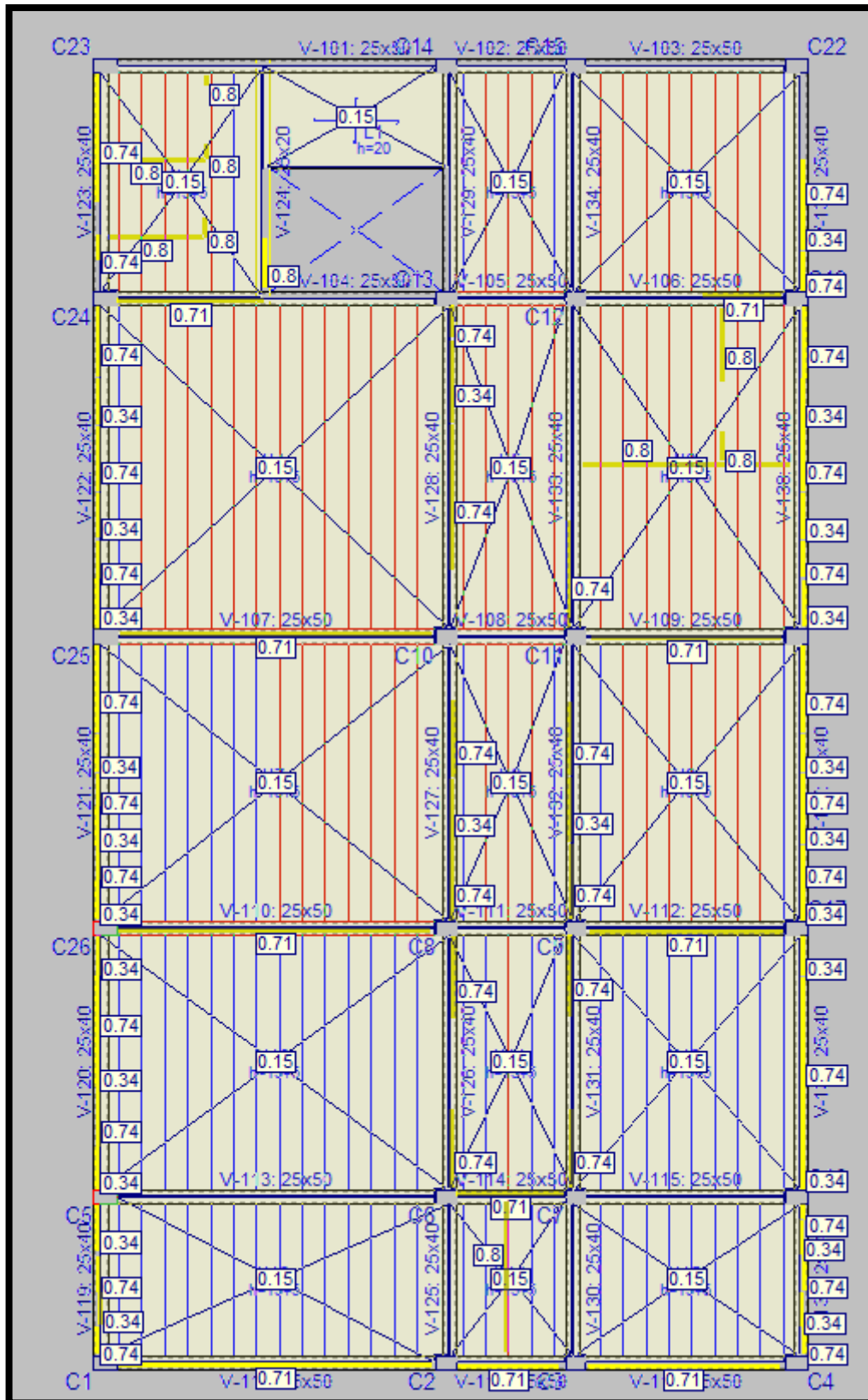


Figura N° 19: Cargas muertas, módulo 1 primer nivel.

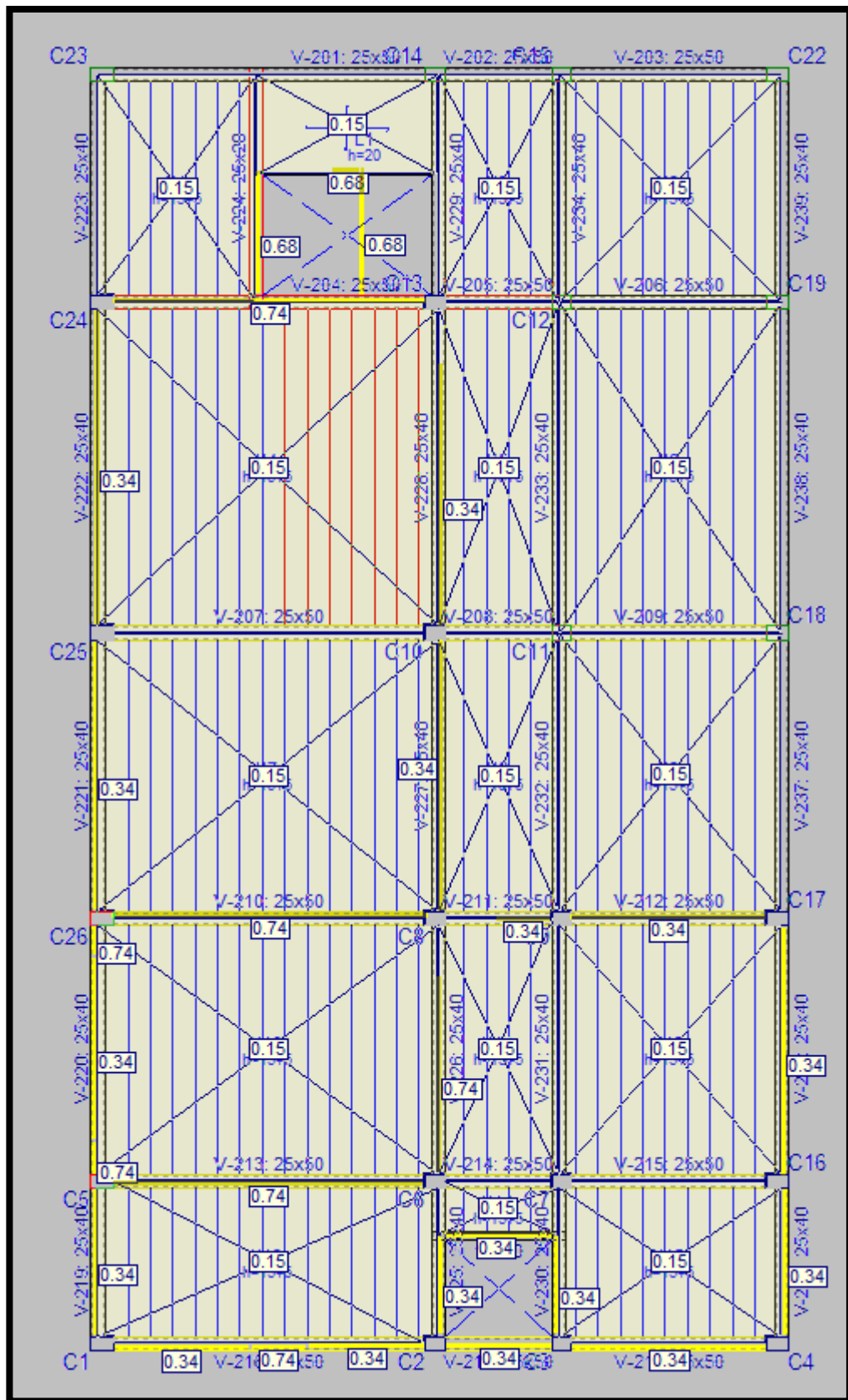


Figura N° 20: Cargas muertas, módulo 1 segundo nivel.

Una vez modelado el programa nos resulta un peso sísmico de función a la carga muerta y peso propio del módulo 1 el siguiente.

Planta	p_i (t)
Losa 3	25.5689
Losa 2	199.6069
Losa 1	239.2049
$P=\sum p_i$	464.3807

Tabla Nº 24: Peso de la edificación según norma 1977.

También podemos observar el periodo de la edificación para estas rigideces y peso, el cual es el siguiente:

Modo	T	L_x	L_y	L_{qz}	M_x	M_y	Hipótesis X(1)	Hipótesis Y(1)
Modo 1	0.457	0.0025	0.8589	0.5121	0 %	88.74 %	R = 6 A = 1.839 m/s ² D = 9.74519 mm	R = 6 A = 1.839 m/s ² D = 9.74519 mm
Modo 2	0.331	0.6586	0.0081	0.7524	86.49 %	0.01 %	R = 6 A = 1.839 m/s ² D = 5.09621 mm	R = 6 A = 1.839 m/s ² D = 5.09621 mm
Modo 3	0.306	0.015	0.0094	0.9998	1.21 %	0.48 %	R = 6 A = 1.839 m/s ² D = 4.37017 mm	R = 6 A = 1.839 m/s ² D = 4.37017 mm
Modo 4	0.179	0.0132	0.9064	0.4222	0 %	8.36 %	R = 6 A = 1.839 m/s ² D = 1.48885 mm	R = 6 A = 1.839 m/s ² D = 1.48885 mm
Modo 5	0.172	0.1109	0.0949	0.9893	0.01 %	0 %	R = 6 A = 1.839 m/s ² D = 1.37496 mm	R = 6 A = 1.839 m/s ² D = 1.37496 mm
Modo 6	0.137	0.1695	0.0241	0.9852	5.11 %	0.1 %	R = 6 A = 1.839 m/s ² D = 0.87981 mm	R = 6 A = 1.839 m/s ² D = 0.87981 mm
Total					92.82 %	97.69 %		

Tabla Nº 25: Periodo de la edificación según parámetros de la norma de 1977.

CÁLCULO DE LA CORTANTE BASAL

Se cuenta con todos los parámetros de la siguiente norma:

$$H = \frac{ZUSCP}{R_d}$$

Entonces la cortante sísmica basal será:

$$H = \frac{(1) * (1.50) * (1.20) * (0.57) * (464.3807)}{6} = 79.41Ton$$

Este valor es el que debe soportar todas las columnas del módulo 1

La distorsión según la norma de 1977 usando el programa cypecad es:

Desplome local máximo de los pilares (δ / h)				
Planta	Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas ⁽¹⁾	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
Losa 3	1 / 7625	----	1 / 228	1 / 199
Losa 2	1 / 7500	----	1 / 157	1 / 115
Losa 1	----	----	1 / 175	1 / 100

Notas:
⁽¹⁾ Los desplazamientos están mayorados por la ductilidad.

Tabla Nº 26: Desplome local por piso.

Como podemos apreciar no cumple con la condición de la norma técnica de 1977 ya que $1/100 = 0.01$ siendo este un valor mayor al máximo espera el cual es 0.007. se puede considerar aceptable el cálculo ya que puede variar por mucho el análisis estructural con un programa moderno y con un cálculo realizado a mano.

VER LA VERIFICACION DEL DISEÑO SEGÚN NORMA ACI 1971 EN EL ANEXO 6

Como podemos apreciar las columnas cumplen con la norma ACI 318-77 en su totalidad, por lo que podemos decir que la estructura si fue diseñada para su época.

3.8.3.2. Análisis lineal con la norma de sismo de 2018.

Teniendo en cuenta que en el año 1996 ocurre un sismo en Nazca, donde se puede observar que las construcciones nuevas de colegios terminaron seriamente dañadas pudiéndose comprobar que las deformaciones laterales de los edificios eran mayores que los resultados que se obtenían con los coeficientes de la forma sísmica de 1977 ante esto se decide cambiar la norma. En nivel fuerzas no sufrió cambios grandes, sólo ligeros ajustes, pero se varió en forma importante los coeficientes para que se obtengan deformaciones laterales mayores, con la norma de 1977 los desplazamientos de las estructuras a diseñar serán aproximadamente 2.50 veces mayores por ello se cambiaron los coeficientes de la expresión general ($H=USCZP/R$), cambiando los valores de R, ahora multiplicado por 2.50 de como que cuando se calcule las deformaciones laterales se obtengan

valores mucho mayores.

Así mismo en el año 2001 ocurre el sismo de Atico (Arequipa, Moquegua y Tacna) ante estas nuevas solicitaciones y contando con nuevas construcciones realizadas con la norma de 1997 se decide hacer algunos ajustes en base a lo observado, se amplifican las fuerzas de sismo por 1.25 (para considerar un sismo amplificado a cargas últimas) el cual obliga a la variación de los factores de reducción por ductilidad para finalmente publicarse esta norma en el año 2003 siendo esta la base de la norma sísmica actual que sufrió algunas modificaciones para contar así con la norma R.M. N° 355-2018-VIVIENDA, publicada el 23 de octubre de 2018.

Como la norma se fue mejorando en función de los sismos ocurridos tendremos que conocer en la actualidad la respuesta de la estructura con la última normativa por ello es importante el análisis lineal con la normativa de 20218 para entender y conocer el comportamiento más real hasta la época.

En esta norma de 2018 el cálculo de la cortante total en la base se obtiene de:

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

Donde:

Z = Factor de zona sísmica.

U = Categoría de edificación.

C = Factor de amplificación sísmica.

S = Factor de amplificación del suelo.

P = Peso de la edificación.

R = Coeficiente de reducción de las fuerzas Sísmicas, R.

Los parámetros anteriores se escogen de la siguiente manera:

DETERMINACIÓN DE LAS ACCIONES SISMICAS

Las acciones sísmicas para el diseño estructural dependen de la zona sísmica (Z), del perfil de suelo (S, TP, TL), del uso de la edificación (U), del sistema sismorresistente (R) y las características.

Peligro Sísmico

Los pasos de esta etapa dependen solamente del lugar y las características del terreno de fundación del proyecto. No dependen de las características del edificio.

Factor de Zona Z

Determinar la zona sísmica donde se encuentra el proyecto en base al mapa de zonificación sísmica (Figura N° 1)

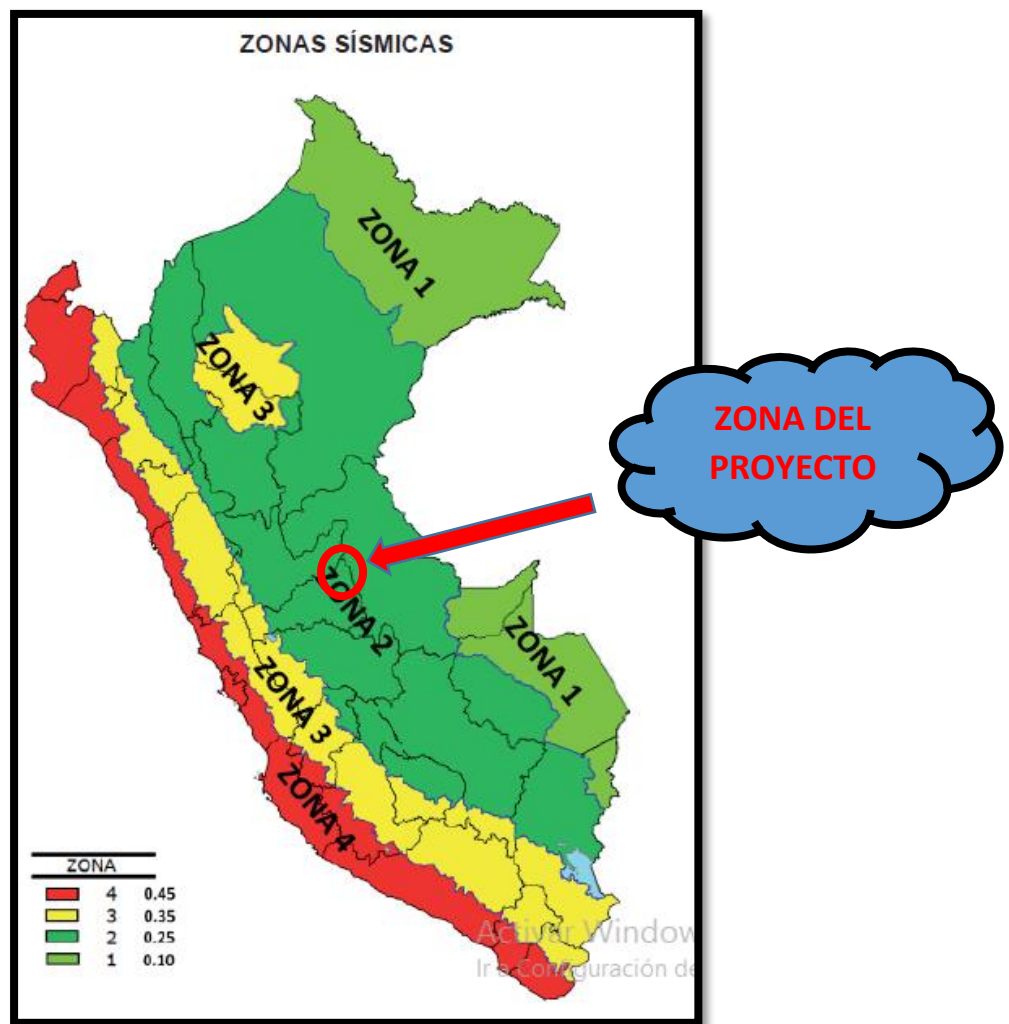


Figura N° 21: Zona sísmica mapa de 2018.

A cada zona se asigna un factor Z según se indica en la Tabla N° 18. Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

Tabla N° 27 (FACTOR DE ZONA) 2018

ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Tabla N° 27: Factor de zona sísmica año 2018.

Para nuestro caso el factor de zona $Z = 0.25$

Perfil del Suelo

De acuerdo a los resultados del Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) se determina el tipo de perfil de suelo. Capacidad del suelo = 1.61kg/cm^2 (suelo intermedio)

Tabla N° 28 CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO			
Perfil	Vs	N60	Su
S0	1.00	-	-
S1	500m/s a 1500m/s	50	100 kPa
S2	180 m/s a 500m/s	15 a 50	50kPa a 100kPa
S3	180	15	25 kPa a 50kPa
S4	Clasificación basada en el EMS		

Tabla N° 28: Clasificación de los perfiles de suelo 2018.

Para nuestro caso el perfil de suelo es un S2.

Parámetros de sitio S, TP, TL

El factor de amplificación del suelo se obtiene de la Tabla N° 29 y depende de la zona sísmica y el tipo de perfil de suelo. Los períodos TP y TL se obtienen de la Tabla N° 30 y solo dependen del tipo de perfil de suelo.

Tabla N° 29 – Factor de Suelo “S”				
Suelo \ Zona	S0	S1	S2	S3
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10

Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00

Tabla Nº 29: Factor de “S” año 2018.

Tabla Nº 30 – Periodos “TP” y “TL”				
	Perfil de suelo			
	S0	S1	S2	S3
TP (S)	0.30	0.40	0.60	1.00
TL (S)	3.00	2.50	2.00	1.60

Tabla Nº 30: Períodos “TP” y “TL” año 2018.

Para nuestro caso S2 = 1.20, TP=0.60 y TL=2.00.

Factor de Amplificación Sísmica (C)

Depende de los parámetros de sitio TP (período que define la plataforma del factor C) y TL (período que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante) y del periodo fundamental de Vibración “T”, y se calcula con las siguientes condiciones:

Sí:

$$T < T_P \quad \rightarrow C = 2.5$$

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

$$T > T_L \quad \rightarrow C = 2.5\left(\frac{T_P * T_L}{T}\right),$$

Para un periodo fundamental que se calcula de la siguiente manera:

$$T = \frac{h_n}{C_T} = \frac{9.00}{35} = 0.257 < 0.60$$

$C_T = 35$, por ser una edificación cuyos elementos estructurales resistentes en la dirección de análisis sea pórticos. Por lo tanto:

$$C = 2.50$$

Características del Edificio

Los pasos de esta etapa dependen de las características de la edificación, como son su categoría, sistema estructural.

Categoría de la Edificación y el Factor de Uso (U)

La categoría de la edificación y el factor de uso (U) se obtienen de la Tabla N° 31. Para la elección de este proyecto se considera centros de salud de primer nivel de atención. Perteneciente a la categoría A2.

Tabla N° 31		
Categorías de la edificación		
Categoría A	Categoría B	Categoría C
1.50	1.30	1.00

Tabla N° 31: Valores de U año 2018.

$$U=1.50$$

Sistema Estructural

De la Tabla N° 23 se obtiene el valor del coeficiente R_0 , que depende únicamente del sistema estructural.

TABLA N° 32	
Sistemas Estructurales	
Sistema Estructural	Coeficiente básico de reducción R_0
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Sistema Dual	7
Muros Estructurales	6
Muros de Ductilidad Limitada	4

Tabla N° 32: Sistemas Estructurales.

$$R_{dx} = 8, R_{dy} = 8.$$

Factores de irregularidad I_a, I_p

Los factores de irregularidad nos ayudarán a castigar el coeficiente de reducción de la fuerza sísmica, para ello analizaremos primero la edificación, se debe tener en cuenta que para edificaciones de las categorías A1 y A2 para la zona sísmica Z2 no se permite irregularidades de ningún tipo.

METRADO DE CARGAS

Se considera de igual manera que el inciso 3.8.3.1. y se añade la carga viva ya que la norma E030 – 2018 nos indica que debemos considerar

el 50% de para edificaciones de la categoría A.

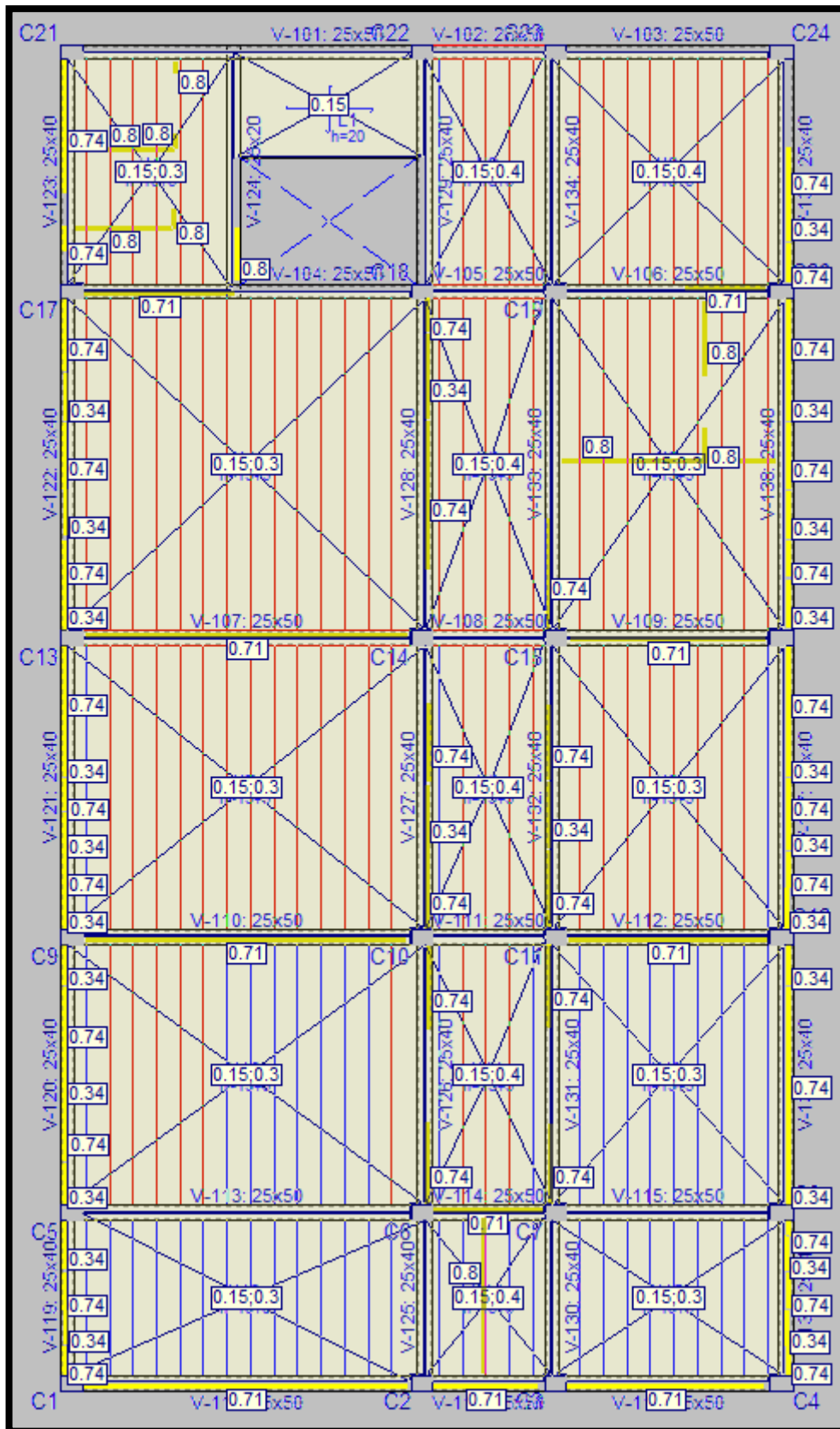


Figura N° 22: Cargas muertas y vivas, módulo 1 primer nivel.

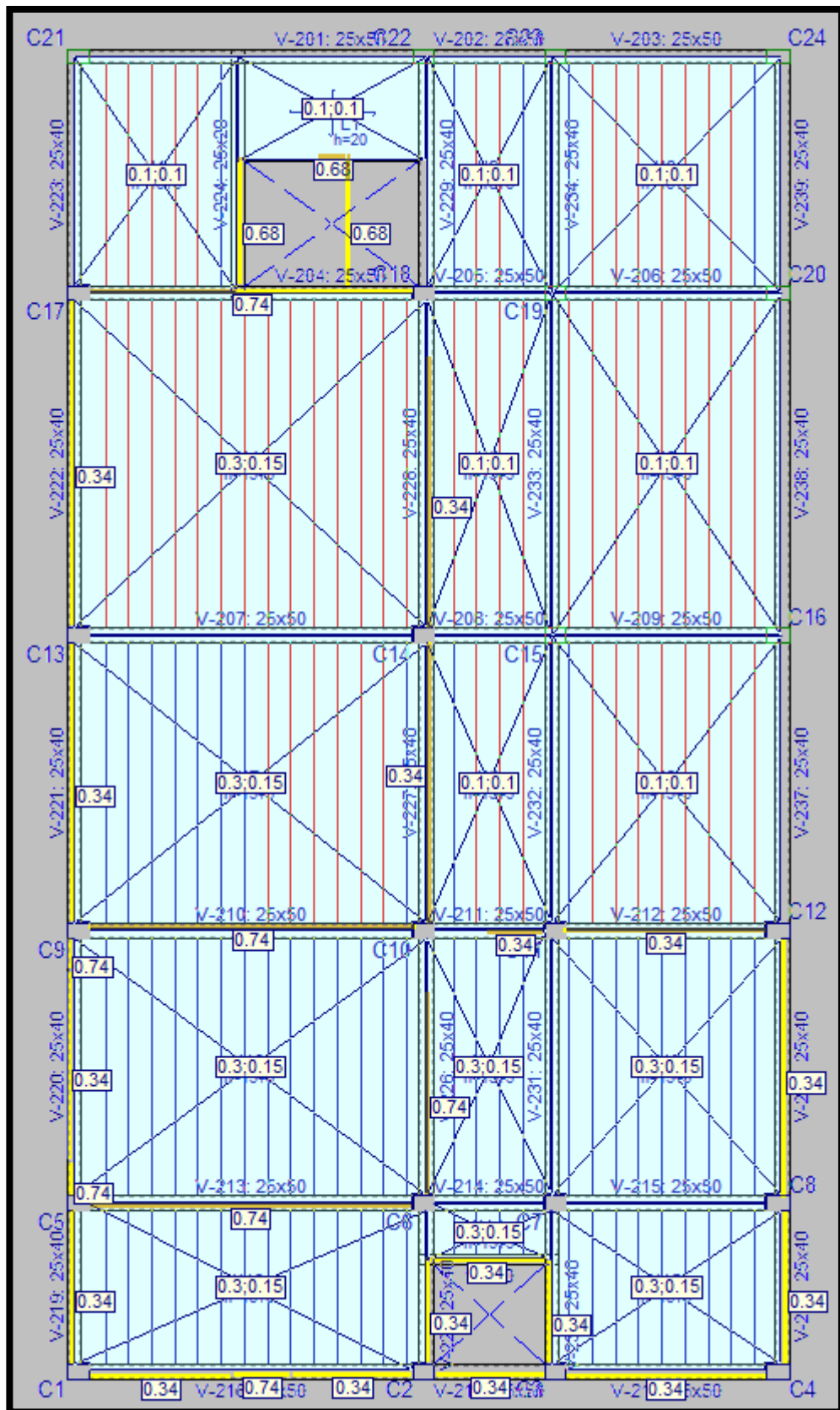


Figura N° 23: Cargas muertas y vivas, módulo 1 segundo nivel.

A continuación, presentamos un resumen de los parámetros de los módulos 1 y 2.

RESUMEN GENERAL DE TODOS LOS MÓDULOS A EVALUAR						
ítem	Parámetro	Und.	Simb.	Valor		Observación
				X	Y	
1	Factor de Zona	adim.	Z	0.25	0.25	Zona 2: Centro de Salud Amarillis
2	Factor de importancia	adim.	U	1.50	1.50	Categoría A2: Salud
3	Factor de Suelo	adim.	S	1.20	1.20	S2: Suelo Intermedio
4	Coefficiente Básico de Reducción Sísmica	adim.	Ro	8	8	Sist. Estruct. X: Pórticos. Sist. Estruct. Y: Pórticos.
5	Factor de irregularidad en altura	adim.	Ia	1.00	1.00	Edificación Regular en X e Y
6	Factor de irregularidad en planta	adim.	Ip	1.00	1.00	Edificación Regular en X e Y
7	Coefficiente de reducción de las fuerzas sísmicas	adim.	R	8	8	Sist. Estruct. X: Pórticos. Sist. Estruct. Y: Pórticos.
8	Altura visible total de la edificación en metros	M	Hn	9.00	9.00	Medida desde el Nivel de Piso Terminado
9	Coefficiente para estimar el periodo de un edificio	adim.	CT	35	35	Muros Estructurales
10	Periodo Fundamental de vibración	seg	T	0.257	0.257	
11	Periodo que define la plataforma del factor C	seg	Tp	0.60	0.60	Pefil de Suelo S2
12	Periodo que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante.	seg	TL	2.00	2.00	Pefil de Suelo S2
13	Coefficiente de amplificación sísmica	adim.	C	2.50	2.50	Pefil de Suelo S2
14	Gravedad	m/s ²	g	9.81	9.81	

Tabla Nº 33: Resumen general de los parámetros de los módulos a evaluar.

ESTIMACIÓN DEL PESO SISMICO “P”

Las masas se evaluaron según lo especificado en la norma de Diseño Sismo Resistente E-030 y en la norma de Cargas E-020. Se incluyeron las masas de la losa, vigas, columnas, tijerales, correas y techo y 50% de la carga viva. En la tabla siguiente se indican las masas.

P: peso sísmico total de la estructura

El peso sísmico total de la estructura es la suma de los pesos sísmicos de todas las plantas.

$$P = 100\% \text{ DEAD} + 50\% \text{ FLOOR LIVE}$$

Planta	p_i (t)
Losa 3	25.5689
Losa 2	222.8260
Losa 1	281.7843
$P=\sum p_i$	530.1793

Tabla N° 34: Peso de la edificación según norma 2018.

Direcciones de análisis Módulo 1 y 2

Acción sísmica según X

Acción sísmica según Y

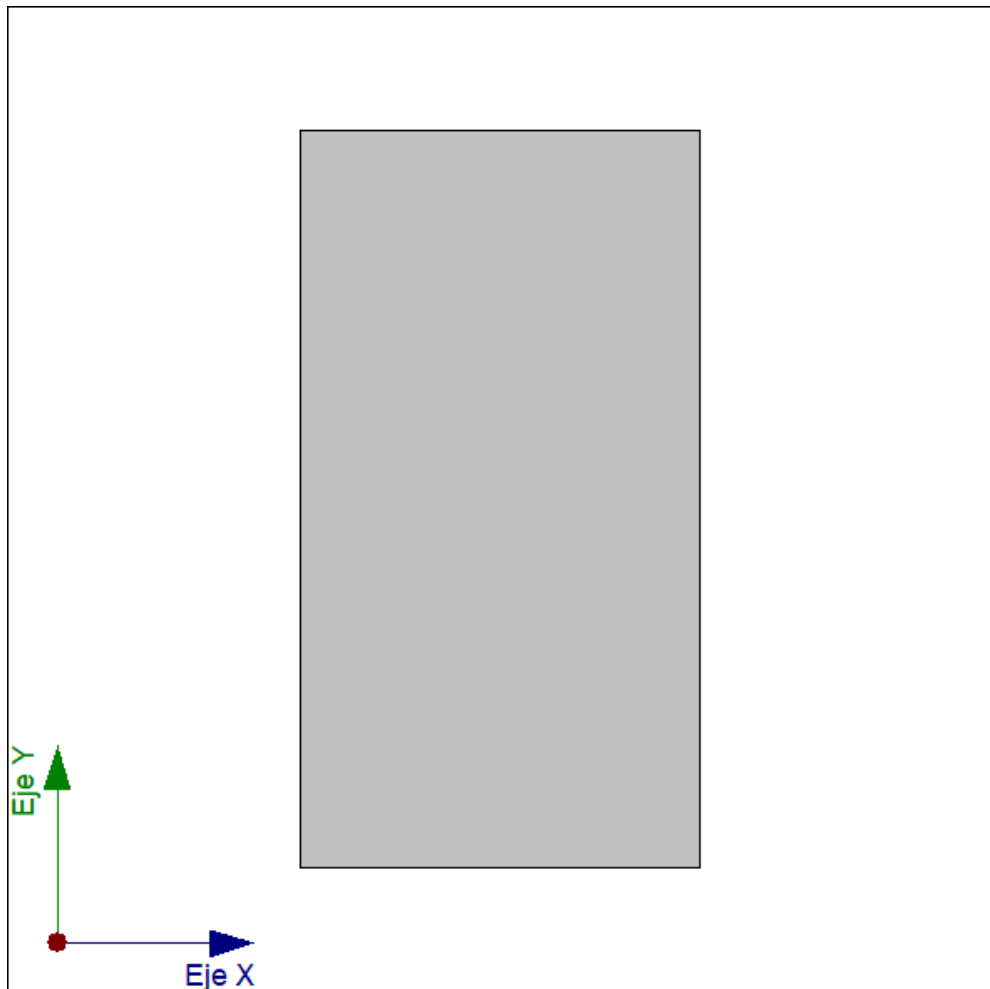


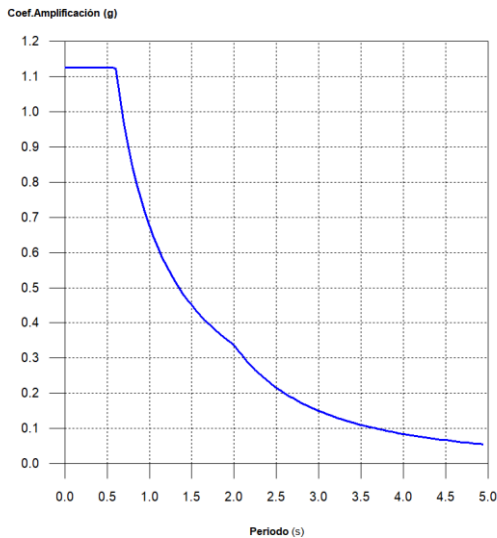
Figura N° 24: Direcciones de Análisis.

PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS SÍSMICO

Pasamos a realizar el análisis estructural como lo indica la norma E030, en esta etapa seguimos los criterios netamente normativos para elaborar el modelo matemático de la estructura.

Espectro de cálculo

Espectro elástico de aceleraciones



Coef. Amplificación:

Donde:

Es el factor de amplificación sísmica.

El valor máximo de las ordenadas espectrales es 1.11 g.

Norma Técnica E.030 (RM N°355-2018-VIVIENDA) (Artículo 28.2.1 y 14)

Parámetros necesarios para la definición del espectro todos los Módulos

Z: Factor de zona (Norma Técnica E.030 (RM N°355-2018-VIVIENDA), Tabla 1) **Z :** 0.25
Zona sísmica (Norma Técnica E.030 (RM N°355-2018-VIVIENDA), Fig 1 y Anexo 1): Zona 2

U: Factor de importancia (Norma Técnica E.030 (RM N°355-2018), Tabla 3) **U :** 1.50
Importancia de la obra (Norma Técnica E.030 (RM N°355-2018), Artículo 3.1 y Tabla 5): A: Edificaciones esenciales

S: Factor de amplificación del suelo (Norma Técnica E.030 (RM N°355-2018), Tabla 3) **S :** 1.20
Tipo de perfil de suelo (Norma Técnica E.030 2014 (RM N°355-2018), 2.3.1): S2

T_p: Periodo de la plataforma del espectro (Norma Técnica E.030 (RM N°355-2018), Tabla 4) **T_p :** 0.60 s

T_i: Periodo que define el inicio de la zona del espectro con desplazamiento constante (Norma Técnica E.030 (RM N°355-2018), Tabla 4) **T_i :** 2.00 s
Tipo de perfil de suelo (Norma Técnica E.030 (RM N°355-2018), 2.3.1): S2

Espectro de diseño de aceleraciones

El espectro de diseño sísmico se obtiene reduciendo el espectro elástico por el coeficiente (R) correspondiente a cada dirección de análisis.

R_x: Coeficiente de reducción (X) (Norma Técnica E.030 (RM N°355-2018), Tabla 6) **R_x :** 8.00

R_{ox}: Coeficiente de reducción (X) (Norma Técnica E.030 (RM N°355-2018), Tabla 7) **R_{ox} :** 8.00

R_y: Coeficiente de reducción (Y) (Norma Técnica E.030 (RM N°355-2018), Tabla 6)

R_y : 8.00

R_{oy}: Coeficiente de reducción (Y) (Norma Técnica E.030 (RM N°355-2018), Tabla 7)

R_{oy} : 8.00

I_a: Factor de irregularidad en altura (X) (Norma Técnica E.030 (RM N°355-2018), Tabla 8)

I_a : 1.00

I_a: Factor de irregularidad en altura (Y) (Norma Técnica E.030 (RM N°355-2018), Tabla 8)

I_a : 1.00

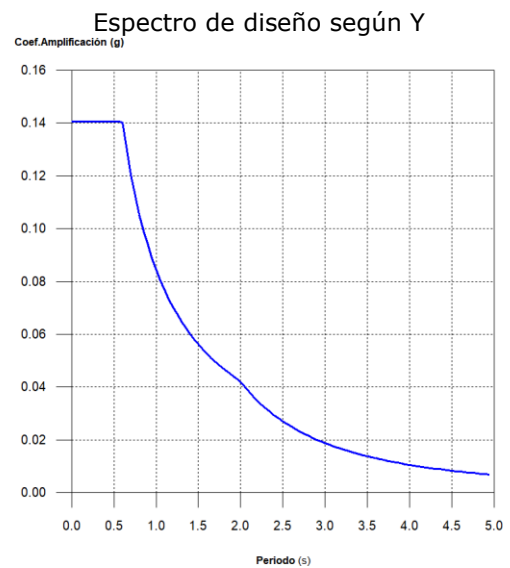
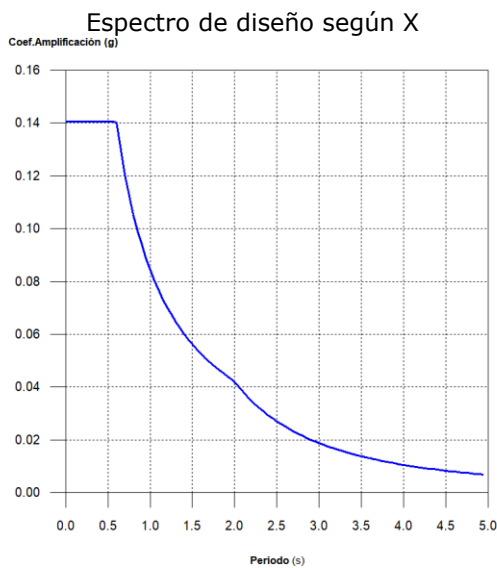
I_p: Factor de irregularidad en planta (X) (Norma Técnica E.030 (RM N°355-2018), Tabla 9)

I_p : 1.00

I_p: Factor de irregularidad en planta (Y) (Norma Técnica E.030 (RM N°355-2018), Tabla 9)

I_p : 1.00

Norma Técnica E.030 (N°355-2018-VIVIENDA) (Artículo 4.6.2 y 2.5)



Coeficientes de participación

También podemos observar el periodo de la edificación para estas rigideces y peso, el cual es el siguiente:

Modo	T	L _x	L _y	L _{gz}	M _x	M _y	Hipótesis X(1)	Hipótesis Y(1)
Modo 1	0.505	0.0007	0.8414	0.5405	0 %	89.02 %	R = 8 A = 1.38 m/s ² D = 8.9235 mm	R = 8 A = 1.38 m/s ² D = 8.9235 mm
Modo 2	0.364	0.9839	0.0012	0.1788	88.12 %	0 %	R = 8 A = 1.38 m/s ² D = 4.6397 mm	R = 8 A = 1.38 m/s ² D = 4.6397 mm
Modo 3	0.334	0.0152	0.0103	0.9999	0 %	0.58 %	R = 8 A = 1.38 m/s ² D = 3.9098 mm	R = 8 A = 1.38 m/s ² D = 3.9098 mm
Modo 4	0.195	0.0146	0.9257	0.3781	0 %	8.89 %	R = 8 A = 1.38 m/s ² D = 1.33095 mm	R = 8 A = 1.38 m/s ² D = 1.33095 mm

Modo	T	L _x	L _y	L _{gz}	M _x	M _y	Hipótesis X(1)	Hipótesis Y(1)
Modo 5	0.148	0.167	0.2177	0.9616	0.79 %	1.35 %	R = 8 A = 1.38 m/s ² D = 0.76278 mm	R = 8 A = 1.38 m/s ² D = 0.76278 mm
Modo 6	0.147	0.209	0.0323	0.9774	5.88 %	0.14 %	R = 8 A = 1.38 m/s ² D = 0.75389 mm	R = 8 A = 1.38 m/s ² D = 0.75389 mm
Total					94.79 %	99.98 %		

Tabla Nº 35: Periodo de la edificación según parámetros de la norma de 2018.

T: Periodo de vibración en segundos.

L_x, L_y: Coeficientes de participación normalizados en cada dirección del análisis.

L_{gz}: Coeficiente de participación normalizado correspondiente al grado de libertad rotacional.

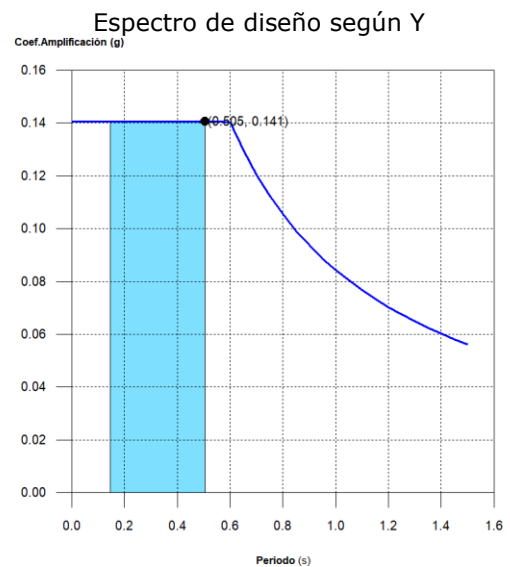
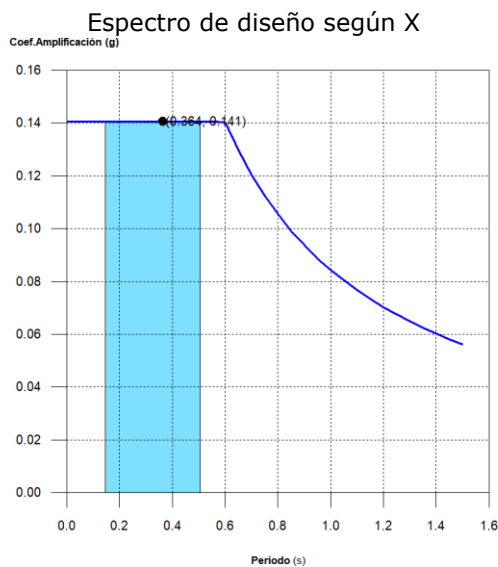
M_x, M_y: Porcentaje de masa desplazada por cada modo en cada dirección del análisis.

R: Relación entre la aceleración de cálculo usando la ductilidad asignada a la estructura y la aceleración de cálculo obtenida sin ductilidad.

A: Aceleración de cálculo, incluyendo la ductilidad.

D: Coeficiente del modo. Equivale al desplazamiento máximo del grado de libertad dinámico.

Representación de los periodos modales del Módulo 1



Se representa el rango de periodos abarcado por los modos estudiados, con indicación de los modos en los que se desplaza más del 30% de la masa:

Hipótesis Sismo X1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 2	0.364	0.141

Hipótesis Sismo Y1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 1	0.505	0.141

Tabla N° 36 y 37: Periodos modales según dirección.

Centro de masas, centro de rigidez y excentricidades de cada planta

Módulo 1

Planta	c.d.m. (m)	c.d.r. (m)	e_x (m)	e_y (m)
Losa 3	(5.29, 7.79)	(5.73, 6.79)	-0.44	1.00
Losa 2	(5.87, 10.41)	(6.36, 9.38)	-0.49	1.03
Losa 1	(6.35, 11.04)	(6.73, 10.87)	-0.38	0.18

Tabla N° 38: Centro de masas y rigideces.

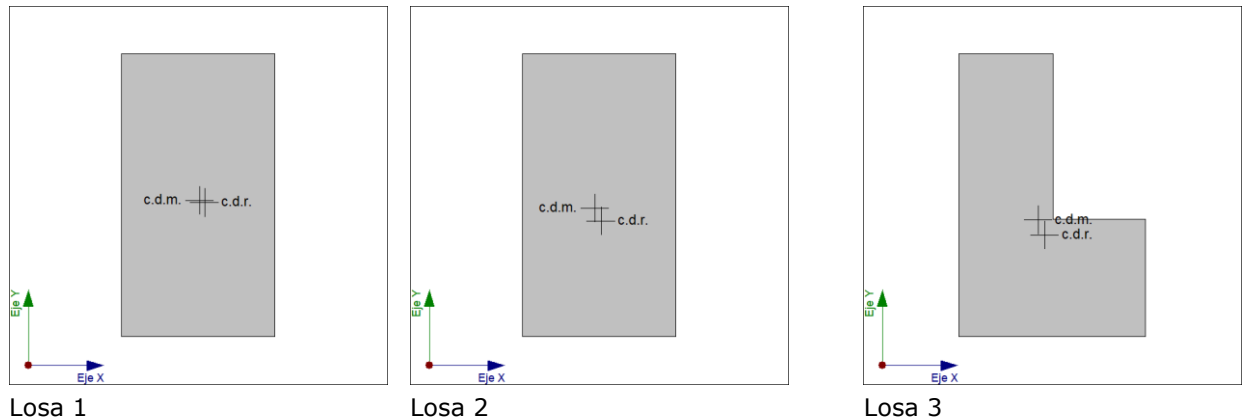
c.d.m.: Coordenadas del centro de masas de la planta (X,Y)

c.d.r.: Coordenadas del centro de rigidez de la planta (X,Y)

e_x : Excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigidez (X)

e_y : Excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigidez (Y)

Representación gráfica del centro de masas y del centro de rigidez por planta



Corrección por cortante basal

Cortante dinámico CQC

El cortante basal dinámico (V_d), por dirección e hipótesis sísmica, se obtiene mediante la combinación cuadrática completa (CQC) de los cortantes en la base por hipótesis modal.

Hipótesis sísmica (X)	Hipótesis modal	V _x (t)	V _{d,x} (t)
Sismo X1	Modo 1	0.0000	66.1903
	Modo 2	65.9357	
	Modo 3	0.0266	
	Modo 4	0.0017	
	Modo 5	0.5937	
	Modo 6	4.4005	

Tabla N° 39: Cortante dinámica dirección X.

Hipótesis sísmica (Y)	Hipótesis modal	V _y (t)	V _{d,y} (t)
Sismo Y1	Modo 1	66.3742	66.8176
	Modo 2	0.0001	
	Modo 3	0.4361	
	Modo 4	6.6301	
	Modo 5	1.0086	
	Modo 6	0.1051	

Tabla N° 40: Cortante dinámica dirección Y.

V_{d,X}: Cortante basal dinámico en dirección X, por hipótesis sísmica

V_{d,Y}: Cortante basal dinámico en dirección Y, por hipótesis sísmica

CÁLCULO DE LA CORTANTE BASAL

Se cuenta con todos los parámetros de la siguiente norma:

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

Entonces la cortante sísmica basal será:

El cortante sísmico en la base de la estructura se determina para cada una de las direcciones de análisis:

V_{s,x}: Cortante sísmico en la base (X) (Norma Técnica E.030 2014 (decreto n°003-2016), Artículo 4.5.2)

V_{s,x} : 74.5565 t

S_{d,x}(T_a): Aceleración espectral horizontal de diseño (X)

S_{d,x}(T_a) : 0.141 g

T_{a,x}: Periodo fundamental aproximado (X) (Norma Técnica E.030 2014 (decreto n°003-2016), Artículo 4.5.4)

T_{a,x} : 0.26 s

Tipología estructural (X) (Norma Técnica E.030 2014 (decreto n°003-2016), Artículo 4.5.4): III

h: Altura del edificio

h : 9.00 m

V_{s,y}: Cortante sísmico en la base (Y) (Norma Técnica E.030 2014 (decreto n°003-2016), Artículo 4.5.2)

V_{s,y} : 74.5565 t

S_{d,y}(T_a): Aceleración espectral horizontal de diseño (Y)

S_{d,y}(T_a) : 0.141 g

T_{a,y}: Periodo fundamental aproximado (Y) (Norma Técnica E.030 2014 (decreto n°003-2016), Artículo 4.5.4)

T_{a,y} : 0.26 s

Tipología estructural (Y) (Norma Técnica E.030 2014 (decreto n°003-2016), Artículo 4.5.4): III

h: Altura del edificio

h : 9.00 m

P: Peso sísmico total de la estructura

P : 530.1793 t

El peso sísmico total de la estructura es la suma de los pesos sísmicos de todas las plantas.

p_i: Peso sísmico total de la planta "i"

Suma de la totalidad de la carga permanente y de la fracción de la sobrecarga de uso considerada en el cálculo de la acción sísmica.

$$V = \frac{(0.25) * (1.50) * (2.50) * (1.20) * (530.1793)}{8} = 74.5565 \text{Ton}$$

Verificación de la condición de cortante basal

Cuando el valor del cortante dinámico total en la base (V_d), obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de análisis, es menor que el 80 % del cortante basal sísmico estático (V_s), todos los parámetros de la respuesta dinámica se multiplican por el factor de modificación: 0.80·V_s/V_d.

Norma Técnica E.030 2014 (decreto n°003-2016) (Artículo 4.6.4)

Hipótesis sísmica	Condición de cortante basal mínimo	Factor de modificación
Sismo X1	$V_{d,x1} \geq 0.80 \cdot V_{s,x}$ 66.1903 t ≥ 59.6452 t	N.P.
Sismo Y1	$V_{d,y1} \geq 0.80 \cdot V_{s,y}$ 66.8176 t ≥ 59.6452 t	N.P.

Cumple la condición que exige el RNE en la Norma E030, Artículo 4.6.4.- Análisis Dinámico, Fuerza Cortante Mínima en la Base.

Cortante sísmico combinado por planta

El valor máximo del cortante por planta en una hipótesis sísmica dada

se obtiene mediante la Combinación Cuadrática Completa (CQC) de los correspondientes cortantes modales.

Si la obra tiene vigas con vinculación exterior o estructuras 3D integradas, los esfuerzos de dichos elementos no se muestran en el siguiente listado.

Cortante sísmico combinado y fuerza sísmica equivalente por planta

Los valores que se muestran en las siguientes tablas no están ajustados por el factor de modificación calculado en el apartado 'Corrección por cortante basal'.

Hipótesis sísmica: Sismo X1

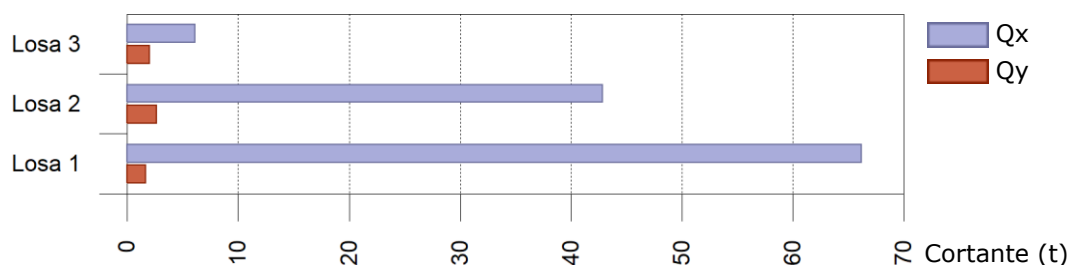
Planta	Q _x (t)	F _{eq,x} (t)	Q _y (t)	F _{eq,y} (t)
Losa 3	6.1301	6.1301	1.9990	1.9990
Losa 2	42.8289	37.2081	2.6381	4.6183
Losa 1	66.1903	24.8317	1.6347	4.1178

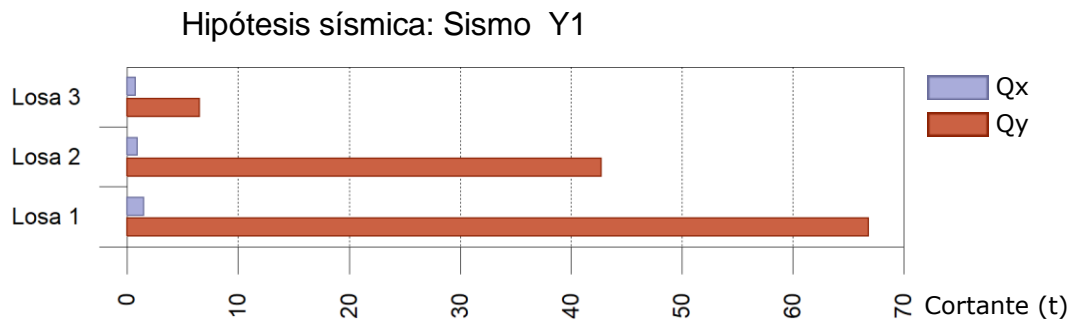
Hipótesis sísmica: Sismo Y1

Planta	Q _x (t)	F _{eq,x} (t)	Q _y (t)	F _{eq,y} (t)
Losa 3	0.7334	0.7334	6.5131	6.5131
Losa 2	0.9249	0.2485	42.7383	37.1338
Losa 1	1.4735	2.3901	66.8176	27.4961

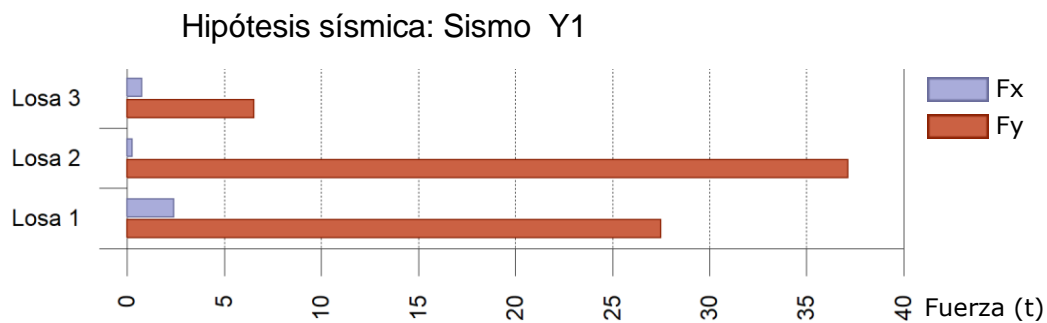
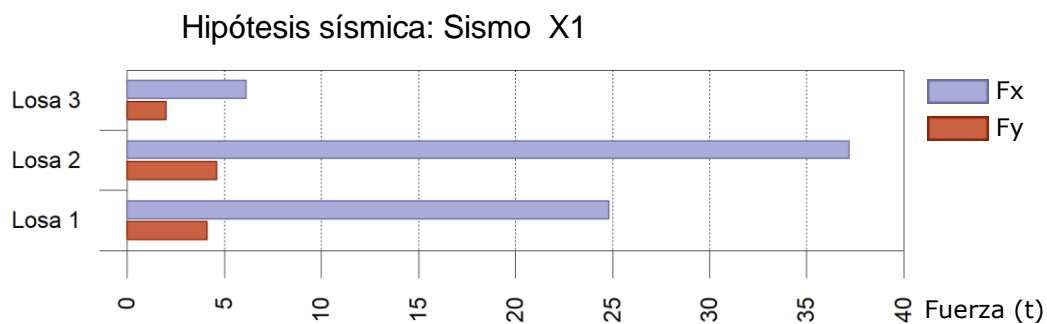
Cortantes sísmicos máximos por planta

Hipótesis sísmica: Sismo X1





Fuerzas sísmicas equivalentes por planta



Estos valores es el que debe soportar todas las columnas del módulo 1.

VERIFICACIÓN DE LA DISTORSIÓN

La distorsión según la norma de 2018 usando el programa cypecad es:

Desplome local máximo de los pilares (δ / h)				
Planta	Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas ⁽¹⁾	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
Losa 3	1 / 5084	----	1 / 207	1 / 172
Losa 2	1 / 5000	----	1 / 145	1 / 94
Losa 1	----	----	1 / 148	1 / 80

Notas:
⁽¹⁾ Los desplazamientos están mayorados por la ductilidad.

Tabla N° 36: Desplome local por piso.

Como podemos apreciar no cumple con la condición de la norma técnica de 2018 ya que $1/80 = 0.0125$ siendo este un valor mayor al máximo

espera el cual es 0.007. No se considera aceptable, la estructura debe ser reforzada por este criterio, pero no determina la vulnerabilidad sísmica.

VER LA VERIFICACION DEL DISEÑO SEGÚN NORMA E060 CONCRETO ARMADO 2009 EN EL ANEXO 7

3.8.3.3. Análisis no lineal (Pushover) de módulos.

De los análisis realizados con la norma sísmica peruana de 1977 y el ACI 318-77 se llega a la conclusión de que sí fue diseñado el centro de salud ya que las columnas cumplen en cuanto a desplazamiento y cuantías, por otro lado al realizar un análisis lineal con la norma E030-2018 y E060-2009 se demuestra que no cumplen las condiciones de criterio sísmico, se produce la rotura de la sección y no cumple con los desplazamientos por lo que en base a este previo análisis sacaremos algunos parámetros que nos servirá para realizar el análisis no lineal.

Una vez ya parametrizado se pasará al cálculo del espectro de por peligro sísmico y posteriormente se hará el análisis no lineal que es quien nos indicará el grado de vulnerabilidad que presenta el centro de salud en base al nivel de desempeño que se produce, para esto se tiene niveles de desempeño de ocupación inmediata, seguridad de vida, prevención al colapso. Para este análisis se basarán de los documentos técnicos del ATC-040 así como el FEMA 356 y la última actualización que es el ASCE 41-13.

✓ Parámetros de iniciales.

Factor de modificación de respuesta R.

La filosofía convencional de diseño sísmico supone que la energía impuesta por el sismo de diseño es disipada por la estructura a través de acciones inelásticas que se desarrollan en componentes determinados del sistema sismo-resistente. Basado en esta suposición, en el método de fuerza lateral equivalente, actualmente aceptado en los códigos sísmicos de Estados Unidos, se reduce la demanda elástica F_e , aplicando el factor de modificación de respuesta, R , de tal manera que la fuerza de diseño, F_d .

A mediados de la década de 1980, algunos investigadores de la Universidad de Berkeley propusieron expresar el factor de modificación de respuesta, R , como el producto de tres factores: el factor de resistencia, R_s , el factor de amortiguamiento o redundancia, R_ζ , y el factor de ductilidad R_μ . Esta expresión tiene la forma:

$$R = R_s R_\mu R_\zeta \quad (1)$$

El factor de resistencia R_s se define como la relación entre la resistencia de cedencia F_y y la fuerza de diseño F_d , $R_s = F_y/F_d$; mientras que el factor de ductilidad R_μ se define como la relación entre la demanda elástica F_e y la resistencia de cedencia F_y , $R_\mu = F_e/F_y$. El factor de reducción por amortiguamiento se aplica para tomar en consideración la reducción de la respuesta debido a dispositivos suplementarios de amortiguamiento viscoso. En estructuras convencionales el factor R_ζ igual a 1.0. Posteriormente, el proyecto ATC-34 [1] propone una nueva formulación del factor R la cual se expresa de la forma:

$$R = R_s R_\mu R_R \quad (2)$$

En donde R_R es el factor de redundancia. Este factor se introduce para cuantificar la confiabilidad de sistemas sismo-resistentes que utilizan múltiples líneas verticales de resistencia sísmica en cada dirección del edificio. Inicialmente se le asignó a R_R valores entre 0.70 y 1.0 dependiendo del número de líneas verticales de resistencia del sistema sismo-resistente.

De las evaluaciones preliminares que se hicieron se obtienen los valores de R_s , R_μ y R_R como sigue:

R_s : los valores están comprendidos entre 1.50, 2.00 y 2.50, para nuestro caso se observa que la estructura no presenta buena sobre resistencia por lo que el valor a escoger es de 1.50.

R_μ : los valores están comprendidos como la ductilidad primitiva o ductilidad neta y necesaria para someter a la edificación que alcanza el estado de deformación antes de la ruptura, a elementos más esbeltos obtienen los valores de 6 que es el máximo. Quiere decir que alcanzan más rápido el rango elástico por lo que empiezan a perder aceleración debido al incremento de el amortiguamiento. Entonces el valor de R_μ inicial es 6.

R_R : la redundancia en cualquier dirección de análisis es 1 ya que

cuenta por lo menos con 4 ejes de columnas.

Por lo tanto, el valor del factor de modificación de respuesta inicial R_i será:

$$R = 1.50 * 6 * 1.00 = 9$$

✓ **Espectros de aceleración**

Los espectros de aceleración para la evaluación obedecen al R con ductilidad 1 y a un R con ductilidad 9 hallado y establecido como inicial.

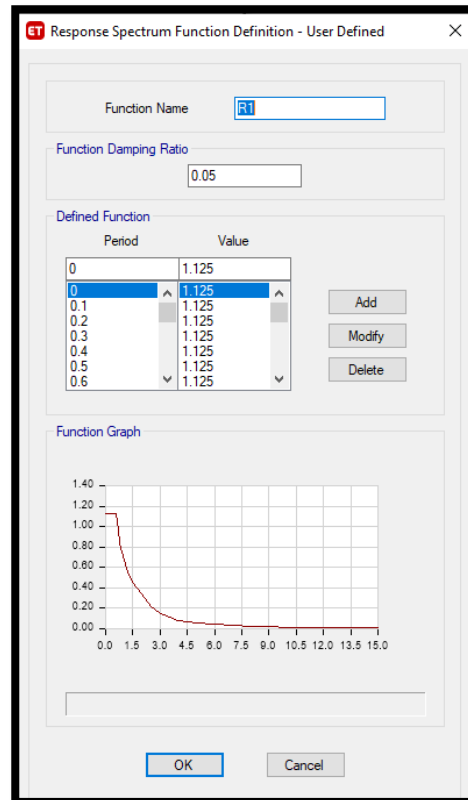


Figura N° 35: Espectro de ductilidad $R = 1$.

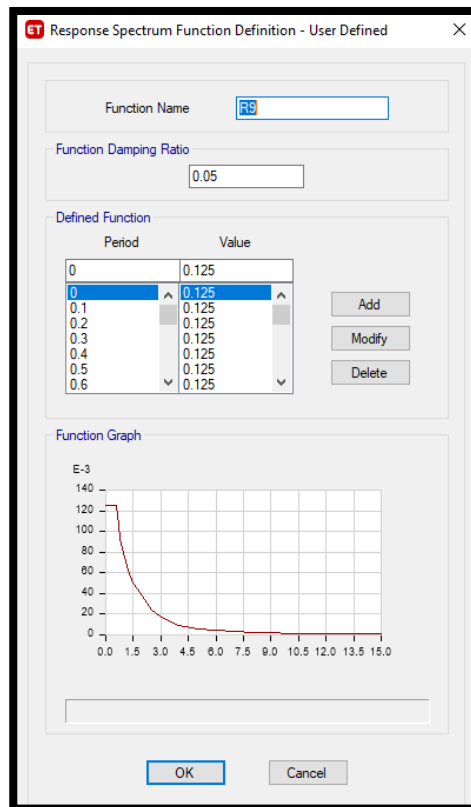


Figura N° 36: Espectro de ductilidad $R = 9$.

✓ **Patrones de cargas.**

Para las cargas se seleccionó dos tipos de cargas laterales según las consideraciones de los documentos técnicos del FEMA, estas son: Cargas por fuerza lateral y el Pushover de fuerzas del modo 1 y 2.

Cargas por fuerzas laterales Modulo I y Modulo II.

Estas fuerzas que se obtiene de la cortante basal que se reparte en cada piso, tanto en la dirección “x” y la dirección “y”, a estas cargas se partirá como fuerza normalizada de 100 ton. Estas cargas laterales son incrementales debido a la aplicación del Pushover, los estados de cada variación se presentarán en el siguiente capítulo de análisis de datos.

Las cargas normalizadas se obtienen de los casos de respuesta espectro siguiendo las direcciones de análisis en “X” y la dirección “Y”, la carga gravitatoria de escala es la gravedad 9.8067m/seg. Las combinaciones modales usadas son la Combinación cuadrática completa y también la dirección de combinaciones es la CQC3. A continuación se muestra la introducción de la carga lateral SXY.

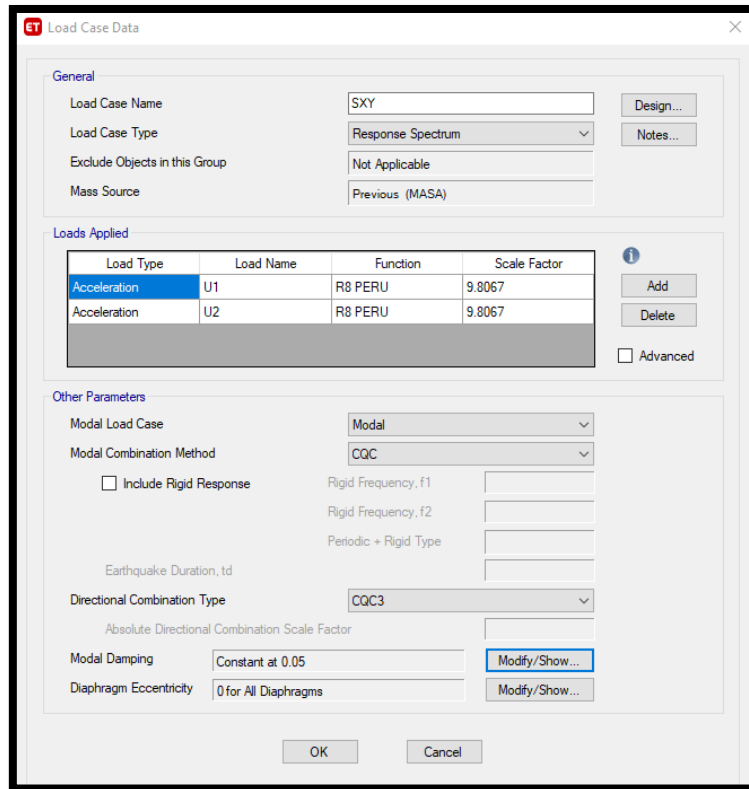


Figura N° 37: Carga sísmica lateral para la obtención de la cortante en la dirección “X” y dirección “Y”.

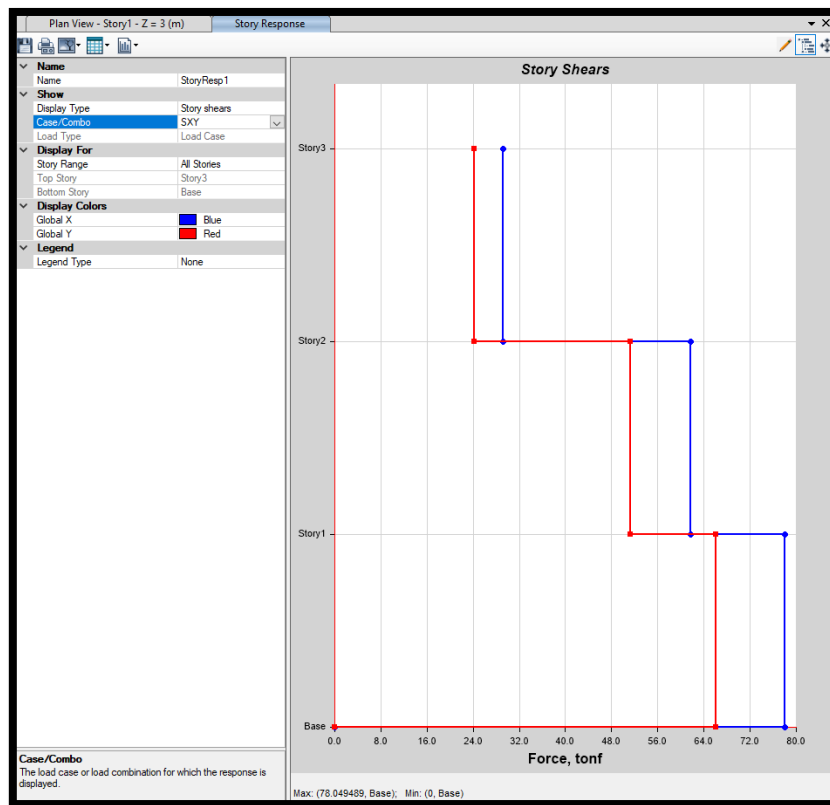


Figura N° 38: Cortantes por piso modulo I dirección “X” y “Y”.

De la figura anterior sacamos las fuerzas distribuidas por piso en la tabla número 37 y 38 del módulo I en las direcciones de análisis “X” e “Y”.

NIVEL	ALTUR A	X-DIR. (Ton)	Fx. (Ton)	FLAT-X (Ton)
3 story	9.00 m	18.62	18.62	95.98
2 story	6.00 m	44.41	25.79	132.94
1 story	3.00 m	63.81	19.4	100.00

NIVEL	ALTUR A	Y-DIR. (Ton)	Fy. (Ton)	FLAT-Y (Ton)
3 story	9.00 m	13.75	13.75	92.78
2 story	6.00 m	32.85	19.10	128.88
1 story	3.00 m	47.67	14.82	100.00

Tabla 37 y 38. fuerzas laterales módulo I.

Estas cargas normalizadas FLAT-X, se introducen en los niveles y para cada dirección de análisis como se muestra en la figura 39 y 40, estos casos de carga serán adoptados por el Pushover de fuerzas siguiendo el análisis no lineal estático, considerando los efectos P-Delta y será una continuación de la carga gravitatoria no lineal, definido como el peso sísmico de la edificación.

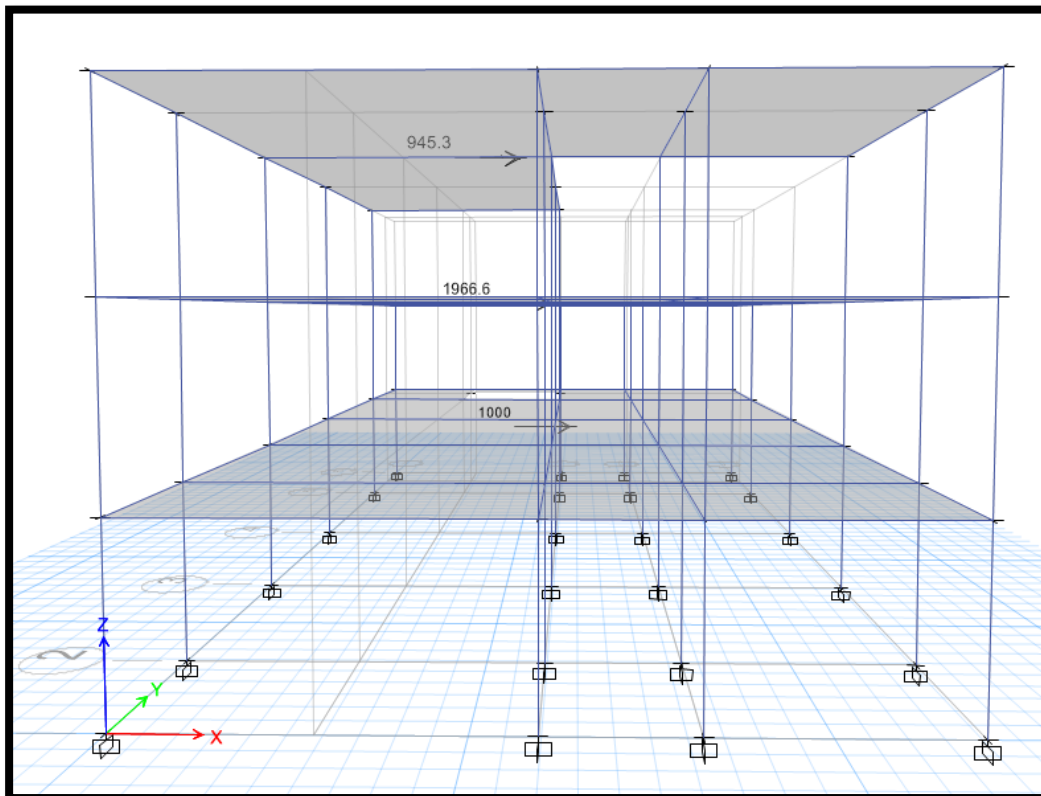


Figura N° 39: cargas en X asignado al centro de masas.

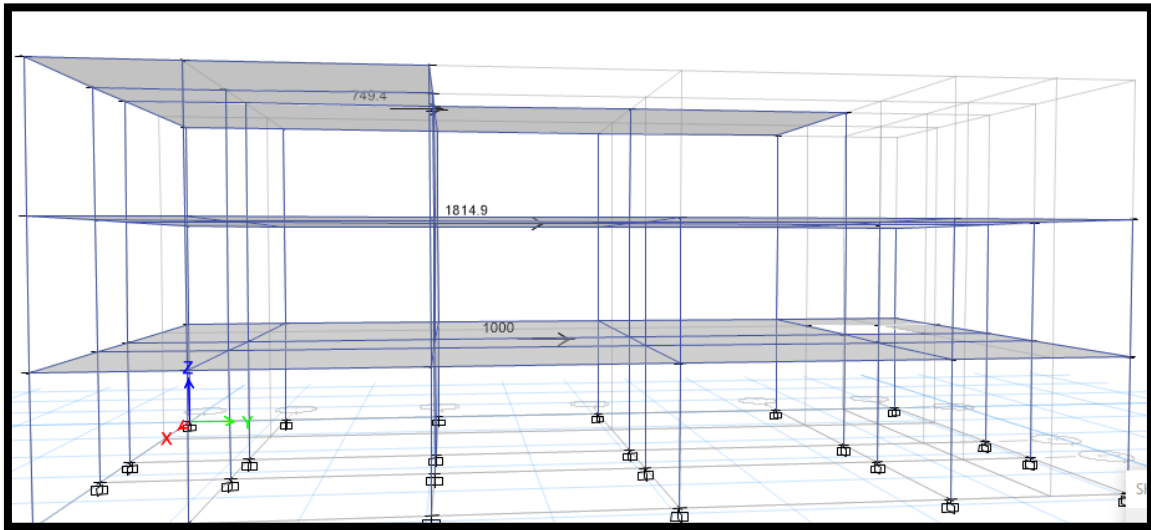


Figura N° 40: cargas en Y asignado al centro de masas.

De igual manera se presentan a continuación las cargas por fuerza lateral del módulo II.

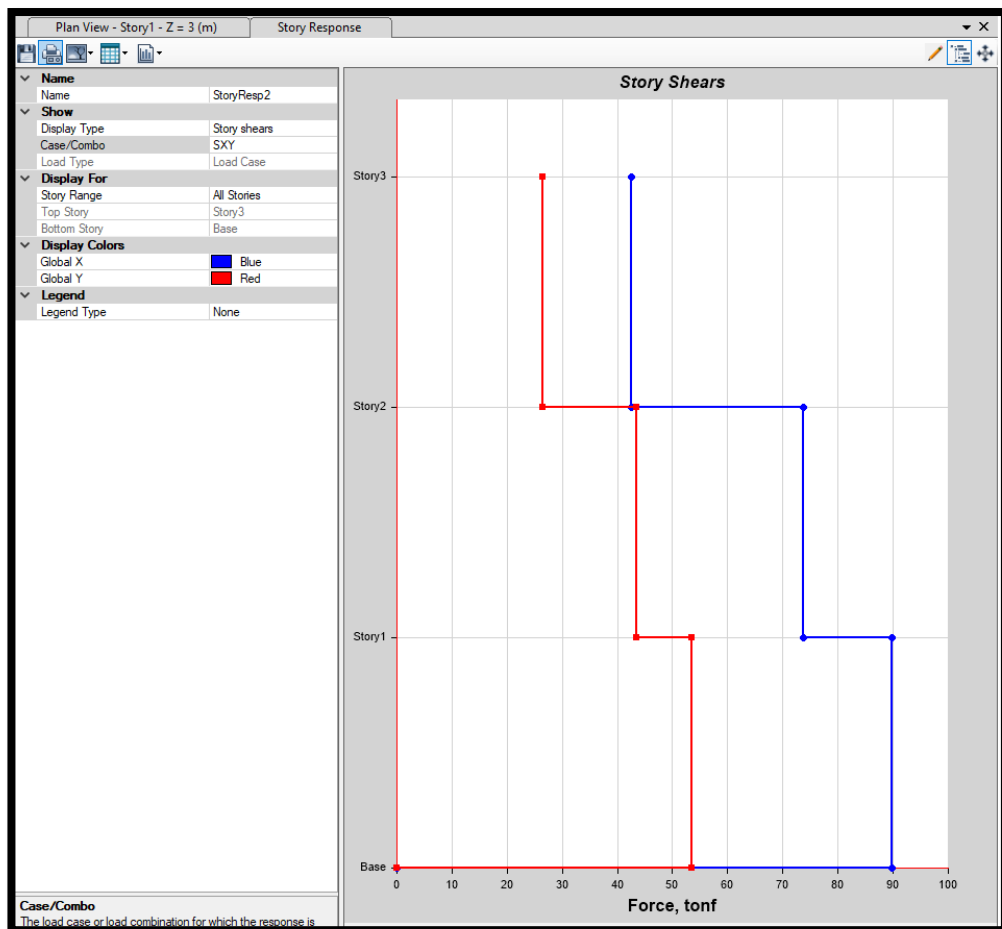


Figura N° 41: Cortantes por piso modulo II dirección "X" y "Y".

De la figura anterior sacamos las fuerzas distribuidas por piso en la tabla número 39 y 40 del módulo I en las direcciones de análisis “X” e “Y”.

NIVEL	ALTUR A	X-DIR. (Ton)	Fx. (Ton)	FLAT-X (Ton)
3 story	9.00 m	40.51	40.51	267.22
2 story	6.00 m	70.18	29.67	195.71
1 story	3.00 m	85.34	15.16	100.00

NIVEL	ALTUR A	Y-DIR. (Ton)	Fy. (Ton)	FLAT-Y (Ton)
3 story	9.00 m	32.81	32.81	263.32
2 story	6.00 m	56.12	23.31	187.08
1 story	3.00 m	68.58	12.46	100.00

Tabla 39 y 40. fuerzas laterales módulo II

Cargas primer modo de vibración.

Los modos de vibración que desplazan la mayor cantidad de masas se consideran como los más importantes que al aplicar la capacidad de respuesta espectro nos darán una fuerza que empuje de igual forma a la carga lateral de fuerzas con un Pushover de modo más esforzado. Estas fuerzas no se normalizan ya que el programa las incrementa gradualmente.

Estas condiciones de cargas están en función del espectro de peligro y de las condiciones paramétricas del sitio añadiendo un efecto P-Delta comenzando desde una condición de carga gravitatoria no lineal hasta llegar al Pushover. Al igual que el Pushover de fuerzas, el Pushover de modo 1 obtendrá los datos de las rotulas que se designarán de acuerdo al ASCE 41-13, en el caso de columnas 10-8 y el caso de las vigas tabla 9-7, los sismos de análisis serán el de servicio, diseño y sismo máximo y las condiciones máximas de análisis deberán encontrarse en la de seguridad de vida.

A continuación, se muestra el Pushover modo 1 en las direcciones de más esfuerzo ingresadas al programa para el análisis.

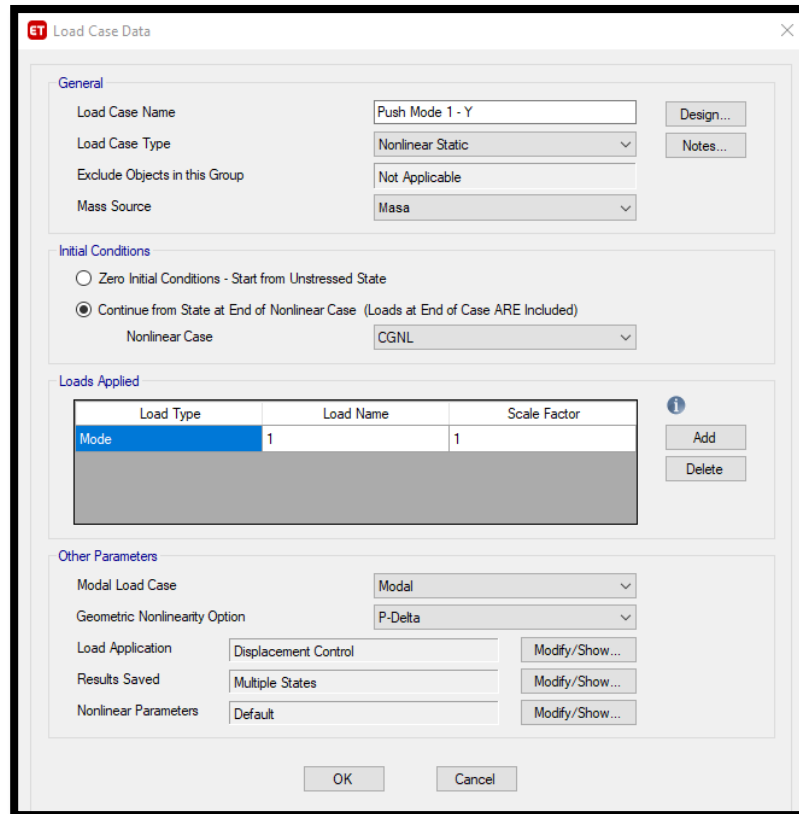


Figura N° 39: Pushover modo 1 dirección Y.

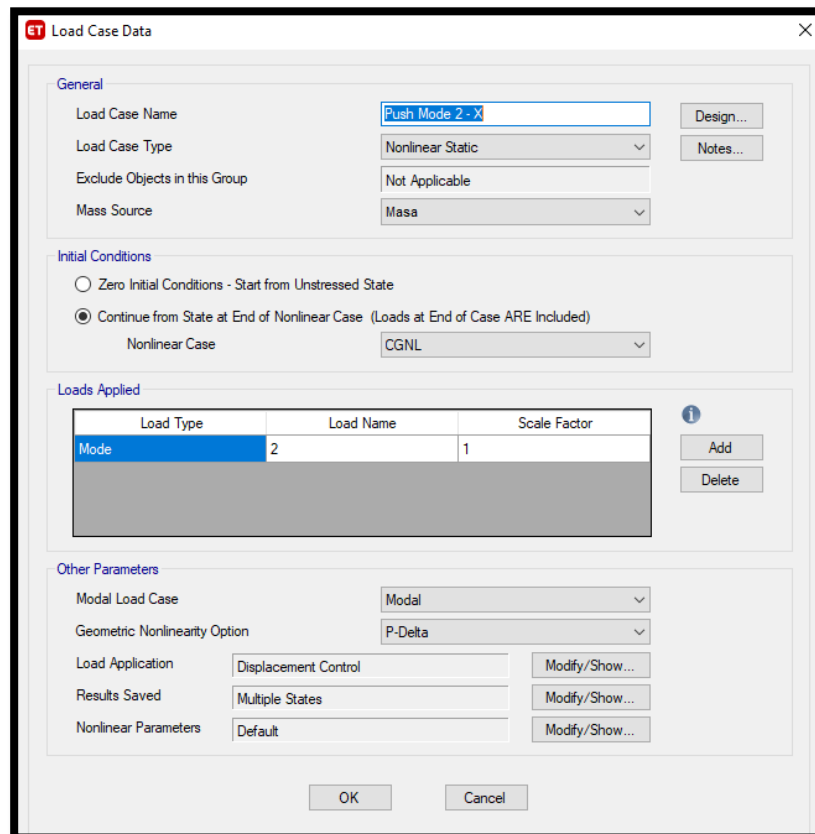


Figura N° 40: Pushover modo 2 dirección X.

✓ **Conformación y asignación de rotulas plásticas.**

La asignación de las rotulas se realizan de acuerdo al ASCE 41-13, y para columnas se asignará las condiciones de la tabla 10-8 en la dirección de análisis M2 y M3 y para las vigas las condiciones de las cargas 10-7 en dirección de análisis M3. Estas rotulas nos ayudaran a controlar las cedencias propias de los elementos, es decir, los momentos exactos en que alcanzan su rango máximo elástico y en base a esto poder tener la solución a los objetivos específicos de la investigación.

A continuación, se muestra la introducción de las rotulas de columnas y vigas en el programa ETVAS Ultimate 18.02 versión profesional.

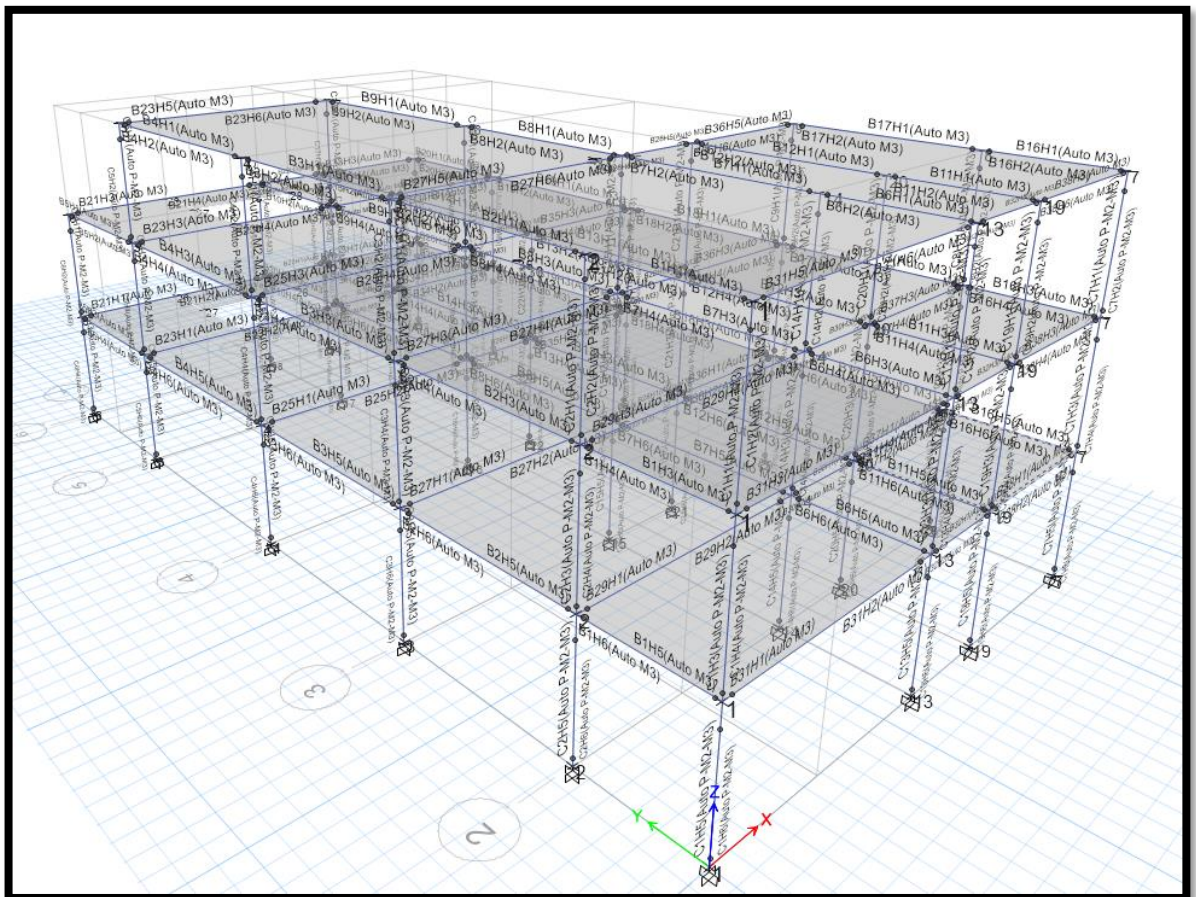


Figura N° 42: rotulas plásticas en columnas y vigas Módulo I.

De igual manera a continuación se presenta las rotúralas plásticas del módulo II.

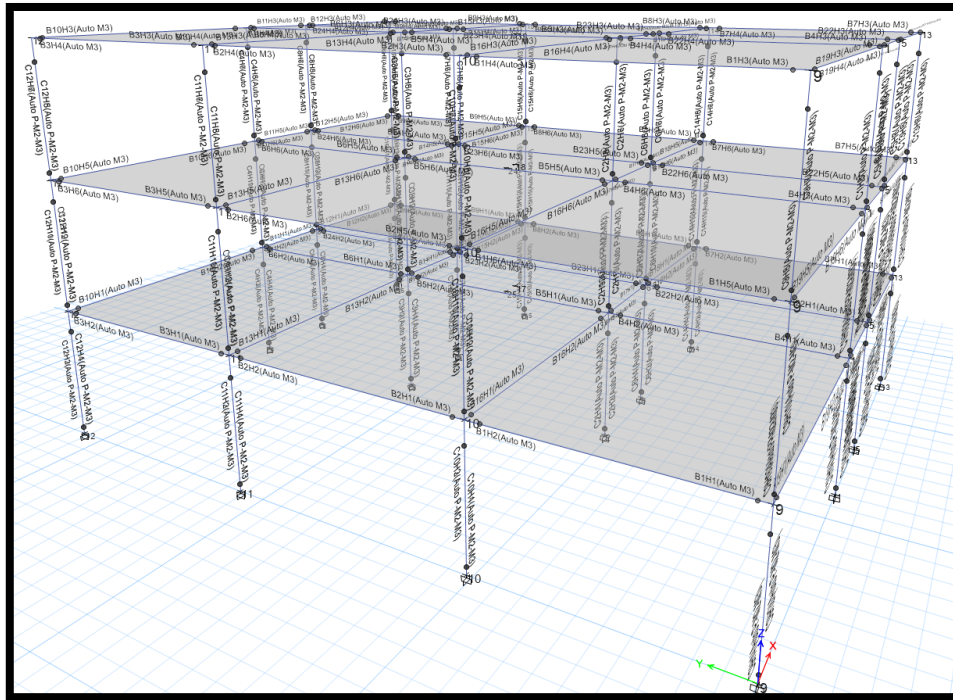


Figura N° 43: rotulas plásticas en columnas y vigas Módulo II.

✓ **Agrietamiento de las secciones.**

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

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

Tabla 41. Valores de rigidez efectiva.

Hasta aquí es el procedimiento para la obtención de datos, los resultados del análisis no lineal nos determinarán los objetivos, hipótesis y conclusiones, en los siguientes capítulos se presentan los resultados y el análisis de estos datos obtenidos de acuerdo a los indicadores, variables e hipótesis.

3.9. Tabulación y análisis de datos

La tabulación y análisis de datos es la parte medular de una investigación, en la tabulación presentaremos el comportamiento que reflejaran los datos obtenidos mediante tablas y en el análisis seguiremos un procedimiento metodológico que nos permita presentar la información mediante graficas o arreglos matriciales que terminaran describiendo o analizando los datos específicos, el indicar y variable para finalmente dar una respuesta a las hipótesis en la discusión. Para ello la matriz de operacionalización es importante ya que nos permite presentar nuestros indicadores, definir nuestras dimensiones y analizar nuestras variables.

A continuación, presentamos en orden la tabulación y análisis de datos:

3.9.1. Nivel de desempeño de los módulos I y II.

Para conocer el nivel de desempeño que nos determinará el grado de vulnerabilidad existe 2 métodos, el método de los coeficientes y el método de la curva de capacidad, para un mejor entendimiento de los resultados se usará el método de los coeficientes.

✓ Curvas de capacidad.

Se analizará la curva de capacidad que tenga mejor comportamiento de los 2 tipos de cargas laterales (cargas de fuerza cortante y modo de vibración que desplaza más masa) para cada módulo y en la dirección de análisis más desfavorable esta curva de capacidad la representaremos como la función de cortante y desplazamiento, la curva de capacidad nos indicará si la estructura logra incursionar en el rango inelástico, podremos medir la diferencia y relación entre el rango elástico e inelástico de igual manera podremos ver los cortantes máximos que se obtienen para cada desplazamiento, cada uno de estos análisis se harán para el sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo.

Es bueno mencionar que el sismo de servicio es la mitad del sismo de diseño y el sismo de diseño es la mitad del sismo máximo. La respuesta sísmica está siendo analizada para el sismo de diseño que tiene como factor de amplificación para el caso de respuesta igual a la gravedad 9.806m/seg^2 .

Eso quiere decir que para el sismo máximo se multiplicara $1.50 \cdot g$ y para el sismo de servicio $0.50 \cdot g$.

Curva de Capacidad del Módulo I – Dirección “X” Pushover de fuerzas.

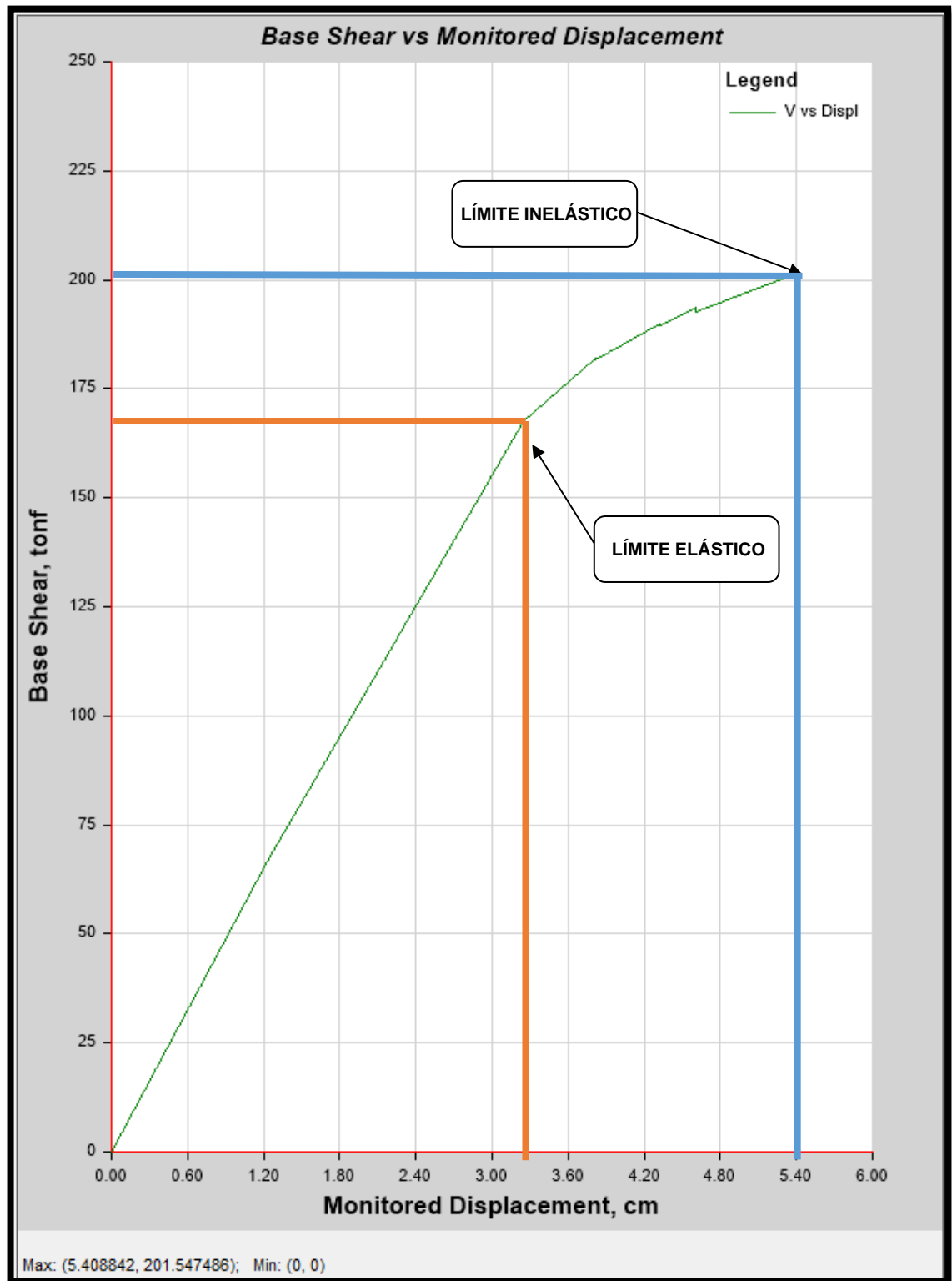


Figura N° 44: Curva de capacidad del Módulo I – Pushover de fuerzas
Dirección “X”.

De la figura anterior podemos apreciar que el módulo I en la dirección de análisis X tiene como límite elástico el desplazamiento de 3.24 cm por la aplicación de 167.69 toneladas de esfuerzo cortante y como límite de colapso máximo cuando incursiona en el rango inelástico 5.40 cm por la aplicación de 201.55 toneladas de esfuerzo cortante. Estos datos se presentan en la tabla 42.

Curva de Capacidad del Módulo I – Dirección “Y” Pushover de fuerzas.

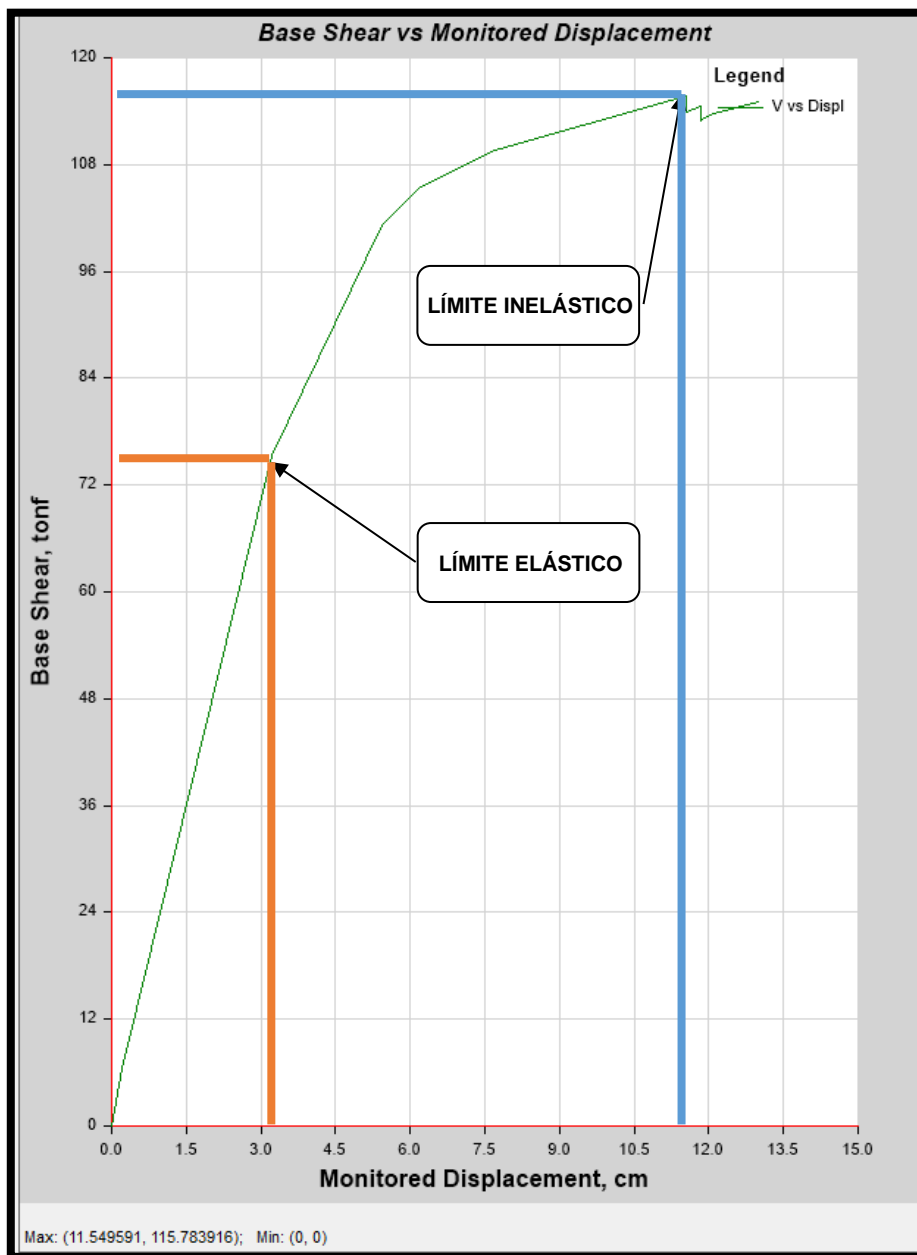


Figura Nº 45: Curva de capacidad del Módulo I – Pushover de fuerzas Dirección “Y”.

De la figura anterior podemos apreciar que el módulo I en la dirección de análisis “Y” tiene como límite elástico el desplazamiento de 3.21 cm por la aplicación de 75.40 toneladas de esfuerzo cortante y como límite de colapso máximo cuando incursiona en el tango inelástico 11.55 cm por la aplicación de 115.78 toneladas de esfuerzo cortante. Estos datos se presentan en la tabla 42.

Curva de Capacidad del Módulo II–Dirección “X” Pushover de fuerzas.

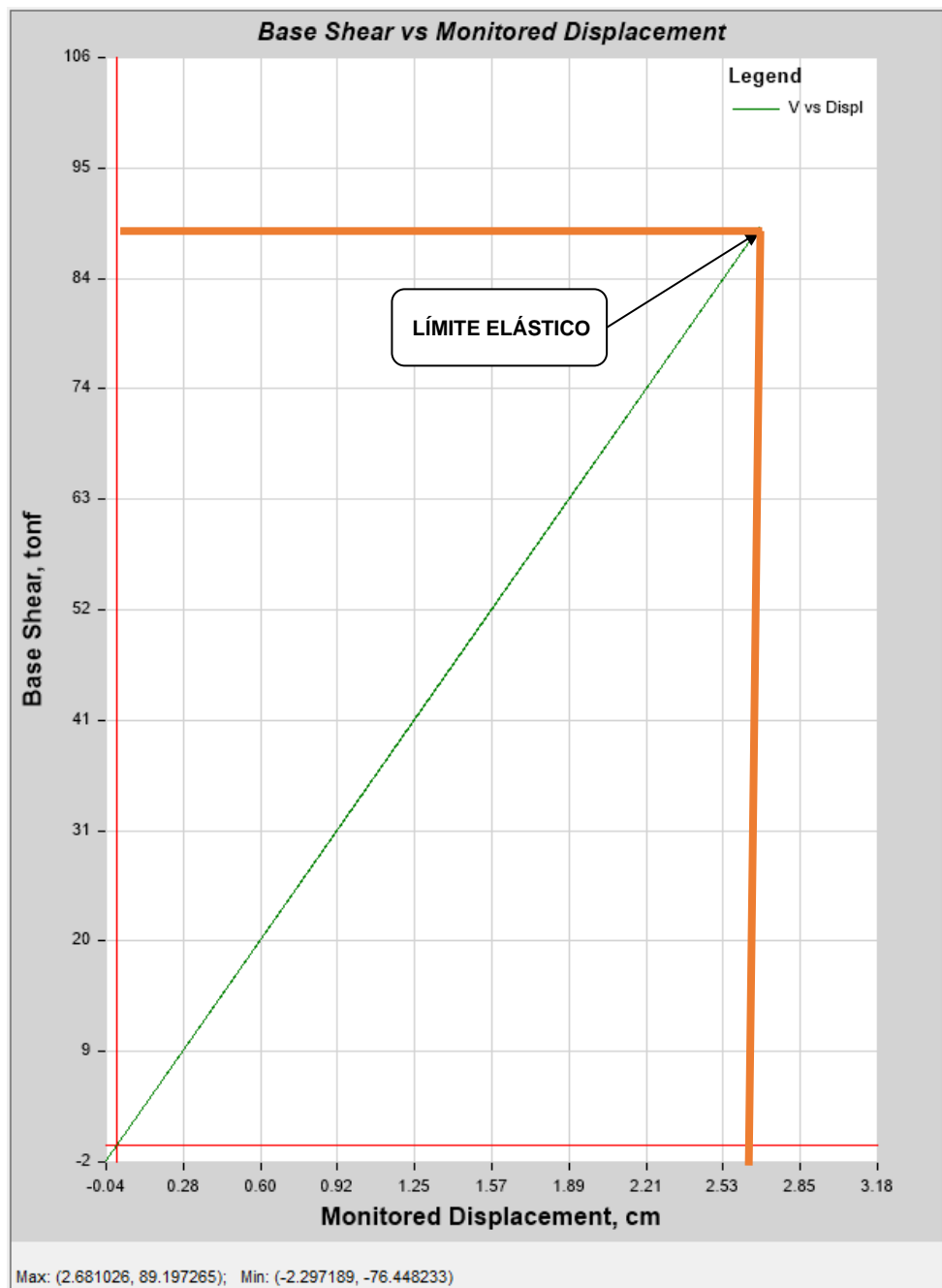


Figura N° 46: Curva de capacidad del Módulo II.

El módulo II en la dirección "X" no llega a plastificar debido a la poca ductilidad de los elementos solo presenta el rango elástico que tiene como límite en el desplazamiento de 2.68 cm por la aplicación de 89.20 toneladas de esfuerzo cortante, no incursiona en el rango inelástico por presentar un tipo de falla frágil. Estos datos se presentan en la tabla 42.

Curva de Capacidad del Módulo II–Dirección "Y" Pushover de fuerzas.

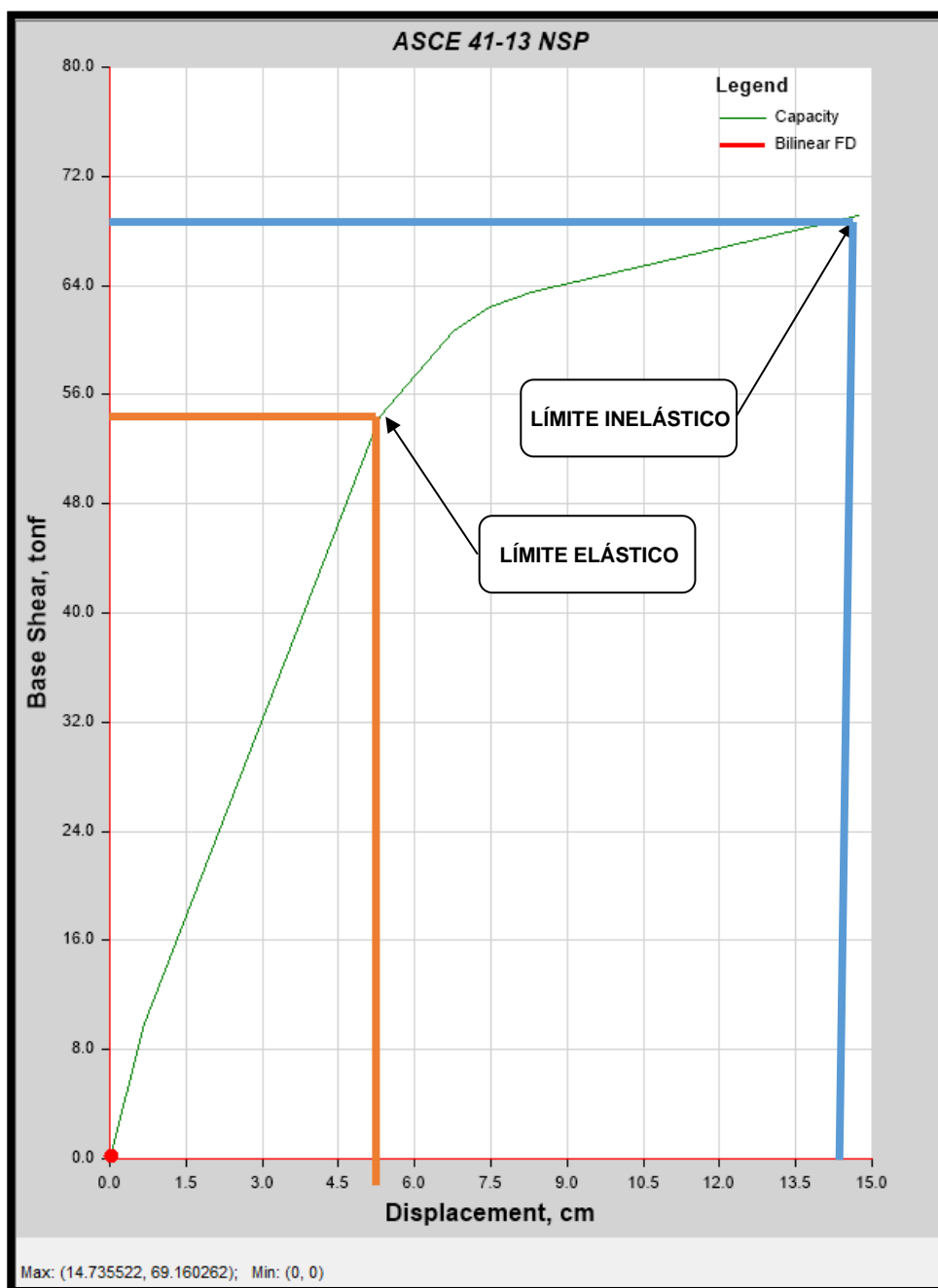


Figura N° 47: Curva de capacidad del Módulo II.

De la figura anterior podemos apreciar que el módulo II en la dirección

“Y” tiene como límite elástico el desplazamiento de 5.32 cm por la aplicación de 54.36 toneladas de esfuerzo cortante y como límite de colapso máximo cuando incursiona en el rango inelástico 14.74 cm por la aplicación de 69.16 toneladas de esfuerzo cortante. Estos datos se presentan en la tabla 42.

MODULOS	Rango elástico		Rango inelástico	
	Des. Elástico (cm)	Cortante Elástico (Tonf)	Des. Inelástico (cm)	Cortante Inelástico (Tonf)
Módulo I - X	3.24	167.69	5.40	201.55
Módulo I - Y	3.21	75.40	11.55	115.78
Módulo II - X	2.68	89.20	Falla Frágil	
Módulo II - Y	5.32	54.36	14.74	69.16

Tabla 42. Valores de los esfuerzos-deformación elásticos e inelásticos.

De lo anterior podemos apreciar que no necesariamente a mayor esfuerzo se presentan mayores desplazamientos, teóricamente si se analiza la misma estructura esa condición si se cumple, pero la relación esfuerzo deformación dependerá más de los sistemas resistentes, esto quiere decir que el módulo I tiene mejor capacidad porque cuenta con mayores columnas y logran plastificar algunos elementos, por el contrario el módulo II no plastifica en la dirección X debido a la poca capacidad presentando una falla frágil colapso inminente.

✓ **Derivas de piso y punto de desempeño de acuerdo a tipo de sismo Módulo I.**

Se necesita conocer las derivas de entrepiso inelásticas en función a la deriva elástica máxima con ello podremos determinar el porcentaje a la cual se encuentra esta deriva por cada módulo, según la ATC-40 esta deriva no debe exceder del 2%, y según visión 2000 esta derivada de sobrepasar los 2.50% tendrá un colapso inminente, para ello también se verificará el punto de desempeño en cual aterriza según el tipo de sismo que se estará analizando y esto depende de la importancia de la estructura, cabe señalar que una estructura puede tener un desempeño diferente si es de menor

importancia, esto se debe a la concepción propia de los tipos de estructuras, como lo menciona la norma E030 una estructura importante puede plastificar algunas rotulas pero siempre se deberán encontrar en el rango permitido, en el caso de un centro de salud el nivel de comportamiento deberá encontrarse en operacional luego de ser sometido a un sismo máximo o muy raro y en caso de un sismo de diseño deberá encontrarse en plenamente operativo.

A continuación, mostramos las derivas.

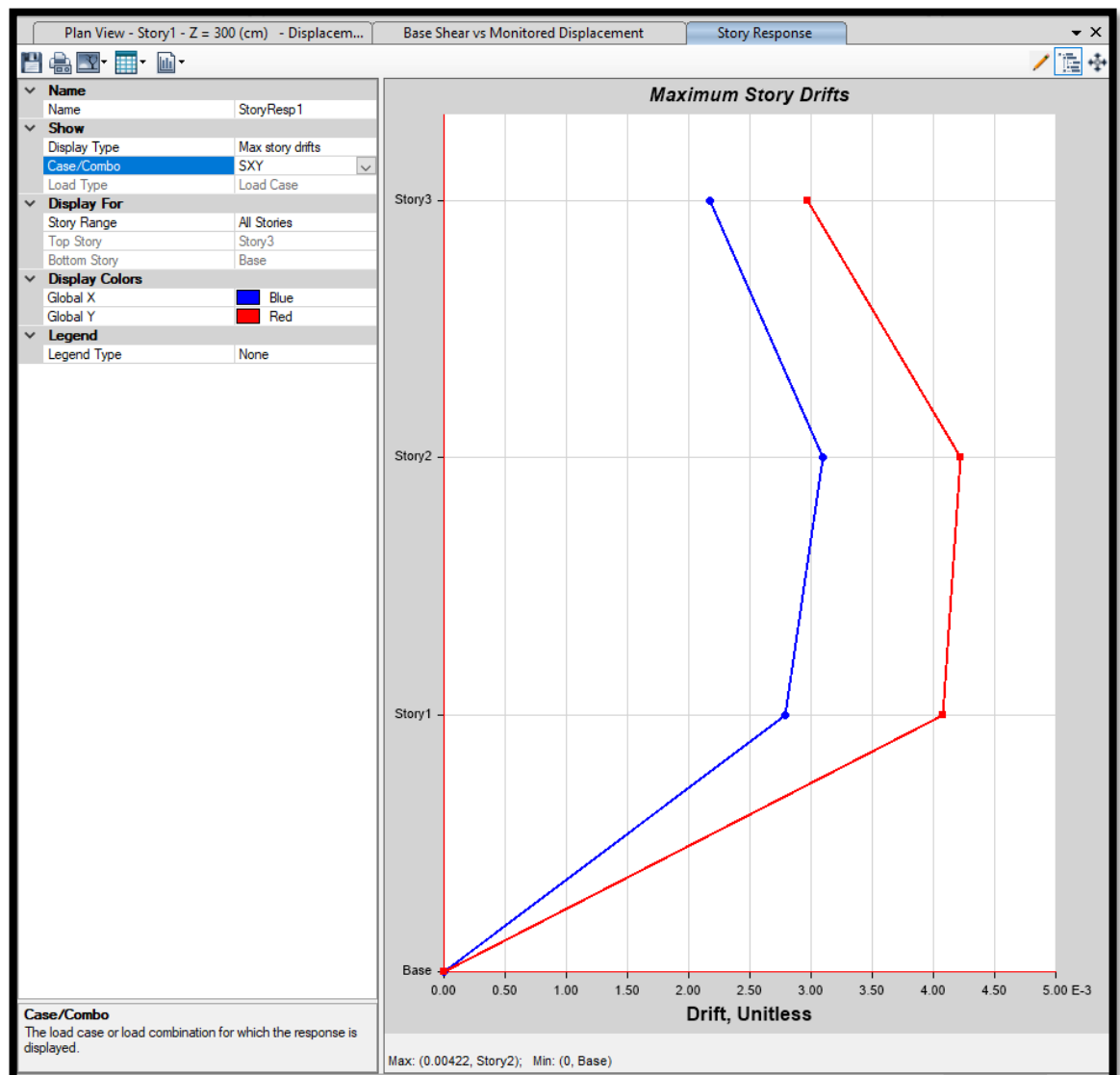


Figura N° 48: Deriva por piso del Módulo I en las direcciones análisis.

De la figura anterior verificamos que las derivas de piso son: DerX1 igual 0.002792, DerX2 igual a 0.003095, DerX3 igual a 0.002175, DerY1 igual a 0.004076, DerY2 igual a 0.00422 y DerY3 igual a 0.002974. De estos

valores podemos determinar que la dirección más afectada es la dirección Y, esto se debe claramente a que los sistemas resistentes como son las columnas su dirección más rígida se encuentran en el eje X. Para cuantificar estos valores y hacer un análisis de estos lo ordenaremos en un cuadro y compararemos los máximos permitidos por los rangos establecidos. Las derivas elásticas se deben transformar a derivas inelásticas para su verificación.

Pisos	Deriva elástica Dirección X	Deriva elástica Dirección Y	Deriva inelástica Dirección X (%)	Deriva inelástica Dirección Y (%)
Piso 3	0.002175	0.002974	1.305	1.784
Piso 2	0.003095	0.004220	1.857	2.532
Piso 1	0.002792	0.004076	1.675	2.446

Tabla 43. Derivas elásticas e inelásticas en unidades adimensional y porcentajes respectivamente.

De la tabla anterior podemos ver que la mayoría de datos son superiores a 1.50%, se analizan las derivas que tenga los mayores valores para cada dirección, lo que corresponde es determinar que el valor de 1.857% es el máximo en la dirección "X" y 2.532% es el máximo en la dirección "Y", haciendo referencia al máximo permitido que es 2.50% para que la estructura no llegue al colapso pues se determina como que la estructura colapsa si el sismo se presenta en la dirección de análisis "Y". Esto quiere decir como lo mencionando en la matriz de consistencia el grado de vulnerabilidad es alta produciéndose daños severos en elementos estructurales, donde el fallo será inminente para el módulo I. Es bueno mencionar que estos valores son para el sismo de diseño por lo que también a partir de esto se puede determinar que:

- El desempeño estructural es de Colapso, para un nivel de amenaza sísmica de diseño es decir un sismo con periodo de retorno de 475 años que corresponden a sismos de 7 a 8

grados en la escala de Ritter.

- La capacidad de la estructura de comportamiento es comportamiento inaceptable ya que no encuentra el rango dentro de la prevención del colapso.

Para determinar un análisis de comportamiento para cada tipo sismo pasamos a analizar lo que ocasionan los 3 tipos de sismos:

Desempeño para un sismo de servicio (75 años de retorno) dirección "X".

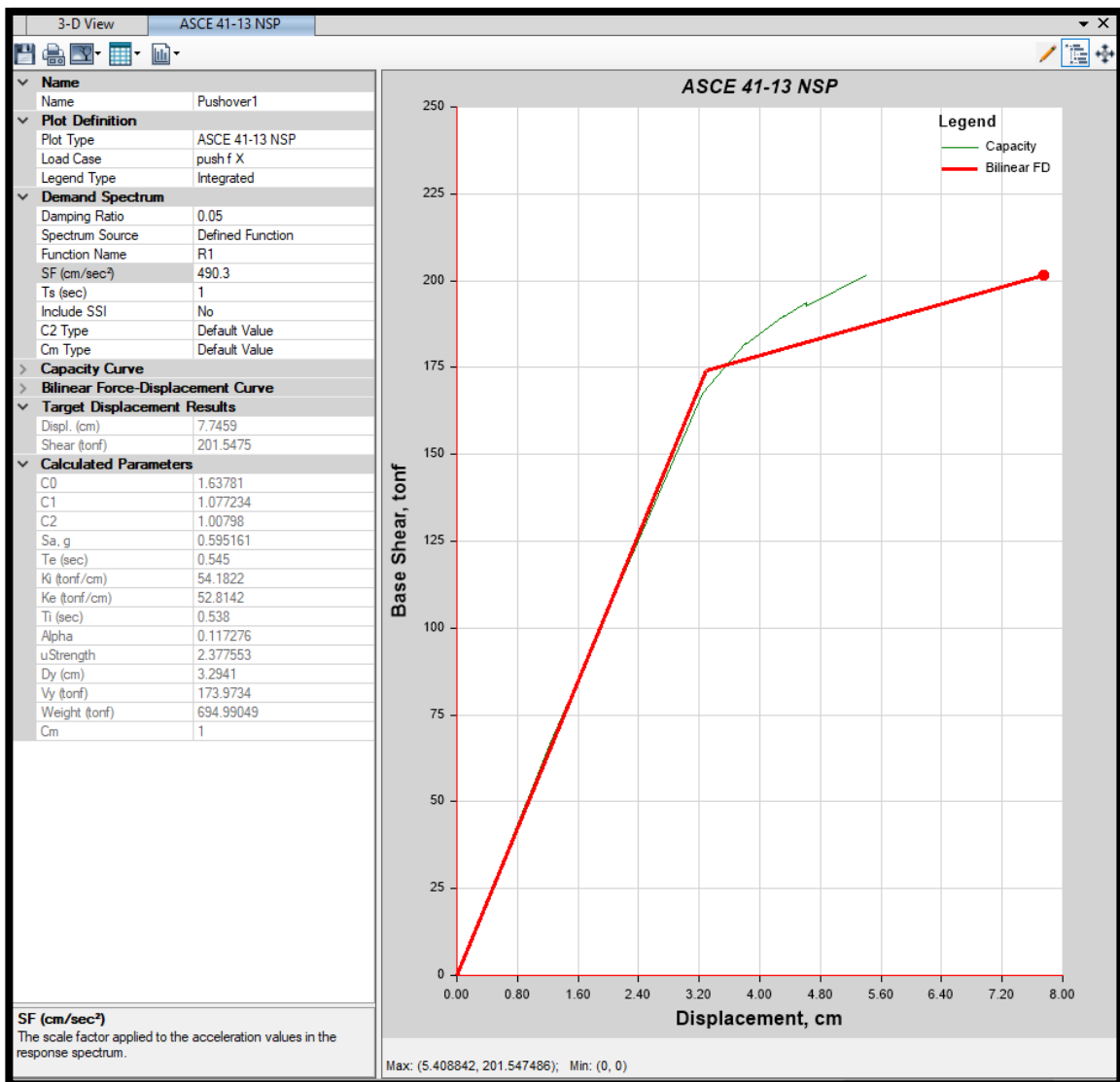


Figura N° 49: Punto de desempeño con sismo de servicio.

Se determina que para un sismo de servicio sobrepasa el límite inelástico que es el rango máximo de prevención al colapso, esto quiere decir

que un sismo eventual de periodo de retorno 72 años con una probabilidad del 50% de ser excedida en 50 años fallaría, este sismo corresponde a rangos de 6 y 7 grados en la escala de Richter.

Desempeño para un sismo de servicio (75 años de retorno) dirección “Y”.

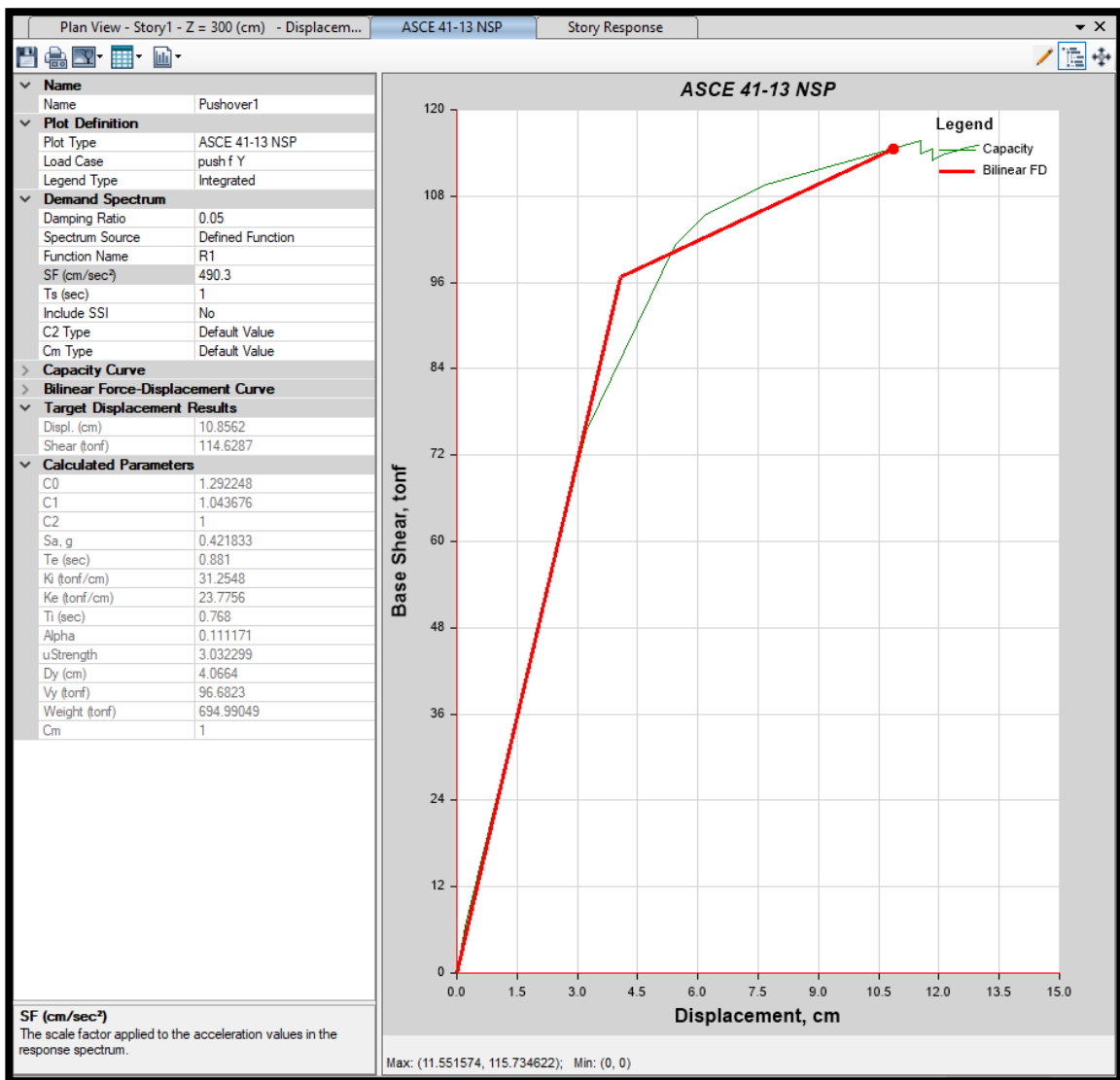


Figura N° 50: Punto de desempeño con sismo de servicio.

De la figura anterior podemos apreciar que el desempeño se encuentra antes del límite elásticos y próximo al colapso es decir se encuentra entre seguridad de vida y prevención a colapso por lo que el nivel de comportamiento es inaceptable. Ya no es necesario presentar el sismo de diseño porque el punto de desempeño ira más allá del colapso.

- ✓ **Derivas de piso y punto de desempeño de acuerdo a tipo de sismo del Módulo II.**

De lo mencionando en el módulo I, A continuación, mostramos las derivas del módulo II.

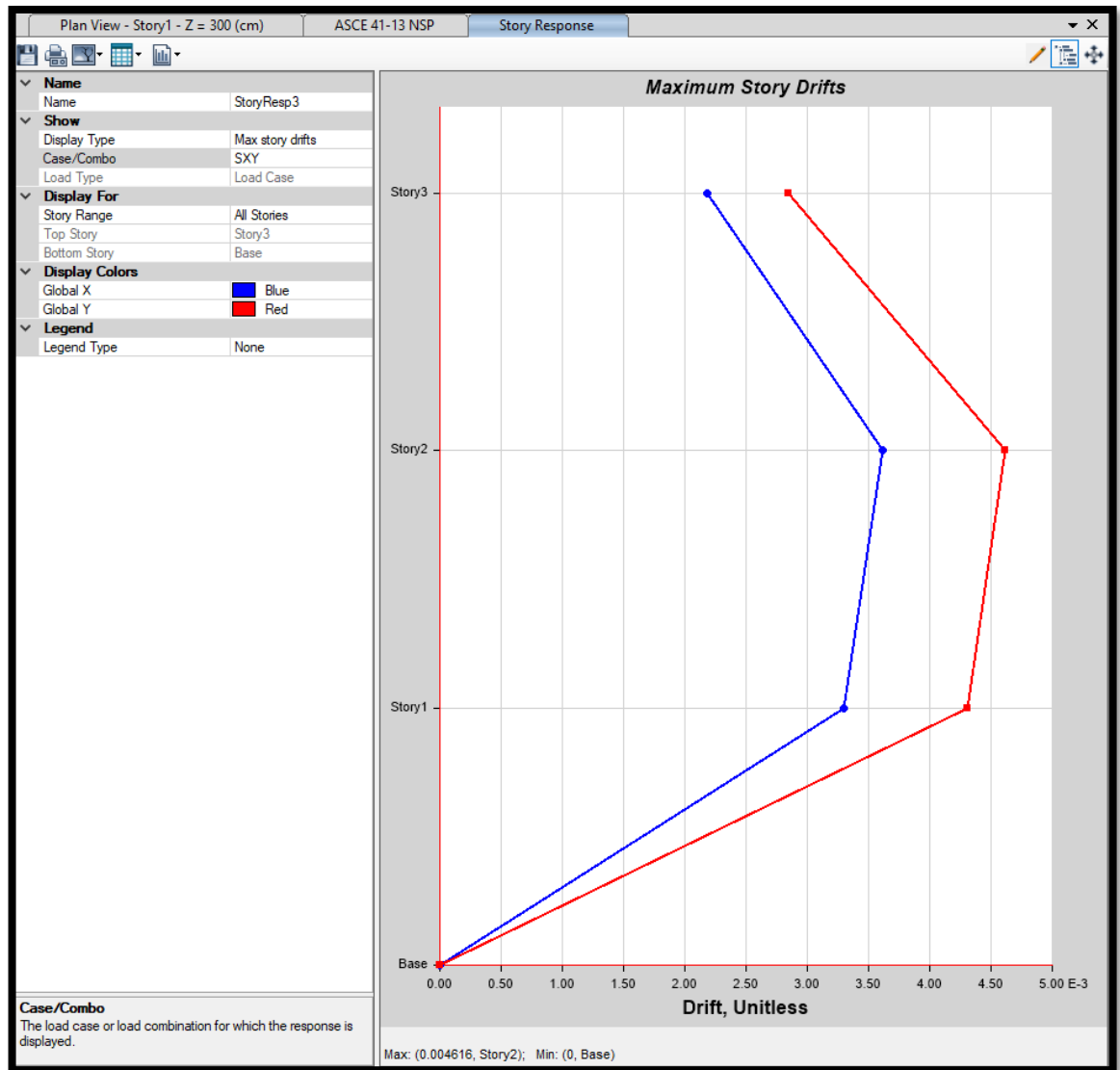


Figura N° 48: Deriva por piso del Módulo II en las direcciones análisis.

De la figura anterior verificamos que las derivas de piso son: DerX1 igual 0.003297, DerX2 igual a 0.003619, DerX3 igual a 0.002185, DerY1 igual a 0.004306, DerY2 igual a 0.004616 y DerY3 igual a 0.002842. De estos valores podemos determinar que la dirección más afectada es la

dirección Y, esto se debe claramente a que los sistemas resistentes como son las columnas su dirección más rígida se encuentran en el eje X. Para cuantificar estos valores y hacer un análisis de estos lo ordenaremos en un cuadro y compararemos los máximos permitidos por los rangos establecidos. Las derivas elásticas se deben transformar a derivas inelásticas para su verificación.

Pisos	Deriva elástica Dirección X	Deriva elástica Dirección Y	Deriva inelástica Dirección X (%)	Deriva inelástica Dirección Y (%)
Piso 3	0.002185	0.002842	1.311	1.705
Piso 2	0.003619	0.004616	2.171	2.770
Piso 1	0.003297	0.004306	1.978	2.584

Tabla 44. Derivas elásticas e inelásticas en unidades adimensional y porcentajes respectivamente del Módulo II.

De la tabla anterior podemos ver que la mayoría de datos son superiores a 1.50%, se analizan las derivas que tenga los mayores valores para cada dirección, lo que corresponde es determinar que el valor de 2.171% es el máximo en la dirección "X" y 2.770% es el máximo en la dirección "Y", haciendo referencia al máximo permitido que es 2.50% para que la estructura no llegue al colapso pues se determina como que la estructura colapsa si el sismo se presenta en la dirección de análisis "Y". Esto quiere decir como lo mencionando en la matriz de consistencia el grado de vulnerabilidad es alta produciéndose daños severos en elementos estructurales, donde el fallo será inminente para el módulo II. Es bueno mencionar que estos valores son para el sismo de diseño por lo que también a partir de esto se puede determinar que:

- El desempeño estructural es de Colapso, para un nivel de amenaza sísmica de diseño es decir un sismo con periodo de retorno de 475 años que corresponden a sismos de 7 a 8 grados en la escala de Ritter.

- La capacidad de la estructura de comportamiento es comportamiento inaceptable ya que no encuentra el rango dentro de la prevención del colapso.

Para determinar un análisis de comportamiento para cada tipo sismo pasamos a analizar lo que ocasionan los 3 tipos de sismos:

Desempeño para un sismo de servicio (75 años de retorno) - dirección X.

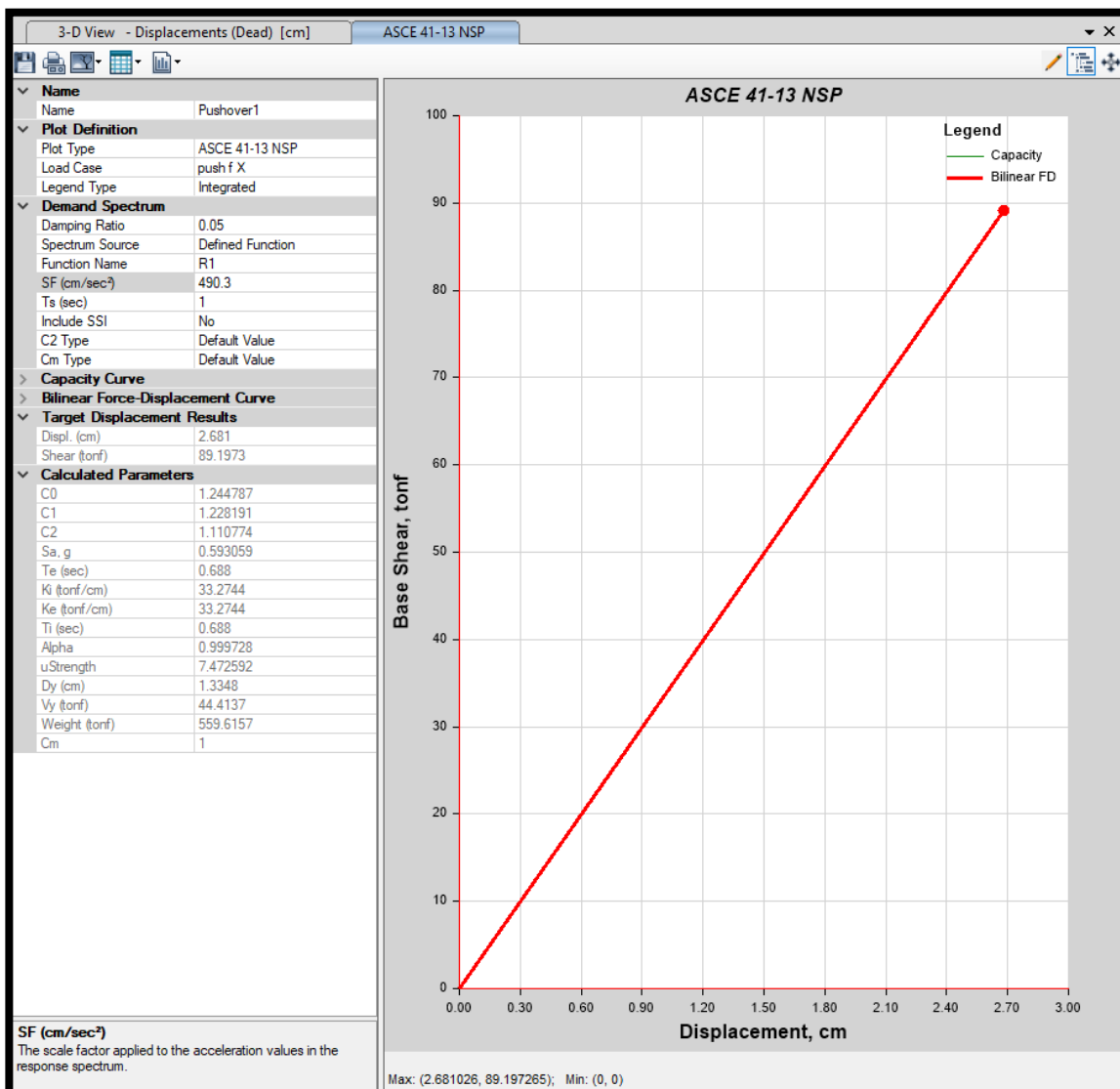


Figura N° 49: Punto de desempeño con sismo de servicio.

La estructura sobrepasa el punto límite de colapso por lo que el desempeño es inaceptable, lo mismo ocurre con la verificación de las derivas ya que presenta falla frágil.

Desempeño para un sismo de servicio (75 años de retorno) - dirección Y.

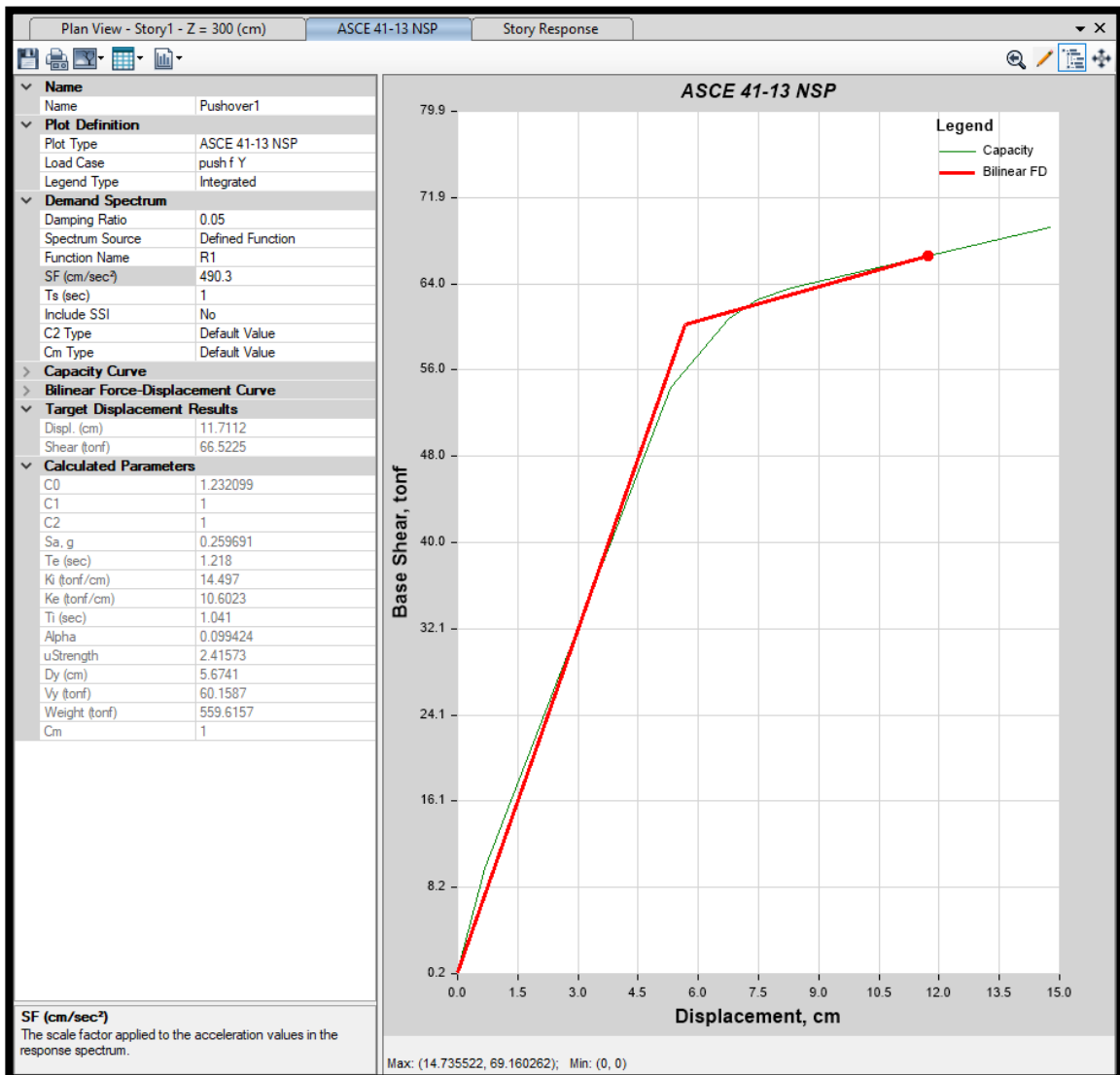


Figura N° 50: Punto de desempeño con sismo de servicio.

De la figura anterior podemos apreciar que el desempeño se encuentra antes del límite elásticos y próximo al colapso es decir se encuentra entre seguridad de vida y prevención a colapso por lo que el nivel de comportamiento es inaceptable. Ya no es necesario presentar el sismo de diseño porque el punto de desempeño ira más allá del colapso.

De los datos encontrados podemos determinar el desempeño de cada módulo y se presentará al final de este inciso como resumen.

3.9.2. Evaluación de las rotulas del módulo I y II.

De acuerdo al análisis no lineal se puede apreciar la concentración de esfuerzos en la edificación y compararlos con la evolución de los años que se presentan hasta el punto en que se inicia el colapso de la estructura.

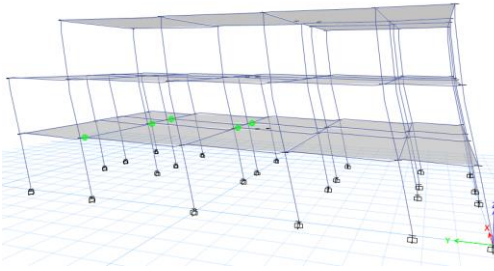
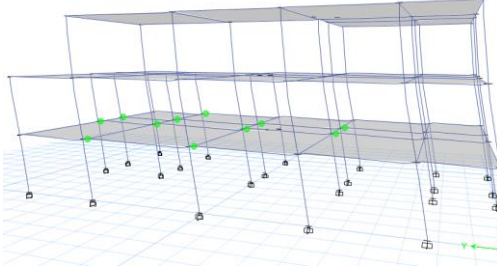
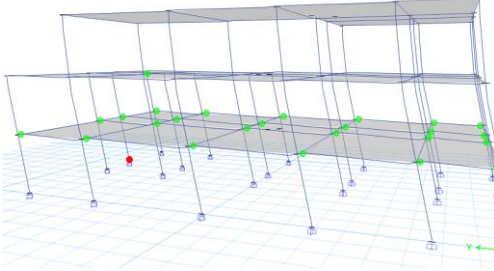
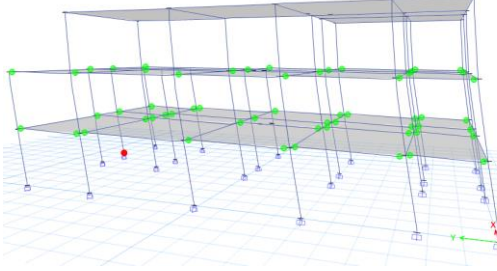
A continuación, se ilustra una escala de colores que relaciona gráficamente el estado de formación de las rotulas con los niveles de desempeño establecidos por el ACE-41-13 y FEMA 440.



IO: Ocupación inmediata LS: Seguridad de Vida CP: Colapso Prev.

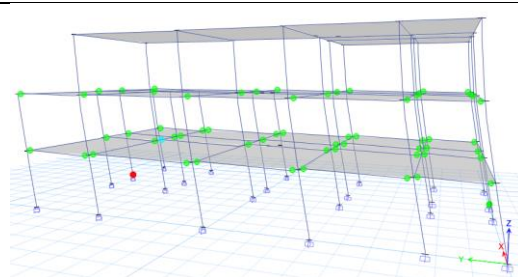
En la siguiente tabla se muestra figuras y su comportamiento mientras se empuja la estructura del módulo I en la dirección más Vulnerable.

Modulo I – dirección Y

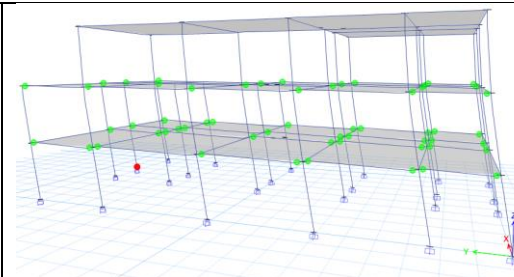
 <p>Desplazamiento 5.43cm en el punto de control</p>	 <p>Desplazamiento 6.18cm en el punto de control</p>
<p>Durante los primeros análisis se puede notar la formación de rotulas en algunas vigas del primer Story de análisis, pero se mantienen en inmediata ocupación lo cual no presenta ninguna importancia de seguridad estructural.</p>	
 <p>Desplazamiento 7.70cm en el punto de control</p>	 <p>Desplazamiento 11.54cm en el punto de control</p>

Continuación de la tabla 45.

Con tan solo 7.70cm de desplazamiento en el punto de control se evidencia la presencia de una rotula que supero la prevención al colapso en la columna 14, empiezan las fallas en las columnas debido a la poca rigidez y ductilidad de estos elementos, se observa también la presencia de rotulas en vigas en el segundo Story de análisis manteniéndose en inmediata ocupación lo cual no es tiene importancia en cuanto a seguridad estructural.

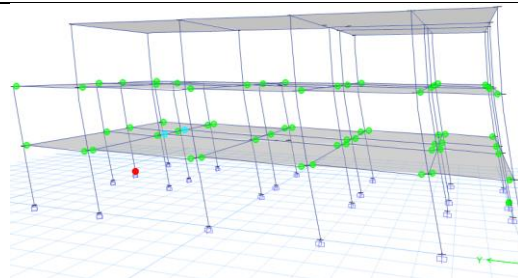


Desplazamiento 11.67cm en el punto de control

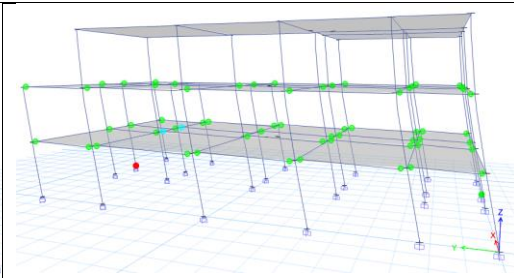


Desplazamiento 11.84cm en el punto de control

En los desplazamientos superiores a 11.67cm se empiezan a plastificar las vigas en el rango que supera a seguridad de vida, plastifican algunas columnas en el rango superior a inmediata ocupación. La estructura en este lapso llega al límite inelástico.



Desplazamiento 12.95cm en el punto de control



Desplazamiento 12.97cm en el punto de control

La estructura en los últimos instantes incursiona fuera del rango inelástico, ya se produjo la falla y colapsa generando 2 rotulas en columnas y 61 rotulas en vigas 2 de ellas en el rango de seguridad de vida.

Tabla 45. Incursión de las roturas en la dirección Y módulo I.

De la tabla 45 se puede deducir que una vez que incursione una rotula plástica pasando el estado de prevención al colapso la estructura esta

próxima al colapso, este dato lo verificaremos en la dirección X de análisis.

Modulo I- dirección X

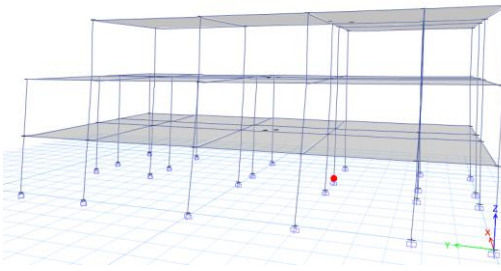
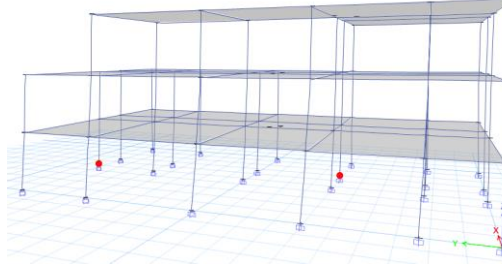
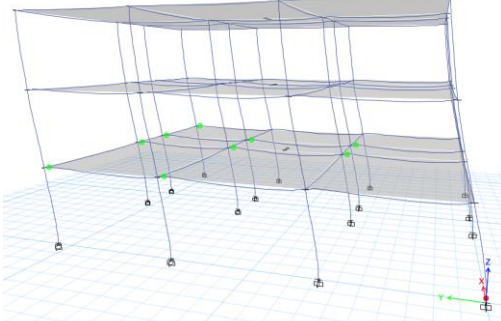
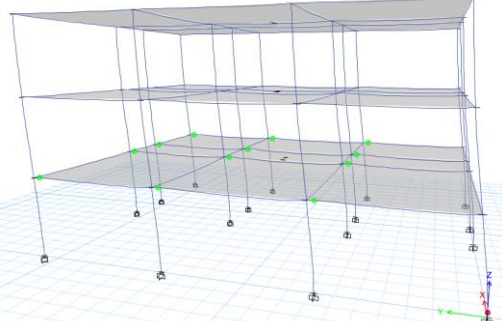
 <p>Desplazamiento 4.67cm en el punto de control</p>	 <p>Desplazamiento 5.50cm en el punto de control</p>
<p>Como se puede apreciar durante las primeras incursiones aparecen las primeras rotulas plásticas que sobrepasan la prevención al colapso, ante esto la estructura falla sin generar rotulas plásticas en vigas.</p>	

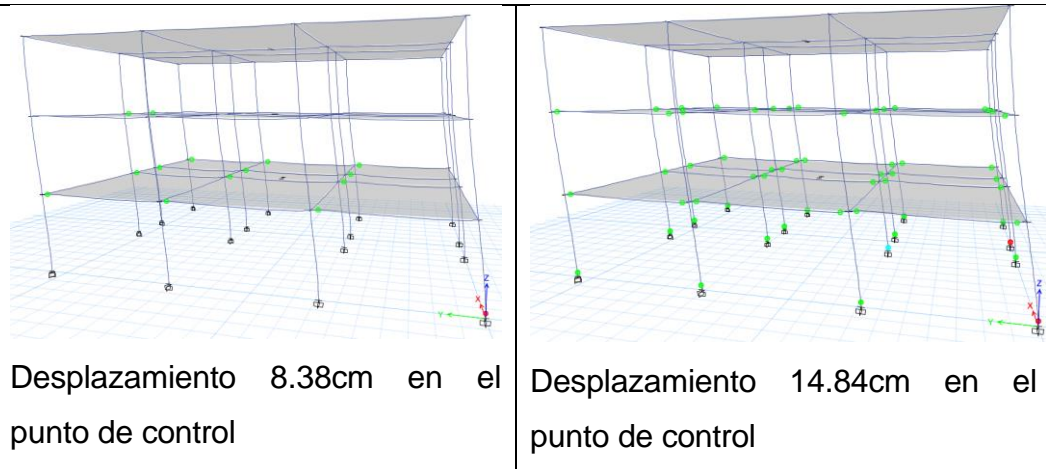
Tabla 46. Incursión de las roturas en la dirección X módulo I.

De la tabla 46 podemos concluir que la estructura tiene una limitada ductilidad en la dirección X se presentan colapsos inminentes y la relación de rotulas plásticas y ductilidad están directamente relacionadas con el grado de vulnerabilidad sísmica, a presencia de rotulas plásticas en columnas que sobrepasan la prevención al colapso la estructura falla.

Modulo II – Dirección Y

 <p>Desplazamiento 6.80cm en el punto de control</p>	 <p>Desplazamiento 7.53cm en el punto de control</p>
<p>Durante los primeros análisis se puede notar la formación de rotulas en algunas vigas del primer Story de análisis, pero se mantienen en inmediata</p>	

ocupación lo cual no presenta ninguna importancia de seguridad estructural.

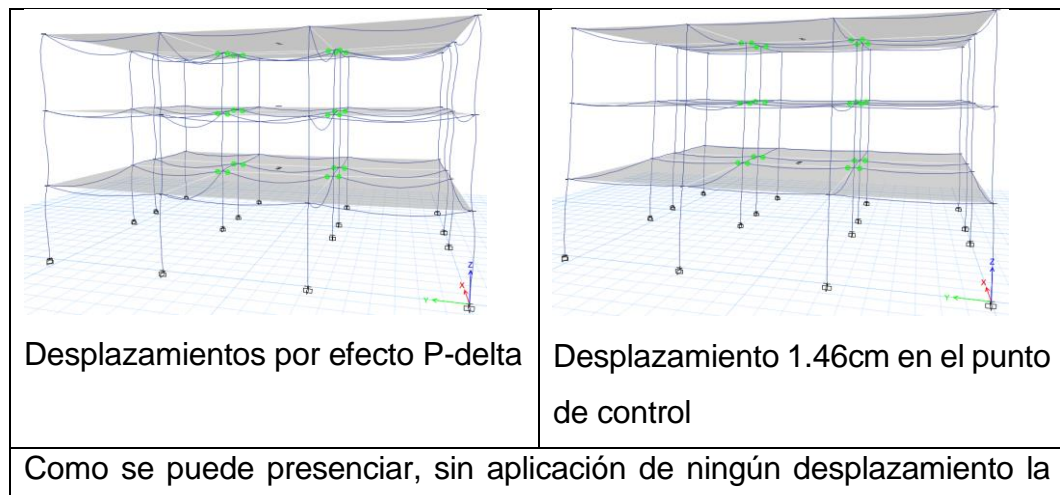


En el instante 8.38cm de empuje la estructura presenta la primera rotula plástica en columnas, pero se mantiene en el rango de seguridad de vida, en el instante 14.84 la estructura presenta rotulas en todas las columnas de las cuales 2 sobrepasan la prevención al colapso, 1 se encuentra en seguridad de vida y las demás en inmediata ocupación, posterior a esto la estructura falla.

Tabla 47. Incursión de las roturas en la dirección Y módulo II.

De la tabla 47 la estructura al inicio tiene un comportamiento aceptable, pero una vez incrementado el desplazamiento las rotulas aparecen en columnas que hace posible su falla inminente, la estructura si incursiona en el rango inelástico a diferencia del análisis del módulo I en la dirección X que falla por ductilidad.

Modulo II – Dirección X



estructura se encuentra plastificada, en la incursión de 1.46cm presenta las mismas rotulas.

Tabla 46. *Incursión de las roturas en la dirección X módulo I.*

De la tabla 46 podemos concluir que actualmente los elementos del centro de salud se encuentran plastificadas, por lo que es necesario la evacuación completa del módulo II. No se analiza incursión en la dirección X debido a que alcanza rápidamente la falla superando así las rotulas plásticas en el rango de prevención al colapso.

En el capítulo de resultados se presenta un resumen y de los efectos de las rotulas, niveles de desempeño por estructura y la condiciones en las cuales se encuentran, así mismo se relaciona los cortantes y esfuerzos con los problemas planteados.

3.10. CONSIDERACIONES ÉTICAS.

Partiendo de que la ética es una ciencia filosófica que estudia la moral en la sociedad, en la búsqueda de superación individual y de conocimiento esta investigación busca mejorar la seguridad de vida de los trabajadores del centro de salud amarilis, para ello se tiene que cumplir con responsabilidad todas las siguientes consideraciones:

- La investigación es sumamente metodológica y los resultados obtenidos servirán para determinar la seguridad de las personas que radican al establecimiento de salud amarilis.

- Para que la investigación tenga un valor ese necesario mencionar que se tuvo autorización de parte de los encargados del centro de salud, los cuales fueron testigos de los trabajos que se realizaron en dicho establecimiento.

- El investigador empleo al pie de la letra las normas internacionales para la aplicación y validación de la información presentada en esta tesis.

- Se realizo varias asesorías de tesis en las cuales el investigador sustenta, justifica y adopta recomendaciones de sus asesores realizadas en dichas instancias, con la finalidad de evitar errores en futuras investigaciones que tomen como referencia esta tesis.

CAPITULO IV

IV. RESULTADOS

En este capítulo presentaremos resultados para contrastar las hipótesis planteadas en el capítulo de discusión, para ello presentaremos los resultados de indicadores y su relación con las dimensiones, de igual manera las dimensiones y su relación con las variables. Apoyándonos en los objetivos de la presente investigación.

RESULTADOS DEL GRADO DE VULNERABILIDAD DEL MÓDULO I Y II.

De acuerdo al objetivo general de la investigación el cual fue “DETERMINAR EL GRADO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA APLICANDO EL ANÁLISIS NO LINEAL PUSHOVER, DEL CENTRO DE SALUD AMARILIS, DISTRITO DE AMARILIS, PROVINCIA DE HUÁNUCO - HUÁNUCO”, sabemos que el grado de vulnerabilidad está en función del desempeño estructural para lo cual presentamos la tabla:

Modulo I

Nivel de desempeño del módulo I					
Sismo	Totalmente operacional	Operacional	Seguridad de vida	Cerca al colapso	Colapso
Frecuente (43años)					
Ocasional (72años)				1.873%	
Raro (475años)					2.532%
Muy raro (970años)					No requiere
Porcentaje de deriva	0.20%	0.50%	1.50%	2.50%	> 2.50%

Tabla 47. Nivel de desempeño del módulo I.

Para un sismo ocasional o de servicio el punto de desempeño se

encuentra cerca al colapso, para un sismo raro o de diseño el punto de desempeño se encuentra fuera del rango Prevención al colapso es decir en colapso, para un sismo muy raro o máximo el punto de desempeño también se encuentra en colapso.

De acuerdo a lo planteado en la matriz de operacionalización de variables donde relacionaremos las variables, dimensiones, los indicadores, el nivel de medición, el índice y el valor obtenido teniendo que:

Matriz de operacionalizad de la variable "GRADO DE VULNERABILIDAD"					
Dimensiones	Indicadores	Nivel de medición	Índice	Valor	Conclusión
Ocupación inmediata	Daños ligeros	Bajo	% Nivel de desempeño $\leq 0.50\%$		Podemos determinar que el grado de Vulnerabilidad es Nivel Alto y se encuentra en el rango de Colapso con un valor de deriva de 2.532%
Seguridad de Vida	Daños moderados	Medio	$0.50\% \leq$ % Nivel de desempeño $\leq 1.50\%$		
Prevención al colapso	Daño extenso	Alto	$1.50\% \leq$ % Nivel de desempeño $\leq 2.50\%$	2.532	

Tabla 48. Resultados del módulo I del Grado de Vulnerabilidad.

Para esta condición los daños que se producirían serán totales de los soportes donde no será posible su reparación, produciéndose pérdidas de vidas y pérdidas económicas, esto se debe a la degradación de la rigidez lateral y poca capacidad de la estructura a la estabilidad, su reparación establece un alto costo y muy peligroso, por lo que, se recomienda la demolición. Pero se debe tomar en cuenta que si se puede recuperar la estructura analizando el costo beneficio.

Modulo II

Nivel de desempeño del módulo II					
Sismo	Totalmente operacional	Operacional	Seguridad de vida	Cerca al colapso	Colapso
Frecuente (43años)					
Ocasional (72años)				2.171%	
Raro (475años)					2.770%
Muy raro (970años)					No requiere
Porcentaje de deriva	0.20%	0.50%	1.50%	2.50%	> 2.50%

Tabla 49. Nivel de desempeño del módulo II.

Para un sismo ocasional o de servicio el punto de desempeño se encuentra cerca al colapso, para un sismo raro o de diseño el punto de desempeño se encuentra fuera del rango Prevención al colapso es decir en colapso, para un sismo muy raro o máximo el punto de desempeño también se encuentra en colapso.

De acuerdo a lo planteado en la matriz de operacionalización de variables donde relacionaremos las variables, dimensiones, los indicadores, el nivel de medición, el índice y el valor obtenido teniendo que:

Matriz de operacionalizad de la variable "GRADO DE VULNERABILIDAD"					
Dimensiones	Indicadores	Nivel de medición	Índice	Valor	Conclusión
Ocupación inmediata	Daños ligeros	Bajo	% Nivel de desempeño $\leq 0.50\%$		Podemos determinar que el grado de Vulnerabilidad es Nivel Alto y se encuentra en el rango de Colapso con un valor de deriva de 2.770%
Seguridad de Vida	Daños moderados	Medio	$0.50\% \leq$ % Nivel de desempeño $\leq 1.50\%$		
Prevención al colapso	Daño extenso	Alto	$1.50\% \leq$ % Nivel de desempeño $\leq 2.50\%$	2.770	

Tabla 50. Resultados del módulo II del Grado de Vulnerabilidad.

Para esta condición los daños que se producirían serán totales de los soportes donde no será posible su reparación, produciéndose pérdidas de vidas y pérdidas económicas, esto se debe a la degradación de la rigidez lateral y poca capacidad de la estructura a la estabilidad, también se aprecia el comportamiento de falla frágil y la plastificación de algunas rotulas sin presencia de un tipo de sismo, por lo que se recomienda demoler la estructura y una evacuación inmediata.

RESULTADOS DE LAS ROTULAS PLASTICAS DEL MÓDULO I Y II.

De acuerdo al objetivo específico 1 de la investigación el cual fue "DETERMINAR LA INFLUENCIA DE LAS ROTULAS PLÁSTICAS QUE ALCANZAN LA DEFORMACIÓN DE CEDENCIA EN EL GRADO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL CENTRO DE SALUD AMARILIS, DISTRITO DE AMARILIS, PROVINCIA DE HUÁNUCO - HUÁNUCO", de los análisis realizados en la tabulación y análisis de datos podemos presentar un resumen mediante la siguiente tabla:

Modulo I – Dirección X

Step	Despl. (cm)	Shear (Ton)	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
0	0.2319	320E-9	326				326
1	1.3236	66.58	326				326
2	3.3331	167.69	326				326
3	3.9048	181.70	326				326
4	3.9056	181.70	326				326
5	4.4090	189.90	326				326
6	4.4098	189.90	326				326
7	4.6992	193.66	325			1	326
8	4.7000	193.66	325			1	326
9	5.4976	201.55	324			2	324

Tabla 51. Resultados del módulo I dirección X - Rotulas que alcanzan la deformación de cedencia.

De la tabla anterior podemos determinar que la estructura colapsa en el instante 5.50cm luego de alcanzar que 2 rotulas alcancen la deformación de cedencia en el rango de colapso, estas rotulas pertenecen a 2 columnas por lo que se determina la relación directa entre el grado de vulnerabilidad y las rotulas que alcanzan la deformación de cedencia. Este comportamiento es propio de elementos que con incursionan en el rango inelástico de manera progresiva por el contrario alcanzan de inmediato el colapso, por lo que se puede concluir que es una estructura que presenta falla frágil.

Modulo I – Dirección Y

Step	Despl. (cm)	Shear (Ton)	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
0	0.2319	320E-9	326				326
1	0.2983	6.47	326				326

2	2.9651	71.07	326				326
3	4.9120	96.83	324	2			326
4	5.7564	103.44	319	7			326
5	6.7243	107.26	309	17			326
6	9.5019	112.89	289	36		1	326
7	11.5368	115.73	269	56		1	326
8	11.5376	113.83	269	55	1	1	326
9	11.6746	114.28	266	58	1	1	326
10	11.8368	114.59	265	59	1	1	326
11	11.8376	112.90	265	58	2	1	326
12	11.881	113.18	265	58	2	1	326
13	12.0764	113.75	265	58	2	1	326
14	12.7712	114.82	264	59	2	1	326
15	12.9450	114.99	264	59	2	1	326
16	12.9450	115.02	264	58	2	2	326

Tabla 52. Resultados del módulo I dirección Y - Rotulas que alcanzan la deformación de cedencia.

De la tabla anterior podemos determinar que la estructura colapsa en el instante 12.9450cm luego de que 2 rotulas alcancen la deformación de cedencia en el rango de colapso, es correcto mencionar mientras las rotulas se mantienen entre seguridad de vida e inmediata ocupación la estructura no sufre muchas alteraciones, ocurre un colapso cuando se presentan rotulas que pasan la prevención al colapso en columnas. Por lo que las rotulas influyen en el grado de vulnerabilidad.

Modulo II – Dirección X

Step	Despl. (cm)	Shear (Ton)	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
0	0.1564	39E-9	216	24			240
1	1.4576	44.41	216	24			240
2	2.8073	89.20	214	24		2	240

Tabla 53. Resultados del módulo II dirección X - Rotulas que alcanzan la deformación de cedencia.

Antes de empujar la estructura ya existen elemento plastificados, esto se debe a que están incursionando en el rango inelástico debido a las cargas gravitacionales, una vez que se presentan 2 rotulas que pasan la prevención al colapso la estructura colapsa, nuevamente nos ayuda a determinar las rotulas plásticas que alcanzan la deformación de cedencia en el rango de colapso influyen en el grado de vulnerabilidad sísmica.

Modulo II – Dirección Y

Step	Despl. (cm)	Shear (Ton)	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
0	0.1564		240				240
1	0.7472		240				240
2	5.3528		240				240
3	6.8049		231	9			240
4	7.5336		228	12			240
5	8.3753		226	14			240
6	14.8366		182	55	1	2	240
7	13.2824		182	51	5	2	240

Tabla 54. Resultados del módulo I dirección Y - Rotulas que alcanzan la deformación de cedencia.

De la tabla anterior podemos determinar que la estructura colapsa en el instante 13.2824cm luego de que 2 rotulas alcancen la deformación de cedencia en el rango de colapso 51 rotulas se encuentra en inmediata ocupación y 5 en seguridad de vida, las rotulas que alcanzan la deformación de cedencia más allá del rango de prevención al colapso nuevamente son columnas. Comprobándose una vez más que las rotulas influyen en el grado de vulnerabilidad sísmica.

RESULTADOS DE LOS DESPLAZAMIENTOS LATERALES DEL MÓDULO I Y II.

De acuerdo al objetivo específico 2 de la investigación el cual fue “EVALUAR LA RELACIÓN ENTRE LOS DESPLAZAMIENTOS LATERALES Y EL GRADO VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL CENTRO DE SALUD AMARILIS – HUÁNUCO”, de los análisis realizados en la tabulación y análisis de datos podemos presentar un resumen mediante las siguientes tablas:

Modulo I

Pisos	Deriva inelástica Dirección X (%)	Deriva inelástica Dirección Y (%)
Piso 3	1.305	1.784
Piso 2	1.857	2.532
Piso 1	1.675	2.446

Tabla 55. Resultados del módulo I derivas.

Modulo II

Pisos	Deriva inelástica Dirección X (%)	Deriva inelástica Dirección Y (%)
Piso 3	1.311	1.705
Piso 2	2.171	2.770
Piso 1	1.978	2.584

Tabla 55. Resultados del módulo II derivas.

Sabiendo los rangos del grado de vulnerabilidad en función de un porcentaje de la deriva: para ocupación inmediata menor 0.50%, para seguridad de vida mayor a 0.50% y menor a 1.50%, prevención al colapso mayor a 1.50% y menor a 2.50% y colapso mayor a 2.50% de la deriva. Podemos apreciar que la deriva nos determina cual es el grado de

vulnerabilidad, pero ocurre que cuando existe una falla frágil en alguno de los elementos esto condiciona a la estructura a no incursionar en el rango inelástico por lo que los desplazamientos en este caso no determinarían el grado de vulnerabilidad sino la falta de ductilidad de los elementos que ocasiona una falla frágil por lo que necesariamente no solo importa la sección de los elementos para garantizar el comportamiento adecuado sino la ductilidad de las mismas.

En las tablas 54 y 55 podemos ver que los desplazamientos más altos están en la dirección “Y” pero la falla más rápida se produce en la dirección “X”, esto se debe a lo que se produce la incursión de rotulas plásticas en el rango de colapso de manera rápida debido a la poca ductilidad de elementos lo cual también pudimos verificar al evaluar la estructura con la norma vigente, la presencia de columnas débiles frente a vigas fuertes.

De no existir una falla frágil en la estructura la relación sería directamente proporcional entre los desplazamientos y el grado de vulnerabilidad.

RESULTADOS DE LOS ESFUERZOS RESISTENTES Y DUCTILIDAD DE LOS ELEMENTOS DEL MÓDULO I Y II.

De acuerdo al objetivo específico 3 de la investigación el cual fue “DETERMINAR SI EXISTE UNA RELACIÓN ENTRE LAS DIMENSIONES DE ESFUERZOS RESISTENTES, DUCTILIDAD DE LOS ELEMENTOS Y EL GRADO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL CENTRO DE SALUD AMARILIS – HUÁNUCO”, de los análisis realizados en la tabulación y análisis de datos podemos presentar un resumen mediante la siguiente tabla:

Modulo I y II

MODULOS	Rango elástico	Rango inelástico	
	Cortante Elástico (Tonf)	Cortante Inelástico (Tonf)	SobreResistencia Cort. Inelástico / Cortante elástico

Módulo I - X	167.69	201.55	1.2019
Módulo I - Y	75.40	115.78	1.5355
Módulo II - X	89.20	89.20 (falla frágil)	1.0000
Módulo II - Y	54.36	69.16	1.2722

Tabla 56. Esfuerzos en el rango elástico e inelástico.

Para determinar la relación que existe entre los esfuerzos resistentes y el grado de vulnerabilidad sísmica tendremos que evaluarlo mediante la sobrerresistencia, para ello verificamos los valores obtenidos en la tabla 56, en cuanto al módulo I presenta una sobrerresistencia de 1.2019 en la dirección de análisis X y 1.5355 en la dirección de análisis Y, esto quiere decir que la estructura tiene mayor incursión en el rango inelástico en la dirección Y comprándose así que a más sobrerresistencia mejor comportamiento estructural y menor grado de vulnerabilidad sísmica. De igual manera el módulo II presenta una falla frágil donde no logra incursionar en el rango inelástico esto es determinante para determinar el grado de vulnerabilidad que presenta. La ductilidad está relacionada con la sobrerresistencia por lo que para ambos casos se determina que sí existe una relación de inversamente proporcional al grado de vulnerabilidad, es decir, a mayor sobrerresistencia menor grado de vulnerabilidad.

CAPITULO V

V. DISCUSIÓN

En este capítulo contrastaremos los resultados con las hipótesis planteadas en el capítulo 1.6, para ello presentaremos cada hipótesis determinando su veracidad, es bueno mencionar que los datos no son estadísticos ni probabilísticos, por lo que el nivel es de carácter explicativo buscaremos ver los efectos que presenta el centro de salud a causa de los eventos sísmicos y características estructurales propias de la edificación.

A continuación, pasamos a discutir las hipótesis:

HIPÓTESIS GENERAL

EL GRADO VULNERABILIDAD SÍSMICA SERÁ: “**SEGURIDAD DE VIDA (DAÑOS MODERADOS)**”, ANTE LA APLICACIÓN DEL ANALISIS NO LINEAL PUSHOVER EN EL CENTRO DE SALUD AMARILIS – HUÁNUCO.

Datos obtenidos

El grado de vulnerabilidad sísmica obtenido es de **Colapso**, para la sollicitación de sismo de diseño y sismo máximo, debido que para ambos módulos el índice de la deriva es superior a 2.50%.

Pero ¿qué nos indica este valor y este rango?, pues que el grado de vulnerabilidad es alta ya que esta fuera de una sollicitación adecuada para la estructura, como lo menciona VISION 2000, el objetivo de capacidad de la estructura que debe presentar para los sismos mencionados deben encontrarse en totalmente operacional para una estructura de seguridad crítica como es el centro de salud, a continuación se muestra la capacidad aceptable para cada objetivo de capacidad estructural ya sea básico (edificaciones de categoría C), esencial (edificaciones de categoría B) y seguridad crítica (edificaciones de categoría A). Es bueno resaltar que no se permite la incursión en el colapso de ninguna estructura.

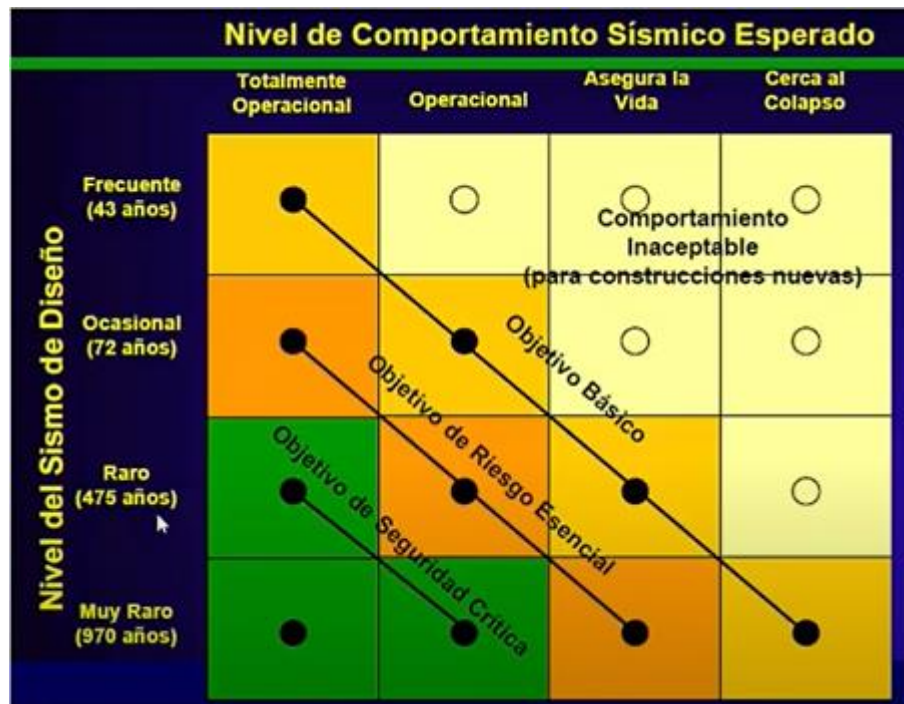


Figura N° 51: Nivel de comportamiento sísmico esperado VISION 2000.

Conclusión

La hipótesis general planteada inicialmente se rechaza debido a los efectos encontrados en el centro de salud.

El nivel de vulnerabilidad es alto.

El grado de vulnerabilidad es el de Colapso.

HIPÓTESIS ESPECIFICO 1

Las rotulas plásticas que alcanzan la deformación de Cedencia influyen de manera significativa en el Grado de Vulnerabilidad Sísmica del centro de salud Amarilis, distrito de Amarilis, Provincia de Huánuco - Huánuco - 2021.

Datos obtenidos

En el módulo I dirección X se encontraron que 324 rotulas no alcanzan la deformación de cedencia, **2 rotulas alcanzan la deformación de cedencia en el rango de colapso.**

En el módulo I dirección Y se encontraron que 265 rotulas no alcanzan la deformación de cedencia, 58 rotulas alcanza la deformación de cedencia en el rango inmediata ocupación y seguridad de vida, 2 rotulas se encuentran

en el rango seguridad de viga y prevención al colapso y **1 rotula alcanza la deformación de cedencia en el rango de colapso.**

En el módulo II dirección X se encontraron que 214 rotulas no alcanzan la deformación de cedencia, 24 rotulas alcanzan la deformación de cedencia en el rango inmediata ocupación y seguridad de vida y **2 rotulas alcanzan la deformación de cedencia en el rango de colapso.**

En el módulo I dirección Y se encontraron que 182 rotulas no alcanzan la deformación de cedencia, 51 rotulas alcanza la deformación de cedencia en el rango inmediata ocupación y seguridad de vida, 5 rotulas se encuentran en el rango seguridad de viga y prevención al colapso y **2 rotulas alcanzan la deformación de cedencia en el rango de colapso.**

Conclusión

Las rotulas que alcanzan la deformación de cedencia en el rango de colapso determinan el grado de vulnerabilidad, por lo que la hipótesis específica 1 se valida, ya que sí existe una influencia entre la deformación de cedencia y el grado de vulnerabilidad sísmica en este caso ambos en colapso.

HIPÓTESIS ESPECIFICO 2

La relación entre los desplazamientos laterales y el grado vulnerabilidad sísmica es directamente proporcional en el centro de salud Amarilis, distrito de Amarilis, Provincia de Huánuco - Huánuco.

Datos obtenidos

Para el módulo I en la dirección X se presenta 1.857% de porcentaje de deriva y en la dirección Y se presenta 2.532% de porcentaje de deriva, pero la estructura alcanza el colapso primero en la dirección de análisis X cuando debería alcanzarlo primero en la otra dirección por presentar más deriva. Esto se debe principalmente a que la estructura presenta una falla frágil en la dirección X.

Para el módulo II en la dirección X se presenta 2.171% de porcentaje de deriva y en la dirección Y se presenta 2.770% de porcentaje de deriva, pero la estructura alcanza el colapso primero en la dirección de análisis X cuando debería alcanzarlo primero en la otra dirección por presentar más

deriva. Esto se debe principalmente a que la estructura presenta una falla frágil en la dirección X la cual se confirma en la hipótesis 3.

Conclusión

Se rechaza la hipótesis planteada debido a que no se encontró la relación de deriva y desplazamiento, la vulnerabilidad para la estructura lo define principalmente el comportamiento estructural, cabe señalar un mal comportamiento de rotulas, columna débil viga fuerte, baja ductilidad.

De no tener la presencia de estas patologías si existiría una relación directa entre el desplazamiento y el grado de vulnerabilidad.

HIPÓTESIS ESPECIFICO 3

Sí existe una relación entre las dimensiones de Esfuerzos Resistentes, Ductilidad de los elementos y el grado de Vulnerabilidad Sísmica del centro de salud Amarilis, distrito de Amarilis, Provincia de Huánuco - Huánuco.

Datos obtenidos

Para el módulo I se obtuvo una sobrerresistencia en la dirección X de 1.2019 y en la dirección Y de 1.5355.

Para el módulo II se obtuvo una sobrerresistencia en la dirección X de 1.0000 y en la dirección Y de 1.2722.

Para los datos obtenidos se puede referenciar que cuando una estructura no incursiona en el rango elástico la sobrerresistencia es baja con valores cercanos a 1.0000, a diferencia de la hipótesis 3 aquí si existe una relación entre los esfuerzos resistentes, la ductilidad y el grado de vulnerabilidad el cual es inversamente proporcional.

Conclusión

Se acepta la hipótesis ya que la relación entre los esfuerzos, ductilidad de los elementos y el grado de vulnerabilidad sísmica si se puede determinar cómo inversamente proporcional, es decir a mayor sobrerresistencia menor grado de vulnerabilidad.

CONCLUSIONES

1. El grado de vulnerabilidad sísmica del Centro de Salud Amarilis es de Colapso es decir de nivel es alto ya que presenta valores de derivas superiores a 2.50% para ambos módulos, además la presencia de rotulas plásticas que alcanzan la deformación de cedencia en el rango de colapso hace que la edificación no incurriera en el rango inelástico de manera adecuada provocando así una falla frágil, este grado de vulnerabilidad es inaceptable para una edificación esencial inclusive inaceptable para una edificación básica.
2. Las rotulas que alcanzan la deformación de cedencia en el rango de colapso determinan el grado de vulnerabilidad, por lo que la hipótesis específica 1 se valida, ya que sí existe una influencia entre la deformación de cedencia y el grado de vulnerabilidad sísmica en este caso ambos en colapso. Por otro lado, la poca plastificación de elementos indica que la estructura no incurriera de manera adecuada en el rango inelástico.
3. Para este caso de los módulos I y II del centro de Salud Amarilis en lo que corresponde a los desplazamientos laterales no se garantiza la relación proporcional que a mayor desplazamiento mayor grado de vulnerabilidad, debido a la poca ductilidad de los elementos.
4. Existe una relación marcada de inversamente proporcionalidad entre el grado de vulnerabilidad sísmica y la sobrerresistencia, es decir a mayor sobrerresistencia menor grado de vulnerabilidad.
5. La investigación tuvo un fin de entender el comportamiento estructural de manera local y global es decir cuánto puede afectar la falla de un elemento para el determinar el comportamiento de la estructura.

RECOMENDACIONES O SUGERENCIAS

1. La estructura del módulo I puede ser recuperada mediante reforzamiento, la estructura del módulo II por el contrario no puede ser reforzada debido a que presenta plastificación por carga gravitatoria, se recomienda en el caso del módulo I un reforzamiento con elementos estructurales de concreto armado, se recomienda en el módulo II la demolición y la construcción de una nueva estructura que cumpla con la norma sísmica E030.
2. Para un mejor comportamiento de los elementos estructurales y su adecuada incursión en el rango inelástico se necesita reforzar haciendo un análisis lineal y uno no lineal para la verificación del desempeño en el rango inelástico.
3. Se sugiere no solo verificar los desplazamientos cuando se realice un diseño pues no da garantías de que la estructura tenga un buen comportamiento, se necesita realizar un análisis por desempeño ya que en esto podemos conocer si las rotulas plastificaran adecuadamente.
4. Se sugiere para cualquier diseño que la sobrerresistencia tenga valores altos para que incurriere de manera adecuada en el rango inelástico.
5. Es indispensable que se verifique de manera correcta el comportamiento individual de cada elemento estructural ya sea comprobación viga débil columna fuerte, estabilidad del elemento, sobreesfuerzo e incursión en el rango inelástico, porque esto depende el comportamiento global de la estructura.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Cedeño Mejía, H. A. (2017). *Análisis de la estructura deficiente del centro médico Virgen del Cisne y estudio de reforzamiento con elementos metálicos*. (Tesis de Grado). Universidad de Guayaquil – Guayaquil, Ecuador.
- Razo Carrasco, D. (2019). *Evaluación integral de la seguridad estructural de edificaciones existentes dañadas por sismos de gran magnitud*. (Revista de Ingeniería Sísmica). Sociedad mexicana de ingeniería sísmica – ciudad de México, México.
- Ledesma Bastidas, L. Y. & Martínez Monroy, L. V. (2018). *Evaluación por desempeño del diseño estructural de viviendas en estado de vulnerabilidad alta en la ciudad de Bogotá-Caso de estudio localidad de: Bosa, ciudad Bolívar, San Cristóbal y Usme*. (Tesis de Grado). Universidad Católica de Colombia – Bogotá, Colombia.
- Lozano Chavez, G. A. (2020). *Evaluación estructural de construcciones masivas de tierra utilizando modelos numéricos avanzados: el caso de la huaca de la luna*. (Tesis de Grado). Pontificia Universidad Católica del Perú – Lima, Perú.
- Orderique Pacherras, O. A. (2019). *Evaluación estructural aplicando el método de índices de vulnerabilidad en la I.E. Santa Lucía, Provincia Ferreñafe – Región Lambayeque*. (Tesis de Grado). Universidad Cesar Vallejo - Chiclayo, Perú.
- Gonzales Paliza, E. M. (2018). *Evaluación estructural del Hall de San Jerónimo de la Iglesia de la Natividad de Belén – Región Lima*. (Tesis de Maestría). Pontificia Universidad Católica del Perú – Lima, Perú.

- Cucho Salinas, H. M. & Núñez Cusma. K. M. (2018). *Evaluación de la vulnerabilidad estructural aplicando el método Hirosawa para determinar la seguridad sísmica del hospital regional de Lambayeque*. (Tesis de Grado). Universidad San Martín de Porras – Chiclayo, Perú.
- Torres Peceres, H. E. (2009). *Evaluación estructural de la torre de la Basílica de la Merced - Lima - Perú*. (Tesis de Grado). Universidad Ricardo Palma – Lima, Perú.
- Gálvez Chunas, V. A. (2011). *Evaluación del Desempeño Sismorresistente Usando Análisis No Lineal en el Tiempo*. (Tesis de Grado). Pontificia Universidad Católica del Perú – Lima, Perú.
- Gómez Prado, W. (2014). *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de centros de salud del distrito de Ayacucho*. (Tesis de Grado). Universidad Nacional de Huancavelica – Huancavelica, Perú.
- Maldonado Tapia, R. A. (2012). *Sensibilidad y seguridad de estructuras de Hormigón en régimen no lineal*. (Tesis de Maestría). Universidad Politécnica de Cataluña – Barcelona, España.
- Espada Chilin, S. M. & Mego Farías. A. S. (2020). *Procedimiento para una evaluación estructural en una vivienda de concreto armado*. (Tesis de Grado). Pontificia Universidad Católica del Perú – Lima, Perú.
- ASCE/SEI 41-13 (2014). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Building's*. (This Document uses both international). American Society of Civil Engineers – Estados Unidos.
- ATC-40 CAP. 8 (1996). *Procedimiento de Análisis Estático No Lineal. (Código Americano)*

- Build Change (2012). *Manual de Evaluación y Reforzamiento Sísmico para Reducción de Vulnerabilidad en Viviendas*. (Revista de Investigación).
- Organización Panamericana de Salud (2004). *Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud*. (Libro). Washington, D.C.
- Bruno Bazzano, J. (2017). *Introducción al Análisis No Lineal de Estructuras*. (Libro). Universidad de la Republica de Uruguay.

ANEXO 1 – MATRIZ DE CONSISTENCIA

EVALUACIÓN ESTRUCTURAL MEDIANTE EL ANÁLISIS NO LINEAL PUSHOVER, PARA ESTABLECER EL GRADO DE VULNERABILIDAD SISMICA QUE PRESENTA EL CENTRO DE SALUD AMARILIS – HUÁNUCO							
PROBLEMAS	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES	DEFINICION CONCEPTUAL	DIMENSIONES	Indicadores	Medición
Problema General	Objetivo General	Hipótesis General					
¿CUÁL SERA EL GRADO DE VULNERABILIDAD SISMICA ANTE LA APLICACIÓN DEL ANÁLISIS NO LINEAL PUSHOVER, EN EL CENTRO DE SALUD AMARILIS - HUÁNUCO?	DETERMINAR EL GRADO DE VULNERABILIDAD SISMICA APLICANDO EL ANÁLISIS NO LINEAL PUSHOVER, EN EL CENTRO DE SALUD AMARILIS - HUÁNUCO	EL GRADO VULNERABILIDAD SISMICA ES DE SEGURIDAD DE VIDA , ANTE LA APLICACIÓN DEL ANALISS NO LINEAL PUSHOVER EN EL CENTRO DE SALUD AMARILIS - HUÁNUCO	Variable Independiente: ANÁLISIS NO LINEAL PUSHOVER	El análisis no lineal Pushover es una técnica simple y eficiente para estudiar la capacidad, resistencia-deformación de una estructura bajo una distribución esperada de fuerzas inerciales sísmicas. Este análisis se realiza sometiendo a la estructura a un patrón de cargas laterales Fi que se incrementan de manera monotónica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima.	Rotulas Plásticas	*Deformación de Cedencia	Adimensional
					Desplazamientos Laterales	* Deriva elástica * Deriva Inelástica	Adimensional
					Esfuerzos Resistentes	Cortante de Diseño (elástico)	Tonf
						Cortante máximo (inelástico)	
Ductilidad de los elementos	Estado de Falla Balanceada	Adimensional					
Problemas específicos	Objetivos Específicos	Hipótesis Específicas					
¿Cuál es la influencia de las rotulas plásticas que alcanzan la deformación de Cedencia en el Grado de Vulnerabilidad Sísmica del centro de salud Amarilis - Huánuco?	Determinar la influencia de las rotulas plásticas que alcanzan la deformación de Cedencia en el Grado de Vulnerabilidad Sísmica del centro de salud Amarilis - Huánuco	Las rotulas plásticas que alcanzan la deformación de Cedencia influyen de manera significativa en el Grado de Vulnerabilidad Sísmica del centro de salud Amarilis - Huánuco	Variable Dependiente: GRADO DE VULNERABILIDAD SISMICA	La vulnerabilidad sísmica de una estructura se define como la predisposición intrínseca a sufrir daño los elementos estructurales (viga, columna) ante la ocurrencia de un movimiento sísmico que puede ser clasificada según el ATC-40 como sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo. Así mismo la norma FEMA y ASCE 41-13 clasifican esta vulnerabilidad sísmica como el nivel de desempeño que presentará la estructura los cuales son: Totalmente operativo, Operacional (inmediata ocupación), Seguridad de Vida, Pre-Colapso y Colapso, a su misma vez el nivel de desempeño está relacionado con el Nivel de daño los cuales son respectivamente: No daño, ligero (daños menores), moderado (daños reparables), Extenso (daño irreparable), Colapso.	Ocupación Inmediata (IO)	Daños ligeros	Adimensional
¿Cómo se relacionaría los desplazamientos laterales y el grado vulnerabilidad sísmica del centro de salud Amarilis - Huánuco?	Evaluar la relación entre los desplazamientos laterales y el grado vulnerabilidad sísmica del centro de salud Amarilis - Huánuco	La relación entre los desplazamientos laterales y el grado vulnerabilidad sísmica es directamente proporcional en el centro de salud Amarilis - Huánuco			Seguridad de Vida (LS)	Daños moderados	Adimensional
¿Existirá relación entre las dimensiones de Esfuerzos Resistentes, Ductilidad de los elementos y el grado de Vulnerabilidad Sísmica del centro de salud Amarilis - Huánuco?	Determinar si existe una relación entre las dimensiones de Esfuerzos Resistentes, Ductilidad de los elementos y el grado de Vulnerabilidad Sísmica del centro de salud Amarilis, distrito de Amarilis, Provincia de Huánuco - Huánuco	Si existe una relación entre las dimensiones de Esfuerzos Resistentes, Ductilidad de los elementos y el grado de Vulnerabilidad Sísmica del centro de salud Amarilis - Huánuco			Prevención al Colapso (CP)	Daños Extenso	Adimensional

ANEXO 2 - CONSENTIMIENTO INFORMADO 1
UNIVERSIDAD NACIONAL HERMILIO VALDIZÁN
ESCUELA ACADEMICA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

Responsables de la investigación: Jesús Samuel Solórzano Campó/David

Tacuche Carbajal

Correo electrónico: jesussolorzano85@gmail.com / David.hco.31@gmail.com

Asesor: Ing. Earle TANGO A BERNARDO

El objetivo general es: Determinar el grado de vulnerabilidad sísmica mediante el análisis no lineal Pushover, del centro de salud amarilis – Huánuco 2021.

Yo: Gina Diana Cornejo Cari arquitecta de profesión identificada con DNI 48104133 natural de la ciudad de Lima, acepto voluntariamente formar parte del estudio de investigación en la que participe en la recopilación de información de la parte arquitectónica.

En señal de conformidad, con lo detallado, suscribe el presente documento.

Gina Diana Cornejo Cari

ANEXO 3 - INSTRUMENTOS

FORMATO DE DATOS PARA EVALUACION ESTRUCTURAL						
Ficha N°:			Hora de Inspección:			
Fecha de Inspección:			Duración de Visita:			
IDENTIFICACION DEL INSPECTOR						
Nombre del Inspector:						
Carrera:		DNI:		Institución:		
Nombre del Asistente:				Carrera:		
IDENTIFICACION DEL INMUEBLE						
Encargado del Inmueble:						
Nombre de la Edificación:						
Dirección:				Código Postal:		
Distrito:		Provincia:		Región:		
Referencia:				Coord. UTM:		
Información proporcionada por:				Cargo:		
Teléfono:			Correo Electrónico:			
USO (Anotar % de área para cada uso, debe sumar 100%)						
Hospitalario	1er nivel de atención	Ocupación:	Habitada / en Uso	Categoría de la Edificación	A	Edificaciones Esenciales
	2do nivel de atención		Abandonado / Desocupada		B	Edificaciones Importantes
	3er nivel de atención		Desocupada por Daños		C	Edificaciones Comunes
	Posta medica		<input type="checkbox"/> Otro		D	Edificaciones Menores
	Centro de salud					
TERRENO Y CIMENTACION						
Topografía	Plano	Nivel Napa Freática:		Tipo Suelo	Limo	Cimentación
	Ladera de cerro	Pendiente Terreno:			Arcilla	
	Riviera rio	Distancia a río/lago/mar:			Arena	
	Fondo Valle	Otro:			Granular	
	Deposito				Roca	
CLIMA Y DESCRIPCION DEL MEDIO (en contacto con la Estructura)						
Atmósfera	Rural	Agu a	<input type="checkbox"/> Natural	Suelo	Natural	Otro Medio
	Urbana		<input type="checkbox"/> Potable		Relleno	
	Marina		<input type="checkbox"/> Industrial		Jardines	
	Industrial		<input type="checkbox"/> Salobre		Humedad	
	Otros		<input type="checkbox"/> Residual		Otros	
PROPIEDADES FISICAS Y QUIMICAS DEL MEDIO						
Atmósfera	Humedad Relativa		Cloruros		Suelo	Cloruros
	Temperatura		Sulfatos			Sulfatos
	Vientos		PH			PH
	Otros		Temperatura			Humedad
			Otros			Nivel Freático

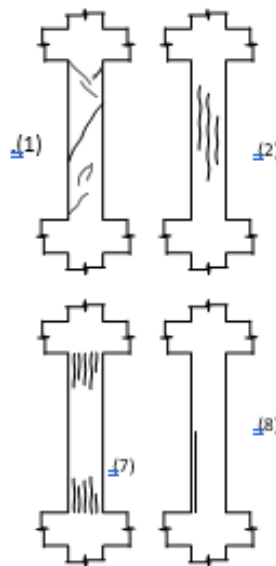


TIPOS DE PATOLOGIA EN ESTRUCTURAS

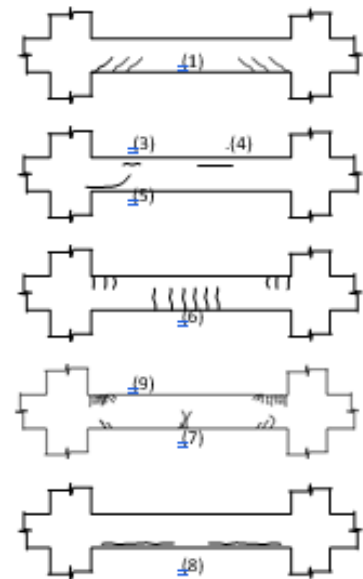
Tipo de Daño y Características:

- 1) Fisuras Inclinas por Cortante
- 2) Fisuras de Compresión
- 3) Fisuras de Anclaje
- 4) Fisuras de Deslizamiento de Anclaje
- 5) Fisuras de Adherencia
- 6) Fisuras Normales al eje por flexión
- 7) Fisuras por Rotura/Deslizamiento de Estribos
- 8) Fisuras por Corrosión del Acero
- 9) Aplastamiento del Concreto y Barras Expuestas
- 10) Fisuras por Movimiento de Encofrado
- 11) Fisuras por Asiento del Concreto
- 12) Fisuras por Cizalle
- 13) Fisuras por Falta de Estribos
- 14) Columna Corta
- 15) Falla encuentro en Vigas
- 16) Fisuras por Retracción
- 17) Punzonamiento
- 18) Fisuras por Torsión

En Columnas:



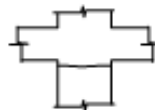
En Vigas:



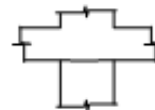
18)



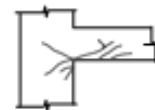
10)



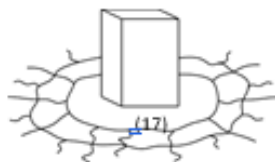
11)



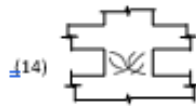
12)



13)



17)



14)



15)

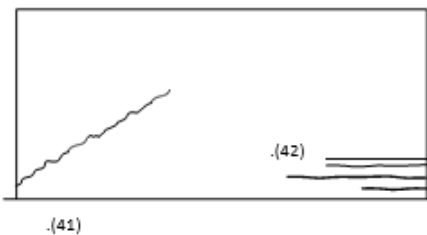
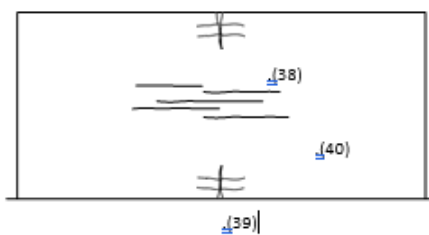
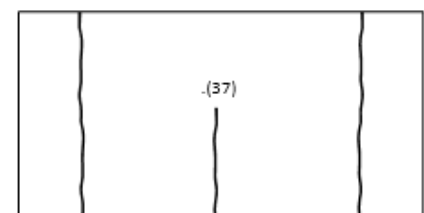
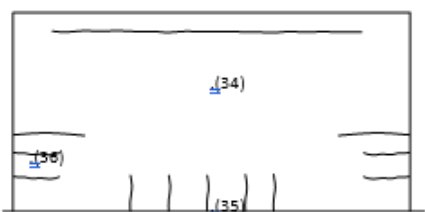
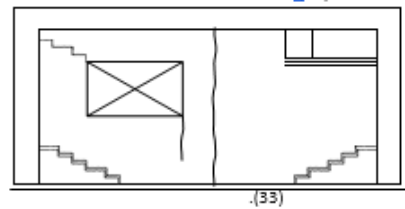
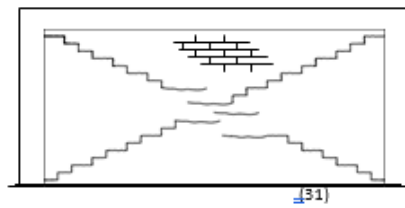
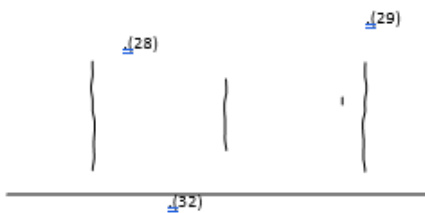
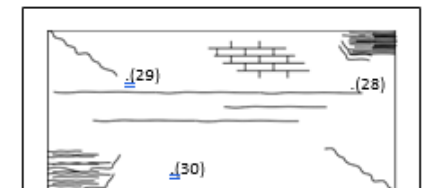
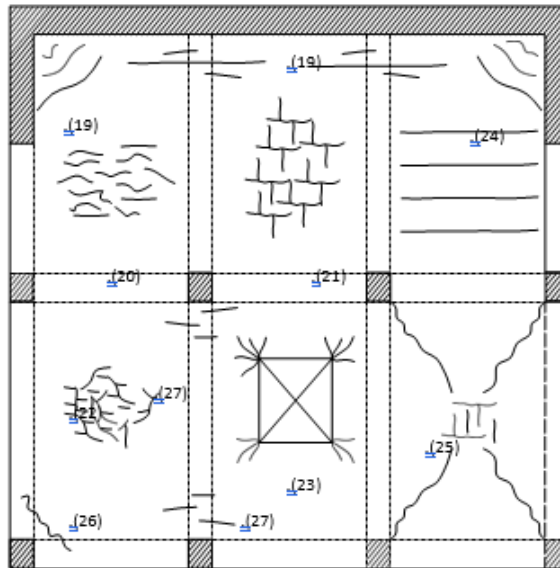


16)

TIPOS DE PATOLOGIA EN ESTRUCTURAS

Tipo de Daño y Características en Losas y Muros:

- .(19) Fisuras por Tensión por Restricción de Muros
- .(20) Fisuras por Retracción Hidráulica
- .(21) Fisuras por Retracción Térmica
- .(22) Fisuras por Retracción Plástica
- .(23) Fisuras por Corte en Vanos
- .(24) Fisuras por Corrosión del Acero
- .(25) Fisuras por Flexión
- .(26) Fisuras por Momentos Torsionales
- .(27) Fisuras por Tensión por Restricción de Columna
- .(28) Fisuras por Aplastamiento
- .(29) Fisuras por Tracción Diagonal
- .(30) Fisuras por Cizallamiento
- .(31) Fisuras por Cortante
- .(32) Fisuras por Flexión
- .(33) Fisuras por Asentamiento Difer. de Cimentación
- .(34) Fisura en Muro por dilatación de Losa de Techo
- .(35) Fisura por Contracción de Secado
- .(36) Fisura por Contracción Térmica
- .(37) Fisura por Falta de Juntas
- .(38) Fisura por Aplastamiento
- .(39) Fisura por Asentamiento
- .(40) Fisura por Pandeo
- .(41) Fisura por Corte
- .(42) Fisura por Flexión

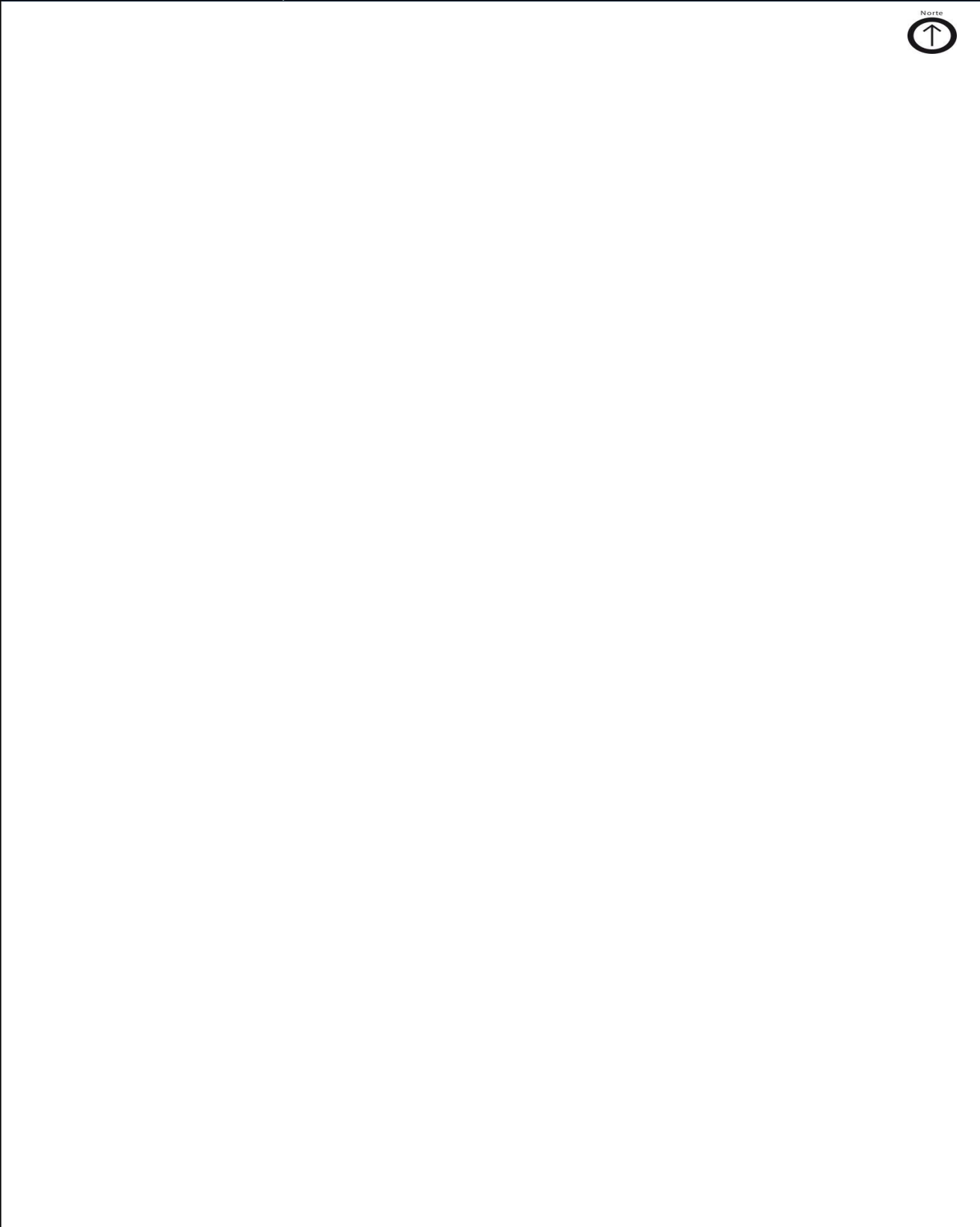


INFORMACIÓN POR INMUEBLE				
Edificación N° :				
Ambientes:				
DATOS GENERALES				
Constructor:				
Arquitecto Proyectista:				
Proyectista Ingeniero Estructural:				
Proyectista Ingeniero Sanitario:				
Proyectista Ingeniero Eléctrico:				
Año del Proyecto:	Año de Construcción:		N° Intervenciones:	
Planos de Construcción:	Arquitectura	Estructuras	Memoria Cálculo	Autoconstrucción (<i>sin cálculo</i>)
Especificar:				
Norma Utilizada:	Documentos Geotécnicos:		Documentos de Obra:	
CARACTERISTICA DE LA EDIFICACION				
Tipo de Inmueble:	Área Piso Típico:		Construcción Completa:	
N° Plantas sobre nivel:	Área Total:		Edificación Aislada:	
N° Sotanos:	Dimensiones Generale s:			
N° Nucleo Escalera:	X: Frente=	Alt. 1er Nivel=	Alt. Total =	
N° Nucleo Ascensor:	Y: Fondo=	Alt. Entrepiso =	Junta Sismica =	
SISTEMA ESTRUCTURAL				
CONCRETO ARMADO	ALBAÑILERIA	ACERO	MADERA	
<input type="checkbox"/> Porticos de C.A	Simple	Porticos Ductiles	Marco de Madera	
<input type="checkbox"/> Muros Estructurales	Confinada	Arriostrados Excéntrico	Muros de Madera	
<input type="checkbox"/> Sistema Dual	Armada	Arriostrados en Cruz	Quincha	
<input type="checkbox"/> Muros de Ductilidad Limitada	Adobe		Drywall	
MATERIALES (empleados en la edificación)				
CONCRETO ARMADO	ALBAÑILERIA	ACERO	MADERA	
<input type="checkbox"/> Cemento	Arcilla Artesanal	Perfiles de Acero	Madera	
<input type="checkbox"/> Concreto Simple	Arcilla Industrial	Sección Llena	Triplay	
<input type="checkbox"/> Concreto Armado (<i>In situ</i>)	Bloque de Concre to	Tubular	Quincha	
<input type="checkbox"/> Concreto Armado (<i>Premezclado</i>)	Silicio Calcareo	Soldadura	Clavos	
<input type="checkbox"/> Prefabricado	Adobe	Pernos	Pernos	
EVALUACION DE DAÑOS				
<input type="checkbox"/> Grietas en terreno circundante	Licuación de arenas	Colapso Total	Colapso Parcial	
<input type="checkbox"/> Hundimientos diferenciales	Hundimiento (-) cm	Choque Edificio	Techo	
<input type="checkbox"/> Deslizamiento de taludes	Emersión (+) cm		Planta Baja	

<input type="checkbox"/> Socovación	<input type="checkbox"/> Inclinación del edificio	%
<input type="checkbox"/> Erosión		

Piso Intermedio	
Sección del Edificio	%

CROQUIS DISTRIBUCCION DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL INMUEBLE



ENSAYOS PARA EVALUACION

CONCRETO

<input type="checkbox"/> Muestras de Diamantinas (04 por elemento) <input type="checkbox"/> Vigas: kg/cm2 <input type="checkbox"/> Columnas: kg/cm2 <input type="checkbox"/> Zapatas: kg/cm2	<input type="checkbox"/> Ensayos de Carbonatación <input type="checkbox"/> Vigas: <input type="checkbox"/> Columnas: <input type="checkbox"/> Zapatas:	<input type="checkbox"/> Ensayos de Contenido de Cloruros <input type="checkbox"/> Vigas: <input type="checkbox"/> Columnas: <input type="checkbox"/> Zapatas:
Nivelación de Superficie <input type="checkbox"/> Losas de Piso cm <input type="checkbox"/> Losas de Techo cm	<input type="checkbox"/> Humedad Relativa <input type="checkbox"/> Vigas: % <input type="checkbox"/> Columnas: % <input type="checkbox"/> Zapatas: %	<input type="checkbox"/> Verticalidad Elementos Verticales <input type="checkbox"/> Columnas: <input type="checkbox"/> Muros de Albañilería: <input type="checkbox"/> Muros de C. Armado:

LOCALIZACION, RECUBRIMIENTO Y AREA DEL ACERO DE REFUERZO

<input type="checkbox"/> Vigas:				<input type="checkbox"/> Columnas:				<input type="checkbox"/> Muros de C. Armado				
Elem.	As(+)	As(-)	Estríb.	Recub.	Elem.	As	Estríb.	Recub.	Elem.	As(Horiz)	As(Vert.)	Recub.

ENSAYO DE TRACCION DEL ACERO DE REFUERZO

Resistencia de Fluencia del Acero $F_y =$ kg/cm2

VULNERABILIDAD EN ESTRUCTURAS

Posición de la Edificación: En Esquina Entre Edificaciones Aislado

IRREGULARIDAD EN PLANTA IRREGULARIDAD EN ELEVACION

<input type="checkbox"/> Asimetría <input type="checkbox"/> Abertura en planta > 50% <input type="checkbox"/> Esquinas entrantes > 20%	<input type="checkbox"/> En Rigidez <input type="checkbox"/> En Masa <input type="checkbox"/> Geometría Vertical	<input type="checkbox"/> Cortinas y Muros que no llegan a la Cimentación <input type="checkbox"/> Columnas Cortas <input type="checkbox"/> Apoyos en Diferentes Niveles
----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

OTROS PUNTOS DE VULNERABILIDAD EDIFICIO VECINO CRITICO

<input type="checkbox"/> Conexión excéntrica Viga-Columna <input type="checkbox"/> Péndulo Invertido <input type="checkbox"/> Columna Débil - Viga Fuerte <input type="checkbox"/> Elemento Resistente más del 35% del Sismo	N° De Pisos: <input type="checkbox"/> Sistema Aporticado Junta Sísmica: <input type="checkbox"/> Sistema Albañilería <input type="checkbox"/> En Uso <input type="checkbox"/> Otro <input type="checkbox"/> Pisos a Diferentes Alturas	<input type="checkbox"/> Sin Daño <input type="checkbox"/> Daño Medio <input type="checkbox"/> Daño Severo
---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

ANEXO 4 – RESULTADOS DE PRUEBAS DE ESCLEROMETRIA



INVERSIONES

EHEC S.C.R.L. PERÚ

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS – ASFALTO – CONCRETO Y ENSAYO DE MATERIALES DE CONSTRUCCION

PROYECTO:	0
UBICACION:	0
PROPIETARIO:	0
SOLICITA:	0
CODIGO:	CL-01
ELEMENTO:	COLUMNA PRIMER NMEL
DETALLE:	METODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR EL NUMERO DE REBOTE DEL HORMIGON (CONCRETO) ENDURECIDO (ESCLEROMETRIA)
FECHA:	0

EDAD APROX. DEL CONCRETO: > A 1 AÑO

EQUIPO UTILIZADO: ESCLEROMETRO MARCA PYS SERIE: 119

NTP 339.181 - ASTM C-805

PUNTO N°	ANGULO DE IMPACTO θ	VALOR DE REBOTE R	PROMEDIO	F' C (kg/cm ²) ESPERADO	F' C (kg/cm ²) OBTENIDO	VALOR QUE DIFIERE DE LA MEDIANA	UNIFORMIDAD DEL CONCRETO	ACEPTACION DEL ENSAYO
1	+0°	38	35.20	210	282	-2.800	EL CONCRETO SE ENCUENTRA UNIFORME	PASA
2	+0°	34				1.200		
3	+0°	36				-0.800		
4	+0°	33				2.200		
5	+0°	30				5.200		
6	+0°	41				-5.800		
7	+0°	35				0.200		
8	+0°	38				-2.800		
9	+0°	31				4.200		
10	+0°	36				-0.800		

*VALORES NO CONSIDERADOS EN EL PROMEDIO

75% DE LOS VALORES TOMADOS EN LA MEDIANA NO SE ACERCAN A LA DIFERENCIA DE 8 CON RESPECTO A ELLA

	ANGULO DE IMPACTO				
	θ	θ 90°	θ 45°	θ°	θ +90°
VALORES	20	125	315		
	21	135	325		
	22	145	335	110	
	23	160	345	120	
	24	170	355	130	
	25	180	370	140	100
	26	188	385	150	115
	27	190	390	160	130
	28	190	395	160	140
	29	190	400	160	150
	30	190	405	160	160
	31	190	410	160	170
	32	190	415	160	180
	33	190	420	160	190
	34	190	425	160	200
	35	190	430	160	210
	36	190	435	160	220
	37	190	440	160	230
	38	190	445	160	240
	39	190	450	160	250
	40	190	455	160	260
	41	190	460	160	270
	42	190	465	160	280
	43	190	470	160	290
	44	190	475	160	300
	45	190	480	160	310
	46	190	485	160	320
	47	190	490	160	330
	48	190	495	160	340
	49	190	500	160	350
	50	190	505	160	360
	51	190	510	160	370
	52	190	515	160	380
	53	190	520	160	390
	54	Over 600	Over 600	600	600
55	Over 600	Over 600	600	600	



INVERSIONES EHEC S.C.R.L. PERÚ

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS - ASFALTO - CONCRETO Y
ENSAYO DE MATERIALES DE CONSTRUCCION

PROYECTO:	0
UBICACION:	0
PROPIETARIO:	0
SOLICITA:	0
CODIGO:	CL-02
ELEMENTO:	COLUMNA PRIMER NIVEL
DETALLE:	METODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR EL NUMERO DE REBOTE DEL HORMIGON (CONCRETO) ENDURECIDO (ESCLEROMETRIA)
FECHA:	0

EDAD APROX. DEL CONCRETO: > A 1 AÑO
 EQUIPO UTILIZADO: ESCLEROMETRO MARCA PYS SERIE: 119
 NTP 339.181 - ASTM C-805

PUNTO N°	ANGULO DE IMPACTO θ	VALOR DE REBOTE R	PROMEDIO	F' C (kg/cm ²) ESPERADO	F' C (kg/cm ²) OBTENIDO	VALOR QUE DIFIERE DE LA MEDIANA	UNIFORMIDAD DEL CONCRETO	ACEPTACION DEL ENSAYO
1	+0°	42	38.20	210	324	-3.800	EL CONCRETO SE ENCUENTRA UNIFORME	PASA
2	+0°	42				-3.800		
3	+0°	35				3.200		
4	+0°	40				-1.800		
5	+0°	42				-3.800		
6	+0°	42				-3.800		
7	+0°	35				3.200		
8	+0°	37				1.200		
9	+0°	35				3.200		
10	+0°	32				6.200		

VALORES NO CONSIDERADOS EN EL PROMEDIO
 10% DE LOS VALORES TOMADOS EN LA MEDIANA NO SE ACERCAN A LA DIFERENCIA DE 8 CON RESPECTO A ELLA

R	ANGULO DE IMPACTO θ				
	± 90°	± 45°	0°	± 45°	± 90°
10	125	315			
11	125	315			
12	145	295	110		
13	180	345	110		
14	170	355	110		
15	180	370	140	100	
16	180	355	158	115	
17	190	295	165	130	105
18	220	210	180	140	110
19	235	210	190	150	108
20	150	250	210		145
21	160	250	220	180	150
22	180	255	238	190	170
23	190	280	250	210	190
24	220	295	280	220	205
25	220	310	280	230	210
26	240	310	290	250	230
27	250	240	310	265	235
28	270	250	320	280	240
29	280	270	340	300	245
30	400	350	350	330	295
31	420	400	370	350	310
32	425	415	380	345	325
33	440	430	400	360	340
34	480	450	420	380	350
35	470	450	430	395	375
36	490	480	450	420	390
37	500	495	465	430	410
38	520	510	480	445	430
39	540	525	500	460	445
40	550	540	515	480	450
41	570	560	530	500	460
42	580	570	550	515	500
43	600	590	565	530	510
44	Over 600	Over 600	580	550	530
45	Over 620	Over 620	600	570	550

CILINDRO DE COMPRESION (STRENGTH IN MPa)



INVERSIONES EHEC S.C.R.L. PERÚ

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS – ASFALTO – CONCRETO Y
ENSAYO DE MATERIALES DE CONSTRUCCION

PROYECTO:	0
UBICACION:	0
PROPIETARIO:	0
SOLICITA:	0
CODIGO:	CL-03
ELEMENTO:	COLUMNA SEGUNDO NIVEL
DETALLE:	METODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR EL NUMERO DE REBOTE DEL HORMIGON (CONCRETO) ENDURECIDO (ESCLEROMETRIA)
FECHA:	0

EDAD APROX. DEL CONCRETO: > A 1 AÑO
 EQUIPO UTILIZADO: ESCLEROMETRO MARCA PYS SERIE: 119
 NTP 339.181 - ASTM C-805

PUNTO N°	ANGULO DE IMPACTO θ	VALOR DE REBOTE R	PROMEDIO	F' C (kg/cm2) ESPERADO	F' C (kg/cm2) OBTENIDO	VALOR QUE DIFIERE DE LA MEDIANA	UNIFORMIDAD DEL CONCRETO	ACEPTACION DEL ENSAYO
1	+0°	41	42.50	210	390	1.500	EL CONCRETO SE ENCUENTRA UNIFORME	PASA
2	+0°	40				2.500		
3	+0°	45				-2.500		
4	+0°	44				-1.500		
5	+0°	40				2.500		
6	+0°	46				-3.500		
7	+0°	45				-2.500		
8	+0°	43				-0.500		
9	+0°	41				1.500		
10	+0°	40				2.500		

*VALORES NO CONSIDERADOS EN EL PROMEDIO

*20% DE LOS VALORES TOMADOS EN LA MEDIANA NO SE ACERCAN A LA DIFERENCIA DE 6 CON RESPECTO A ELLA

E	ANGULO DE IMPACTO				
	θ 30°	θ 45°	θ 60°	θ +15°	θ +90°
20	126	115			
21	135	125			
22	146	135	110		
23	180	178	130		
24	170	150	130		
25	180	170	140	120	
26	188	188	158	135	
27	220	230	168	120	200
28	220	210	180	140	210
29	238	220	190	160	218
30	250	238	210		248
31	260	250	220	180	260
32	280	268	238	200	270
33	290	290	250	230	290
34	310	290	260	230	300
35	320	310	280	238	318
36	340	320	290	260	320
37	350	340	310	265	345
38	370	355	320	280	350
39	380	370	340	300	360
40	400	390	350	310	380
41	420	400	370	330	390
42	425	415	380	345	405
43	440	430	400	360	410
44	460	450	420	380	430
45	470	460	430	395	445
46	490	480	450	410	460
47	500	490	460	430	470
48	520	510	480	445	490
49	540	525	500	460	495
50	550	540	515	480	500
51	570	560	530	500	495
52	580	570	540	515	520
53	600	590	565	530	520
54	Over 600	Over 600	580	550	530
55	Over 600	Over 600	600	570	550

COLUMNO DE COMPRESION STRENGTH (kg/cm2)



INVERSIONES EHEC S.C.R.L. PERÚ

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS – ASFALTO – CONCRETO Y
ENSAYO DE MATERIALES DE CONSTRUCCION

PROYECTO:	0
UBICACION:	0
PROPIETARIO:	0
SOLICITA:	0
CODIGO:	CL-04
ELEMENTO:	COLUMNA SEGUNDO NIVEL
DETALLE:	METODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR EL NUMERO DE REBOTE DEL HORMIGON (CONCRETO) ENDURECIDO (ESCLEROMETRIA)
FECHA:	0

EDAD APROX. DEL CONCRETO: > A 1 AÑO

EQUIPO UTILIZADO: ESCLEROMETRO MARCA PYS SERIE: 119
NTP 339.181 - ASTM C-805

PUNTO N°	ANGULO DE IMPACTO θ	VALOR DE REBOTE R	PROMEDIO	F' C (kg/cm2) ESPERADO	F' C (kg/cm2) OBTENIDO	VALOR QUE DIFIERE DE LA MEDIANA	UNIFORMIDAD DEL CONCRETO	ACEPTACION DEL ENSAYO
1	+0°	43	39.30	210	343	-3.700	EL CONCRETO SE ENCUENTRA UNIFORME	PASA
2	+0°	43				-3.700		
3	+0°	39				0.300		
4	+0°	38				1.300		
5	+0°	38				1.300		
6	+0°	40				-0.700		
7	+0°	38				1.300		
8	+0°	35				4.300		
9	+0°	39				0.300		
10	+0°	40				-0.700		

*VALORES NO CONSIDERADOS EN EL PROMEDIO

*5% DE LOS VALORES TOMADOS EN LA MEDIANA NO SE ACERCAN A LA DIFERENCIA DE 8 CON RESPECTO A ELLA

R	VALOR DE IMPACTO				
	θ 90°	θ 45°	θ°	θ +45°	θ +90°
20	125	215			
21	135	225			
22	145	235	110		
23	160	240	120		
24	170	250	130		
25	180	270	140	120	
26	185	285	158	135	
27	220	230	165	130	205
28	220	210	160	140	220
29	220	220	160	160	220
30	250	230	210		245
31	260	250	220	180	260
32	280	260	228	190	270
33	290	290	250	230	290
34	320	290	260	220	290
35	320	310	260	238	218
36	340	320	290	260	230
37	350	340	310	265	265
38	370	350	320	280	260
39	380	370	340	290	280
40	400	390	350	320	295
41	420	420	370	330	310
42	425	415	380	345	325
43	440	430	400	360	340
44	460	450	420	380	360
45	470	460	430	390	375
46	490	480	450	420	390
47	500	495	460	430	410
48	520	510	480	445	420
49	540	525	500	460	445
50	550	540	515	480	460
51	570	560	530	500	480
52	580	570	550	525	500
53	600	590	565	530	520
54	Over 600	Over 600	580	550	550
55	Over 600	Over 600	600	570	580

CURSO DE COMPRESION STRENGTH (kg/cm2)



INVERSIONES EHEC S.C.R.L. PERÚ

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS – ASFALTO – CONCRETO Y
ENSAYO DE MATERIALES DE CONSTRUCCION

PROYECTO:	0
UBICACION:	0
PROPIETARIO:	0
SOLICITA:	0
CODIGO:	CL-05
ELEMENTO:	COLUMNA TERCER NIVEL
DETALLE:	NETODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR EL NUMERO DE REBOTE DEL HORMIGON (CONCRETO) ENDURECIDO (ESCLEROMETRIA)
FECHA:	0

EDAD APROX DEL CONCRETO: > A 1 AÑO

EQUIPO UTILIZADO: ESCLEROMETRO MARCA PYS SERIE: 119
NTP 339.181 - ASTM C-805

PUNTO N°	ANGULO DE IMPACTO θ	VALOR DE REBOTE R	PROMEDIO	F' C (kg/cm2) ESPERADO	F' C (kg/cm2) OBTENIDO	VALOR QUE DIFIERE DE LA MEDIANA	UNIFORMIDAD DEL CONCRETO	ACEPTACION DEL ENSAYO
1	+0°	41	39.90	210	349	-1.100	EL CONCRETO SE ENCUENTRA UNIFORME	PASA
2	+0°	36				3.900		
3	+0°	42				-2.100		
4	+0°	40				-0.100		
5	+0°	38				1.900		
6	+0°	38				1.900		
7	+0°	42				-2.100		
8	+0°	42				-2.100		
9	+0°	40				-0.100		
10	+0°	40				-0.100		

*VALORES NO CONSIDERADOS EN EL PROMEDIO

*25% DE LOS VALORES TOMADOS EN LA MEDIANA NO SE ACERCAN A LA DIFERENCIA DE 8 CON RESPECTO A ELLA

R	ANÁLISIS DE IMPACTO				
	0-90°	0-45°	0°	0+45°	0+90°
20	125	115			
21	135	125			
22	145	135	110		
23	160	145	120		
24	170	160	130		
25	180	170	140	100	
26	198	185	158	115	
27	210	200	165	120	200
28	220	210	180	140	210
29	228	220	185	160	220
30	250	230	210		240
31	260	250	210	180	260
32	280	260	218	200	270
33	290	280	250	230	290
34	310	290	260	230	300
35	320	310	280	238	318
36	340	320	290	260	330
37	350	340	310	265	340
38	370	350	310	280	360
39	380	370	340	300	380
40	400	380	350	330	390
41	410	400	370	330	410
42	425	415	380	345	425
43	440	430	400	360	440
44	460	450	410	380	460
45	470	460	430	390	470
46	490	480	450	400	490
47	500	490	460	420	510
48	520	510	480	440	520
49	540	525	500	460	540
50	550	540	515	480	550
51	570	560	530	500	570
52	580	570	550	520	580
53	600	590	565	530	600
54	Over 600	Over 600	580	550	620
55	Over 600	Over 600	600	570	650

CUMPLEO DE COMPRESION ESTEREA (kg/cm2)



INVERSIONES EHEC S.C.R.L. PERÚ

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS – ASFALTO – CONCRETO Y
ENSAYO DE MATERIALES DE CONSTRUCCION

PROYECTO:	0
UBICACION:	0
PROPIETARIO:	0
SOLICITA:	0
CODIGO:	CL-06
ELEMENTO:	COLUMNA TERCER NIVEL
DETALLE:	METODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR EL NUMERO DE REBOTE DEL HORMIGON (CONCRETO) ENDURECIDO (ESCLEROMETRIA)
FECHA:	0

EDAD APROX. DEL CONCRETO: > A 1 AÑO
 EQUIPO UTILIZADO: ESCLEROMETRO MARCA PYS SERIE: 119
 NTP 339.181 - ASTM C-805

PUNTO N°	ANGULO DE IMPACTO θ	VALOR DE REBOTE R	PROMEDIO	F' C (kg/cm2) ESPERADO	F' C (kg/cm2) OBTENIDO	VALOR QUE DIFIERE DE LA MEDIANA	UNIFORMIDAD DEL CONCRETO	ACEPTACION DEL ENSAYO
1	+0°	35	34.60	210	272	-0.400	EL CONCRETO SE ENCUENTRA UNIFORME	PASA
2	+0°	35				-0.400		
3	+0°	35				-0.400		
4	+0°	34				0.600		
5	+0°	35				-0.400		
6	+0°	35				-0.400		
7	+0°	38				-3.400		
8	+0°	35				-0.400		
9	+0°	32				2.600		
10	+0°	32				2.600		

*VALORES NO CONSIDERADOS EN EL PROMEDIO
 *50% DE LOS VALORES TOMADOS EN LA MEDIANA NO SE ACERCAN A LA DIFERENCIA DE 8 CON RESPECTO A ELLA

R	ANÁLISIS DE IMPACTO				
	0-90°	0-45°	0°	0+45°	0+90°
10	125	115			
11	135	125			
12	145	135	110		
13	160	145	120		
14	170	155	130		
15	180	170	140	100	
16	188	185	158	125	
17	190	200	165	130	105
18	200	210	180	140	120
19	210	220	190	150	130
20	220	230	210	160	140
21	230	240	230	180	160
22	240	250	240	190	170
23	250	260	250	210	190
24	260	280	260	220	200
25	270	310	280	230	210
26	280	320	290	240	220
27	290	340	310	260	240
28	300	350	320	280	260
29	310	370	340	300	280
30	320	390	350	310	290
31	330	400	370	330	310
32	340	415	380	345	320
33	350	430	400	360	340
34	360	450	410	380	360
35	370	460	420	390	370
36	380	480	430	400	380
37	390	490	440	420	400
38	400	510	450	430	410
39	410	520	460	440	420
40	420	540	480	460	440
41	430	550	510	480	460
42	440	570	520	500	480
43	450	580	530	510	490
44	460	590	540	520	500
45	470	600	550	530	510
46	480	610	560	540	520
47	490	620	570	550	530
48	500	630	580	560	540
49	510	640	590	570	550
50	520	650	600	580	560
51	530	660	610	590	570
52	540	670	620	600	580
53	550	680	630	610	590
54	Over 600	Over 600	640	620	600
55	Over 600	Over 600	650	630	610

CURVA DE COMPRESION STRENGTH (kg/cm2)



INVERSIONES EHEC S.C.R.L. PERÚ

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS – ASFALTO – CONCRETO Y
ENSAYO DE MATERIALES DE CONSTRUCCION

PROYECTO:	0
UBICACION:	0
PROPIETARIO:	0
SOLICITA:	0
CODIGO:	VG-01
ELEMENTO:	VGA TERCER NIVEL
DETALLE:	METODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR EL NUMERO DE REBOTE DEL HORMIGON (CONCRETO) ENDURECIDO (ESCLEROMETRIA)
FECHA:	0

EDAD APROX. DEL CONCRETO: > A 1 AÑO

EQUIPO UTILIZADO: ESCLEROMETRO MARCA PYS SERIE: 119
NTP 339.181 - ASTM C-805

PUNTO N°	ANGULO DE IMPACTO θ	VALOR DE REBOTE R	PROMEDIO	F' C (kg/cm ²) ESPERADO	F' C (kg/cm ²) OBTENIDO	VALOR QUE DIFIERE DE LA MEDIANA	UNIFORMIDAD DEL CONCRETO	ACEPTACION DEL ENSAYO
1	-90°	34	39.80	210	396	5.800	EL CONCRETO SE ENCUENTRA UNIFORME	PASA
2	-90°	40				-0.200		
3	-90°	45				-5.200		
4	-90°	40				-0.200		
5	-90°	40				-0.200		
6	-90°	38				1.800		
7	-90°	38				1.800		
8	-90°	40				-0.200		
9	-90°	43				-3.200		
10	-90°	40				-0.200		

*VALORES NO CONSIDERADOS EN EL PROMEDIO

*20% DE LOS VALORES TOMADOS EN LA MEDADA NO SE ACERCAN A LA DIFERENCIA DE 8 CON RESPECTO A ELLA

θ	ANGULO DE IMPACTO				
	0-90°	0-45°	0°	0+45°	0+90°
1	125	110			
2	135	105			
3	145	100	110		
4	160	95	120		
5	170	90	130		
6	180	85	140	100	
7	185	80	150	105	
8	190	75	160	110	105
9	195	70	170	115	105
10	200	65	180	120	105
11	205	60	190	125	105
12	210	55	200	130	105
13	215	50	210	135	105
14	220	45	220	140	105
15	225	40	230	145	105
16	230	35	240	150	105
17	235	30	250	155	105
18	240	25	260	160	105
19	245	20	270	165	105
20	250	15	280	170	105
21	255	10	290	175	105
22	260	5	300	180	105
23	265	0	310	185	105
24	270		320	190	105
25	275		330	195	105
26	280		340	200	105
27	285		350	205	105
28	290		360	210	105
29	295		370	215	105
30	300		380	220	105
31	305		390	225	105
32	310		400	230	105
33	315		410	235	105
34	320		420	240	105
35	325		430	245	105
36	330		440	250	105
37	335		450	255	105
38	340		460	260	105
39	345		470	265	105
40	350		480	270	105
41	355		490	275	105
42	360		500	280	105
43	365		510	285	105
44	370		520	290	105
45	375		530	295	105
46	380		540	300	105
47	385		550	305	105
48	390		560	310	105
49	395		570	315	105
50	400		580	320	105
51	405		590	325	105
52	410		600	330	105
53	415		610	335	105
54	420		620	340	105
55	425		630	345	105

NUMERO DE COMPRESION (STRENGTH) (kg/cm²)



INVERSIONES EHEC S.C.R.L. PERÚ

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS - ASFALTO - CONCRETO Y
ENSAYO DE MATERIALES DE CONSTRUCCION

PROYECTO:	0
UBICACION:	0
PROPIETARIO:	0
SOLICITA:	0
CODIGO:	VG-02
ELEMENTO:	VIGA SEGUNDO NIVEL
DETALLE:	METODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR EL NUMERO DE REBOTE DEL HORMIGON (CONCRETO) ENDURECIDO (ESCLEROMETRIA)
FECHA:	0

EDAD APROX DEL CONCRETO: > A 1 AÑO
 EQUIPO UTILIZADO: ESCLEROMETRO MARCA PYS SERIE: 119
 NTP 339.181 - ASTM C-805

PUNTO N°	ANGULO DE IMPACTO θ	VALOR DE REBOTE R	PROMEDIO	F' C (kg/cm2) ESPERADO	F' C (kg/cm2) OBTENIDO	VALOR QUE DIFIERE DE LA MEDIANA	UNIFORMIDAD DEL CONCRETO	ACEPTACION DEL ENSAYO
1	-90°	40	45.50	210	480	5.500	EL CONCRETO SE ENCUENTRA UNIFORME	PASA
2	-90°	46				-0.500		
3	-90°	46				-0.500		
4	-90°	43				2.500		
5	-90°	43				2.500		
6	-90°	50				-4.500		
7	-90°	45				-3.500		
8	-90°	45				0.500		
9	-90°	45				0.500		
10	-90°	48				-2.500		

*VALORES NO CONSIDERADOS EN EL PROMEDIO

*25% DE LOS VALORES TOMADOS EN LA MEDIANA NO SE ACERCAN A LA DIFERENCIA DE 4 CON RESPECTO A ELLA

R	ANGULO DE IMPACTO				
	θ 90°	θ 45°	θ°	θ +45°	θ +90°
20	125	315			
21	135	325			
22	145	335	110		
23	160	345	120		
24	170	355	130		
25	180	370	140	100	
26	188	385	158	125	
27	190	390	165	130	305
28	190	390	165	140	320
29	195	395	165	150	330
30	195	395	170	160	340
31	195	395	170	160	340
32	195	395	170	160	340
33	195	395	170	160	340
34	195	395	170	160	340
35	195	395	170	160	340
36	195	395	170	160	340
37	195	395	170	160	340
38	195	395	170	160	340
39	195	395	170	160	340
40	195	395	170	160	340
41	195	395	170	160	340
42	195	395	170	160	340
43	195	395	170	160	340
44	195	395	170	160	340
45	195	395	170	160	340
46	195	395	170	160	340
47	195	395	170	160	340
48	195	395	170	160	340
49	195	395	170	160	340
50	195	395	170	160	340
51	195	395	170	160	340
52	195	395	170	160	340
53	195	395	170	160	340
54	Over 600	Over 600	600	600	600
55	Over 600	Over 600	600	600	600

CURVIDO DE COMPRESION STRUCTUR (kg/cm2)



INVERSIONES EHEC S.C.R.L. PERÚ

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS – ASFALTO – CONCRETO Y
ENSAYO DE MATERIALES DE CONSTRUCCION

PROYECTO:	0
UBICACION:	0
PROPIETARIO:	0
SOLICITA:	0
CODIGO:	VG-03
ELEMENTO:	VIGA PRIMER NIVEL
DETALLE:	METODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR EL NUMERO DE REBOTE DEL HORMIGON (CONCRETO) ENDURECIDO (ESCLEROMETRA)
FECHA:	0

EDAD APROX. DEL CONCRETO: > A 1 AÑO
 EQUIPO UTILIZADO: ESCLEROMETRO MARCA PYS SERIE: 119
 NTP 339.181 - ASTM C-805

PUNTO N°	ANGULO DE IMPACTO θ	VALOR DE REBOTE R	PROMEDIO	F' C (kg/cm ²) ESPERADO	F' C (kg/cm ²) OBTENIDO	VALOR QUE DIFIERE DE LA MEDIANA	UNIFORMIDAD DEL CONCRETO	ACEPTACION DEL ENSAYO
1	-90°	38	36.00	210	340	-2.000	EL CONCRETO SE ENCUENTRA UNIFORME	PASA
2	-90°	38				-2.000		
3	-90°	38				-2.000		
4	-90°	36				0.000		
5	-90°	36				0.000		
6	-90°	34				2.000		
7	-90°	34				2.000		
8	-90°	34				2.000		
9	-90°	34				2.000		
10	-90°	38				-2.000		

*VALORES NO CONSIDERADOS EN EL PROMEDIO

*5% DE LOS VALORES TOMADOS EN LA MEDIANA NO SE ACERCAN A LA DIFERENCIA DE 8 CON RESPECTO A ELLA

R	ANGULO DE IMPACTO θ				
	α-90°	α-45°	β°	β+45°	β+90°
20	125	315			
21	126	326			
22	145	328	110		
23	160	345	120		
24	170	350	130		
25	180	370	140	100	
26	190	385	150	115	
27	210	390	165	130	305
28	220	210	180	140	320
29	235	230	190	150	338
30	250	258	210	160	345
31	260	260	220	180	350
32	280	265	238	190	370
33	290	280	250	210	380
34	310	290	260	220	390
35	320	310	280	238	218
36	340	310	290	250	230
37	350	360	310	265	245
38	370	360	320	280	260
39	380	370	340	300	280
40	400	380	350	310	295
41	420	400	370	330	310
42	425	415	380	345	325
43	440	430	400	360	340
44	460	450	420	380	360
45	470	460	430	395	375
46	480	480	450	410	390
47	500	495	465	430	410
48	520	510	480	445	430
49	540	520	500	460	440
50	550	540	515	480	460
51	570	560	530	500	480
52	580	570	540	515	500
53	600	590	565	530	520
54	Over 600	Over 600	580	550	530
55	Over 600	Over 600	600	570	550

COLUMBIO DE COMPRESION ESTERNO TIT (kg/cm²)



INVERSIONES EHEC S.C.R.L. PERÚ

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS - ASFALTO - CONCRETO Y
ENSAYO DE MATERIALES DE CONSTRUCCION

PROYECTO:	0
UBICACION:	0
PROPIETARIO:	0
SOLICITA:	0
CODIGO:	CL-07
ELEMENTO:	COLUMNA PRIMER NIVEL
DETALLE:	METODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR EL NUMERO DE REBOTE DEL HORMIGON (CONCRETO) ENDURECIDO (ESCLEROMETRIA)
FECHA:	0

EDAD APROX. DEL CONCRETO: > A 1 AÑO
 EQUIPO UTILIZADO: ESCLEROMETRO MARCA PYS SERIE: 119
 NTP 339.181 - ASTM C-805

PUNTO N°	ANGULO DE IMPACTO α	VALOR DE REBOTE R	PROMEDIO	F' C (kg/cm2) ESPERADO	F' C (kg/cm2) OBTENIDO	VALOR QUE DIFIERE DE LA MEDIANA	UNIFORMIDAD DEL CONCRETO	ACEPTACION DEL ENSAYO
1	+0°	38	32.50	210	244	-5.500	EL CONCRETO SE ENCUENTRA UNIFORME	PASA
2	+0°	36				-3.500		
3	+0°	36				-3.500		
4	+0°	32				0.500		
5	+0°	30				2.500		
6	+0°	30				2.500		
7	+0°	30				2.500		
8	+0°	30				2.500		
9	+0°	28				4.500		
10	+0°	35				-2.500		

VALORES NO CONSIDERADOS EN EL PROMEDIO
 20% DE LOS VALORES TOMADOS EN LA MEDIDA NO SE ACERCAN A LA DIFERENCIA DE 8 CON RESPECTO A ELLA

R	ANILLO DEBILITADO				
	α 90°	α 45°	α 0°	α +45°	α +90°
10	125	125	115		
11	135	125			
12	145	125	110		
13	180	125	120		
14	170	125	130		
15	180	125	140	100	
16	198	125	158	115	
17	210	125	165	120	120
18	210	125	180	140	120
19	220	125	190	160	120
20	250	125	210	180	120
21	260	125	220	180	120
22	280	125	228	190	170
23	290	125	250	210	190
24	310	125	280	220	200
25	310	125	280	238	218
26	340	125	290	250	230
27	350	125	310	265	245
28	370	125	320	280	260
29	380	125	340	300	280
30	400	125	350	310	295
31	410	125	370	330	310
32	425	125	380	345	325
33	440	125	400	360	340
34	460	125	410	380	360
35	470	125	430	395	375
36	490	125	450	410	390
37	500	125	465	430	410
38	520	125	480	445	430
39	540	125	500	460	445
40	550	125	515	480	460
41	570	125	530	500	480
42	580	125	550	515	500
43	600	125	565	530	520
44	Over 600	Over 600	580	550	530
45	Over 600	Over 600	600	570	550

CIUDADO DE COMPRESSION STRENGTH (MPa/KN/2)



INVERSIONES EHEC S.C.R.L. PERÚ

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS – ASFALTO – CONCRETO Y
ENSAYO DE MATERIALES DE CONSTRUCCION

PROYECTO:	0
UBICACION:	0
PROPIETARIO:	0
SOLICITA:	0
CODIGO:	CL-08
ELEMENTO:	COLUMNA SEGUNDO NIVEL
DETALLE:	METODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR EL NUMERO DE REBOTE DEL HORMIGON (CONCRETO) ENDURECIDO (ESCLEROMETRA)
FECHA:	0

EDAD APROX. DEL CONCRETO: > A 1 AÑO
 EQUIPO UTILIZADO: ESCLEROMETRO MARCA PYS SERIE: 119
 NTP 339.181 - ASTM C-805

PUNTO N°	ANGULO DE IMPACTO θ	VALOR DE REBOTE R	PROMEDIO	F' C (kg/cm ²) ESPERADO	F' C (kg/cm ²) OBTENIDO	VALOR QUE DIFIERE DE LA MEDIANA	UNIFORMIDAD DEL CONCRETO	ACEPTACION DEL ENSAYO
1	+0°	35	34.10	210	262	-0.900	EL CONCRETO SE ENCUENTRA UNIFORME	PASA
2	+0°	30				4.100		
3	+0°	30				4.100		
4	+0°	31				3.100		
5	+0°	33				1.100		
6	+0°	39				-4.900		
7	+0°	35				-0.900		
8	+0°	36				-1.900		
9	+0°	36				-1.900		
10	+0°	36				-1.900		

*VALORES NO CONSIDERADOS EN EL PROMEDIO

*25% DE LOS VALORES TOMADOS EN LA MEDIANA NO SE ACERCAN A LA DIFERENCIA DE 8 CON RESPECTO A ELLA

R	ANGULO DE IMPACTO θ				
	0-90°	1-45°	0°	0+15°	0+90°
20	126	115			
21	135	125			
22	145	135	110		
23	160	145	120		
24	170	155	130		
25	180	170	140	100	
26	188	185	158	135	
27	200	200	165	150	205
28	200	210	180	160	220
29	208	220	190	160	230
30	250	238	210	195	245
31	260	250	220	180	260
32	280	268	238	190	270
33	290	280	250	190	290
34	300	295	260	220	300
35	300	310	280	235	318
36	340	320	290	250	330
37	350	340	310	265	345
38	370	350	320	280	360
39	380	370	340	300	380
40	400	380	350	310	395
41	430	400	370	330	410
42	425	415	380	345	425
43	440	430	400	360	440
44	460	450	410	380	460
45	470	460	420	395	475
46	480	480	450	430	490
47	500	490	465	430	490
48	520	510	490	445	490
49	540	525	500	460	495
50	550	540	515	480	495
51	570	560	530	500	495
52	580	570	550	525	500
53	600	590	565	530	500
54	Over 600	Over 600	580	550	500
55	Over 600	Over 600	600	570	500

COLUMNO DE COMPRESION STRENGTH (kg/cm²)



INVERSIONES EHEC S.C.R.L. PERÚ

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS - ASFALTO - CONCRETO Y
ENSAYO DE MATERIALES DE CONSTRUCCION

PROYECTO:	0
UBICACION:	0
PROPIETARIO:	0
SOLICITA:	0
CODIGO:	VG-24
ELEMENTO:	VIGA SEGUNDO NIVEL
DETALLE:	METODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR EL NUMERO DE REBOTE DEL HORMIGON (CONCRETO) ENDURECIDO (ESCLEROMETRIA)
FECHA:	0

EDAD APROX. DEL CONCRETO: > A 1 AÑO

EQUIPO UTILIZADO: ESCLEROMETRO MARCA PYS SERIE: 119

NTP 339.181 - ASTM C-805

PUNTO N°	ANGULO DE IMPACTO θ	VALOR DE REBOTE R	PROMEDIO	F' C (kg/cm ²) ESPERADO	F' C (kg/cm ²) OBTENIDO	VALOR QUE DIFIERE DE LA MEDIANA	UNIFORMIDAD DEL CONCRETO	ACEPTACION DEL ENSAYO
1	-90°	34	38.00	210	370	4.000	EL CONCRETO SE ENCUENTRA UNIFORME	PASA
2	-90°	38				0.000		
3	-90°	42				-4.000		
4	-90°	38				0.000		
5	-90°	36				2.000		
6	-90°	38				0.000		
7	-90°	36				2.000		
8	-90°	38				0.000		
9	-90°	40				-2.000		
10	-90°	40				-2.000		

*VALORES NO CONSIDERADOS EN EL PROMEDIO

*50% DE LOS VALORES TOMADOS EN LA MEDIANA NO SE ACERCAN A LA DIFERENCIA DE 8 CON RESPECTO A ELLA

R	ANGULO DE IMPACTO				
	θ 90°	θ 45°	θ°	θ +45°	θ +90°
20	125	115			
21	135	125			
22	145	135	115		
23	160	145	130		
24	170	155	140		
25	180	170	140	100	
26	185	185	150	115	
27	200	200	160	130	205
28	210	210	160	140	210
29	220	220	160	150	220
30	230	230	210		245
31	240	240	210	180	250
32	250	250	230	190	270
33	260	260	250	210	290
34	270	270	260	220	300
35	300	310	280	230	310
36	340	320	290	240	330
37	350	340	310	260	345
38	370	360	310	280	360
39	380	370	340	300	380
40	400	390	350	310	390
41	410	400	370	330	410
42	425	415	380	345	425
43	440	430	400	360	440
44	450	450	410	380	460
45	470	460	420	395	475
46	490	480	450	410	490
47	500	490	465	430	510
48	520	510	480	445	525
49	540	525	500	460	545
50	550	540	515	480	560
51	570	560	530	500	580
52	580	570	550	515	600
53	600	590	565	530	610
54	Over 600	Over 600	600	600	610
55	Over 600	Over 600	600	570	620



INVERSIONES EHEC S.C.R.L. PERÚ

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS – ASFALTO – CONCRETO Y
ENSAYO DE MATERIALES DE CONSTRUCCION

PROYECTO:	0
UBICACION:	0
PROPIETARIO:	0
SOLICITA:	0
CODIGO:	CL-09
ELEMENTO:	COLUMNA TERCER NIVEL
DETALLE:	METODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR EL NUMERO DE REBOTE DEL HORMIGON (CONCRETO) ENDURECIDO (ESCLEROMETRIA)
FECHA:	0

EDAD APROX DEL CONCRETO: > A 1 AÑO

EQUIPO UTILIZADO: ESCLEROMETRO MARCA PYS SERIE: 119
NTP 333.181 - ASTM C-805

PUNTO N°	ANGULO DE IMPACTO θ	VALOR DE REBOTE R	PROMEDIO	F' C (kg/cm ²) ESPERADO	F' C (kg/cm ²) OBTENIDO	VALOR QUE DIFIERE DE LA MEDIANA	UNIFORMIDAD DEL CONCRETO	ACEPTACION DEL ENSAYO
1	+0°	44	41.50	210	375	-2.500	EL CONCRETO SE ENCUENTRA UNIFORME	PASA
2	+0°	40				1.500		
3	+0°	44				-2.500		
4	+0°	43				-1.500		
5	+0°	40				1.500		
6	+0°	41				0.500		
7	+0°	40				1.500		
8	+0°	43				-1.500		
9	+0°	40				1.500		
10	+0°	40				1.500		

*VALORES NO CONSIDERADOS EN EL PROMEDIO

75% DE LOS VALORES TOMADOS EN LA MEDIANA NO SE ACERCAN A LA DIFERENCIA DE 9 CON RESPECTO A ELLA

R	ANGULO DE IMPACTOS				CUMBRIO DE COMPRESION (MP/cm ²)
	θ 30°	θ 45°	θ 90°	θ 150°	
20	125	115			
21	135	125			
22	145	135	110		
23	160	145	120		
24	170	155	130		
25	180	170	140	120	
26	185	185	155	135	
27	190	200	165	150	205
28	200	210	180	160	220
29	205	220	190	170	235
30	210	230	210	180	250
31	215	240	220	190	265
32	220	250	230	200	280
33	225	260	240	210	295
34	230	270	250	220	310
35	235	280	260	230	325
36	240	290	270	240	340
37	245	300	280	250	355
38	250	310	290	260	370
39	255	320	300	270	385
40	260	330	310	280	400
41	265	340	320	290	415
42	270	350	330	300	430
43	275	360	340	310	445
44	280	370	350	320	460
45	285	380	360	330	475
46	290	390	370	340	490
47	295	400	380	350	505
48	300	410	390	360	520
49	305	420	400	370	535
50	310	430	410	380	550
51	315	440	420	390	565
52	320	450	430	400	580
53	325	460	440	410	595
54	Over 600	Over 600	600	600	610
55	Over 600	Over 600	600	610	625



INVERSIONES EHEC S.C.R.L. PERÚ

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS - ASFALTO - CONCRETO Y
ENSAYO DE MATERIALES DE CONSTRUCCION

PROYECTO:	0
UBICACION:	0
PROPIETARIO:	0
SOLICITA:	0
CODIGO:	VG-05
ELEMENTO:	VIGA TERCER NIVEL
DETALLE:	METODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR EL NUMERO DE REBOTE DEL HORMIGON (CONCRETO) ENDURECIDO (ESCLEROMETRA)
FECHA:	0

EDAD APROX. DEL CONCRETO: > A 1 AÑO
 EQUIPO UTILIZADO: ESCLEROMETRO MARCA PYS SERIE: 119
 NTP 339.181 - ASTM C-805

PUNTO N°	ANGULO DE IMPACTO β	VALOR DE REBOTE R	PROMEDIO	F C (kg/cm ²) ESPERADO	F C (kg/cm ²) OBTENIDO	VALOR QUE DIFIERE DE LA MEDIANA	UNIFORMIDAD DEL CONCRETO	ACEPTACION DEL ENSAYO
1	-90°	42	40.30	210	403	-1.700	EL CONCRETO SE ENCUENTRA UNIFORME	PASA
2	-90°	42				-1.700		
3	-90°	40				0.300		
4	-90°	38				2.300		
5	-90°	38				2.300		
6	-90°	36				4.300		
7	-90°	42				-1.700		
8	-90°	38				2.300		
9	-90°	40				0.300		
10	-90°	47				-6.700		

*VALORES NO CONSIDERADOS EN EL PROMEDIO ██████████
 *25% DE LOS VALORES TOMADOS EN LA MEDIANA NO SE ACERCAN A LA DIFERENCIA DE 8 CON RESPECTO A ELLA

R	ANGULO DE IMPACTO β			
	8-90°	45°	90°	135°
20	125	115		
21	135	125		
22	145	135	110	
23	160	145	120	
24	170	155	130	
25	180	170	140	120
26	195	185	150	135
27	210	200	160	150
28	220	210	160	140
29	235	220	160	150
30	250	230	210	160
31	260	250	220	180
32	280	260	220	190
33	290	280	250	210
34	310	290	260	220
35	320	310	280	230
36	340	320	290	240
37	350	340	310	240
38	370	350	310	260
39	380	370	340	260
40	400	390	350	290
41	410	400	370	310
42	425	415	380	340
43	440	430	400	340
44	460	450	410	360
45	470	460	430	370
46	490	480	450	390
47	500	490	460	410
48	520	510	480	420
49	540	525	500	440
50	550	540	510	460
51	570	560	530	480
52	580	570	550	500
53	600	590	565	520
54	Over 600	Over 600	600	600
55	Over 600	Over 600	600	600

CURVA DE COMPRESION ESTRECHIT (kg/cm²)

ANEXO 5 – RESULTADOS DE PRUEBAS DE NUCLEOS DE CONCRETO



ROTURA A LA COMPRESIÓN	
OBRA:	0
UBICACIÓN:	0.00
SOLICITA:	0.00
OBJETIVO:	DETERMINAR LA RESISTENCIA A LA COMPRESION DE NUCLEO DE CONCRETO EXTRAIDO
FECHA:	0.00

PRUEBA ESTANDAR DE RESISTENCIA A LA COMPRESION DEL CONCRETO

NTP 339.034

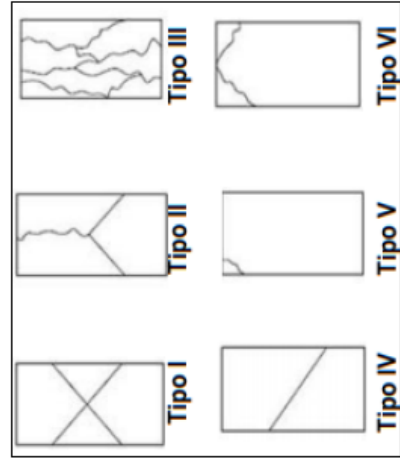
CORRICO	DESCRIPCION DE LA MUESTRA	CANTIDAD (kg)	EDAD (Años)	FECHA DE EXTRACCION	FECHA DE ROTURA	DIMENSIONES Y COMENTARIOS DEL CELENDO			RELACION (L/D)	MAYOR CARGA DE PRUEBA (kN)	R _c (kg/cm ²) ABSOLUTO	FACTOR DE CORRECCION	R _c (kg/cm ²) CORREGIDO	TIPO DE FALLA		
						DIAMETRO PROFUNDO (mm)	DIAMETRO SUPERFICIAL (mm)	ALTEZA (mm)								
N-1	COLUMNAN N°01	210	>1	06/10/2021	13/10/2021	6.90	7.00	6.95	37.94	10.30	1.48	28.47	76.52	0.96	73.30	TIPO IV

DATOS DE LA MUESTRA

Núcleo de concreto extraído con diamantina de 3", altura variable de los núcleos, el espesor promedio del refrigerante es de 3 mm, la altura de la muestra es la altura de la muestra más el refrigerante.

TABLA N° 01

Relacion Longitud Diametro (L/D)	Factor de Correccion
1.75	0.95
1.50	0.97
1.25	0.98
1.00	0.97



ROTURA A LA COMPRESION	
OBRA:	0
UBICACION:	0.00
SOLICITA:	0.00
OBJETIVO:	DETERMINAR LA RESISTENCIA A LA COMPRESION DE NUCLEO DE CONCRETO EXTRAIDO
FECHA:	0.00

PRUEBA ESTANDAR DE RESISTENCIA A LA COMPRESION DEL CONCRETO

NTP 339.034

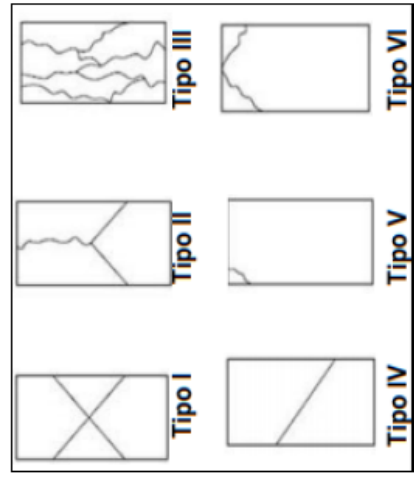
CODIGO	DESCRIPCION DE LA MUESTRA	DIAMETRO ϕ (mm)	TIPO DE APROX. (A/B/C)	FECHA DE EXTRACCION	FECHA DE ROTURA	CONDICIONES GEOMETRICAS DEL CILINDRO			RELACION L/D	MAYOR CARGA DE PRESION (KN)	R ₁ (KN/CM ²) ABSOLUTO	FACTOR DE CORRECCION	R ₂ (KN/CM ²) CORREGIDO	TIPO DE FALLA
						DIAMETRO SUPERIOR ϕ_1 (mm)	DIAMETRO PROMEDIO ϕ_2 (mm)	DIAMETRO INFERIOR ϕ_3 (mm)						
N-2	COLUMNAS N°02	7.00	>1	06/10/2021	13/10/2021	7.01	7.01	7.01	13.05	52.16	138.01	1.00	138.01	TIPO II

DATOS DE LA MUESTRA

Núcleo de concreto extraído con diamantina de 3", altura variable de los núcleos, el espesor promedio del refrentado es de 3.5 mm, la altura de la muestra es la altura de la muestra más el refrentado.

TABLA N° 01

Relacion Longitud Diametro (L/D)	Factor de Correccion
1.75	0.98
1.50	0.96
1.25	0.93
1.00	0.87



ROTURA A LA COMPRESION	
OBRA:	0
UBICACION:	0.00
SOLICITA:	0.00
OBJETIVO:	DETERMINAR LA RESISTENCIA A LA COMPRESION DE NUCLEO DE CONCRETO EXTRAIDO
FECHA:	0.00

PRUEBA ESTANDAR DE RESISTENCIA A LA COMPRESION DEL CONCRETO

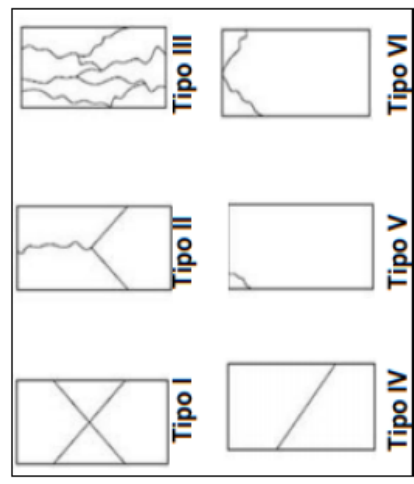
NTP 339.034

CODIGO	DESCRIPCION DE LA MUESTRA	OBJETO DE ENSAYO	ESCALA DE REF. (MPa)	FECHA DE EXTRACCION	FECHA DE ROTURA	DIMENSIONES GEOMETRICAS DEL CILINDRO			RELACION (L/D)	MANTENIMIENTO DE PUNTA (MPa)	Módulo de Elasticidad	FACTOR DE CORRECCION	TIPO DE FALLA		
						DIAMETRO SUPERIOR (mm)	DIAMETRO INFERIOR (mm)	ALTEZA (mm)							
N-3	COLUMNA N°03	210	>1	06/10/2021	13/10/2021	7.12	7.08	7.10	39.59	19.93	2.81	64.54	1.00	166.22	TIPO IV

DATOS DE LA MUESTRA
 Nucleo de concreto extraido con diamantina de 3", altura variable de los nucleos, el espesor promedio del refrentado es de 3.0 mm, la altura de la muestra es la altura de la muestra mas el refrentado.

TABLA N° 01

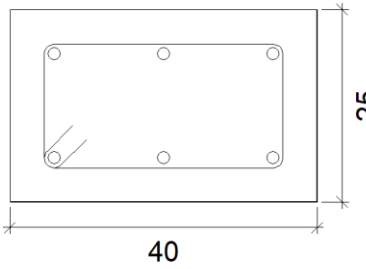
Relacion Longitud Diametro [L/D]	Factor de Correccion
1.75	0.95
1.50	0.96
1.25	0.93
1.00	0.97



ANEXO 6

COLUMNA 25X40

NIVEL 1 (0 - 3 M)

Datos del pilar	
 <p style="text-align: center;">40</p> <p style="text-align: center;">25</p>	Geometría
	Dimensiones : 40x25 cm
	Tramo : 0.000/3.000 m
	Altura libre : 2.50 m
	Recubrimiento geométrico : 4.0 cm
	Tamaño máximo de agregado : 15 mm
Materiales	Longitud de pandeo
Hormigón : $f'c=250$	Plano ZX : 2.50 m
Acero : Grade 60	Plano ZY : 2.50 m
Armadura longitudinal	Armadura transversal
Esquina : 4#5	Estribos : 1e#3
Cara X : 2#5	Separación : 10 - 20 cm
Cuantía : 1.19 %	

Disposiciones relativas a las armaduras (ACI 318-77, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

En elementos a compresión reforzados con espirales o estribos, la distancia libre entre barras longitudinales no debe ser menor de $s_{l,min}$ (Artículo 7.6.3):

$$119 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_{l,min} : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{24} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra más gruesa.

$$d_b : \underline{15.9} \text{ mm}$$

d_{ag} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$d_{ag} : \underline{15} \text{ mm}$$

Estribos

En elementos a compresión reforzados con espirales o estribos, la distancia libre entre refuerzos transversales no debe ser menor de $s_{t,min}$ (Artículo 7.6.3):

$$100 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{t,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$s_{t,min}$: 40 mm

s_1 : 14 mm

s_2 : 40 mm

s_3 : 20 mm

Siendo:

$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$d_{b,t}$: 9.5 mm

d_{ag} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

d_{ag} : 15 mm

El espaciamiento vertical de los estribos no debe exceder $s_{t,max}$ (Artículo 7.10.5.2):

$100 \text{ mm} \leq 250 \text{ mm}$ ✓

Donde:

$s_{t,max}$: Valor mínimo de s_1, s_2, s_3 .

$s_{t,max}$: 250 mm

s_1 : 254 mm

s_2 : 457 mm

s_3 : 250 mm

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

d_b : 15.9 mm

$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal.

$d_{b,t}$: 9.5 mm

b_{min} : Menor dimensión del elemento sometido a compresión.

b_{min} : 250 mm

Todas las barras no preesforzadas deben estar confinadas por medio de estribos transversales de por lo menos diámetro No. 10, para barras longitudinales No. 32 o menores; y diámetro No. 13 como mínimo, para barras longitudinales No. 36, No. 43 y No. 57 y paquetes de barras (Artículo 7.10.5.1):

#3 \geq No. 10 ✓

Donde:

d_b : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

d_b : #5

$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal.

$d_{b,t}$: #3

Armadura mínima y máxima (ACI 318-77, Artículo 10.9.1)

El área de refuerzo longitudinal, A_{st} , para elementos no compuestos a compresión no debe ser menor que $0.01 \cdot A_g$ ni mayor que $0.08 \cdot A_g$ (Artículo 10.9.1):

$11.87 \text{ cm}^2 \geq 10.00 \text{ cm}^2$ ✓

$$11.87 \text{ cm}^2 \leq 80.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$$\mathbf{A_g}: \text{Área total de la sección de hormigón.} \quad \mathbf{A_g} : \underline{1000.00} \text{ cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (ACI 318-77, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{0.083} \quad \checkmark$$

Donde:

$$\mathbf{V_{u,x}}: \text{Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.} \quad \mathbf{V_{u,x}} : \underline{0.769} \text{ t}$$

$$\mathbf{V_{u,y}} : \underline{0.230} \text{ t}$$

$$\mathbf{\phi \cdot V_n}: \text{Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.} \quad \mathbf{\phi \cdot V_{n,x}} : \underline{9.554} \text{ t}$$

$$\mathbf{\phi \cdot V_{n,y}} : \underline{10.849} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.6 m', para la combinación de hipótesis "1.4·PP+1.4·CM".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$\mathbf{V_n} : \underline{12.738} \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

Cuando M_m es negativo, V_c debe calcularse por medio de la ecuación:

$$\mathbf{V_c} : \underline{12.738} \text{ t}$$

$$([\text{MPa}] N_u/A_g \text{ y } f'_c)$$

Donde:

$\mathbf{f'_c}$: Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$\mathbf{f'_c} : \underline{250.00} \text{ kp/cm}^2$$

Siendo:

$\mathbf{b_w}$: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$\mathbf{b_w} : \underline{250} \text{ mm}$$

\mathbf{d} : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$\mathbf{d} : \underline{271} \text{ mm}$$

$$M_m : \underline{-2.679} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_u : Momento mayorado en la sección.

$$M_u : \underline{-1.093} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_u : Carga axial mayorada normal a la sección transversal.

$$N_u : \underline{22.711} \text{ t}$$

h : Altura de un elemento.

$$h : \underline{400.00} \text{ mm}$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{1000.00} \text{ cm}^2$$

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n : \underline{14.466} \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

Cuando M_m es negativo, V_c debe calcularse por medio de la ecuación:

$$V_c : \underline{14.466} \text{ t}$$

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{250.00} \text{ kp/cm}^2$$

Siendo:

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{400} \text{ mm}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{193} \text{ mm}$$

$$M_m : \underline{-1.944} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_u : Momento mayorado en la sección.

$$M_u : \underline{0.349} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_u : Carga axial mayorada normal a la sección transversal.

$$N_u : \underline{22.711} \text{ t}$$

h : Altura de un elemento.

$$h : \underline{250.00} \text{ mm}$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{1000.00} \text{ cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (ACI 318-77, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{0.106} \quad \checkmark$$

Donde:

V_u : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,x} : \underline{0.970} \text{ t}$$

$$V_{u,y} : \underline{0.210} \text{ t}$$

$\phi \cdot V_n$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$\phi \cdot V_{n,x} : \underline{9.346} \text{ t}$$

$$\phi \cdot V_{n,y} : \underline{10.614} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.6 m', para la combinación de hipótesis "1.22133·PP+1.22133·CM+SX+0.3·SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n : \underline{12.462} \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

Cuando M_m es negativo, V_c debe calcularse por medio de la ecuación:

$$V_c : \underline{12.462} \text{ t}$$

$$([\text{MPa}] N_u/A_g \text{ y } f'_c)$$

Donde:

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{250.00} \text{ kp/cm}^2$$

Siendo:

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{250} \text{ mm}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{271} \text{ mm}$$

$$M_m : \underline{-2.117} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_u : Momento mayorado en la sección.

$$M_u : \underline{-1.243} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_u : Carga axial mayorada normal a la sección transversal.

$$N_u : \underline{20.228} \text{ t}$$

h : Altura de un elemento.

$$h : \underline{400.00} \text{ mm}$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{1000.00} \text{ cm}^2$$

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n : \underline{14.152} \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

Cuando M_m es negativo, V_c debe calcularse por medio de la ecuación:

$$V_c : \underline{14.152} \text{ t}$$

$$([\text{MPa}] N_u/A_g \text{ y } f'_c)$$

Donde:

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{250.00} \text{ kp/cm}^2$$

Siendo:

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{400} \text{ mm}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{193} \text{ mm}$$

$$M_m : \underline{-1.727} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_u : Momento mayorado en la sección.

$$M_u : \underline{0.315} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_u : Carga axial mayorada normal a la sección transversal.

$$N_u : \underline{20.228} \text{ t}$$

h : Altura de un elemento.

$$h : \underline{250.00} \text{ mm}$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{1000.00} \text{ cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (ACI 318-77, Artículo 10)

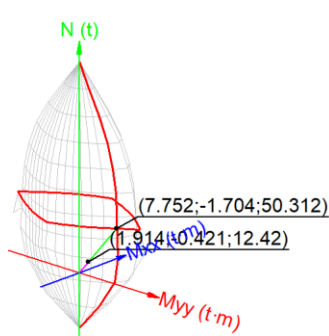
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '3 m', para la combinación de hipótesis "1.4·PP+1.4·CM".

Se debe satisfacer:

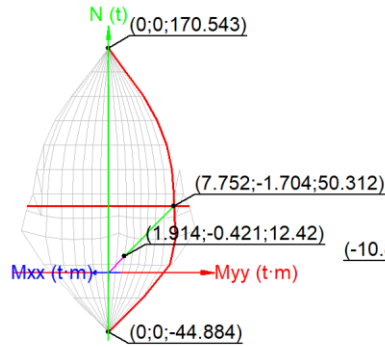
$$\eta : \underline{0.245} \quad \checkmark$$

$$\eta : \underline{0.247} \quad \checkmark$$

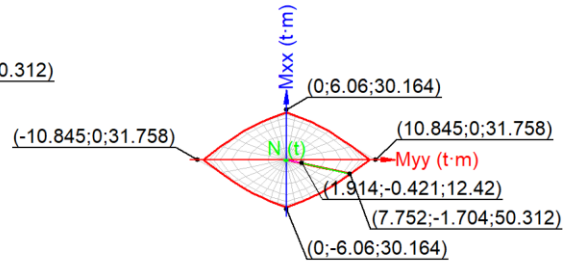
$$12.420 \text{ t} \leq 135.121 \text{ t} \quad \checkmark$$



Volumen de capacidad



Vista N, M



Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$$P_u : \frac{12.420}{t}$$

$$M_{u,x} : \frac{-0.406}{t \cdot m}$$

$$M_{u,y} : \frac{1.914}{t \cdot m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : \frac{50.686}{t}$$

$$\phi \cdot M_{n,x} : \frac{-1.659}{t \cdot m}$$

$$\phi \cdot M_{n,y} : \frac{7.810}{t \cdot m}$$

Comprobación del estado limite de inestabilidad (η_2)

P_u, M_c esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos obtenidos a partir de los de primer orden incrementados para tener en cuenta los efectos de segundo orden a causa de la esbeltez.

P_u : Axil solicitante de cálculo pésimo.

M_c : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$P_u : \frac{12.420}{t}$$

$$M_{c,x} : \frac{-0.421}{t \cdot m}$$

$$M_{c,y} : \frac{1.914}{t \cdot m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : \frac{50.312}{t}$$

$$\phi \cdot M_{n,x} : \frac{-1.704}{t \cdot m}$$

$$\phi \cdot M_{n,y} : \frac{7.752}{t \cdot m}$$

En el eje x:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$34.6 > 22.0$$

Donde:

kl_u : Longitud efectiva.

$$kl_u : \frac{2.500}{m}$$

r : Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión.

$$r : \frac{7.22}{cm}$$

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, M_c (Artículo 10.10.6):

$$P_u : \underline{12.420} \text{ t}$$

$$M_c : \underline{-0.421} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$M_2 : \underline{-0.406} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Siendo:

$$M_{2,\min} : \underline{0.279} \text{ t}\cdot\text{m}$$

h: Altura de un elemento.

$$h : \underline{250.00} \text{ mm}$$

$$\delta_{ns} : \underline{1.035}$$

Siendo:

$$P_c : \underline{492.863} \text{ t}$$

Donde:

E_c: Módulo de elasticidad del concreto.

$$E_c : \underline{239700.00} \text{ kp/cm}^2$$

I_g: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo.

$$I_g : \underline{52083.33} \text{ cm}^4$$

kl_u: Longitud efectiva.

$$kl_u : \underline{2.500} \text{ m}$$

En el eje y:

Se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$21.7 \leq 22.0 \quad \checkmark$$

Donde:

kl_u: Longitud efectiva.

$$kl_u : \underline{2.500} \text{ m}$$

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión.

$$r : \underline{11.55} \text{ cm}$$

Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada P_u de elementos en compresión no debe tomarse mayor que $\phi \cdot P_{n,\max}$ (Artículo 10.3.6).

$$\phi \cdot P_{n,\max} : \underline{135.121} \text{ t}$$

Siendo:

f_c: Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f_c : \underline{250.00} \text{ kp/cm}^2$$

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$$f_y : \underline{4200.00} \text{ kp/cm}^2$$

A_g: Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{1000.00} \text{ cm}^2$$

A_{st} : Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado.

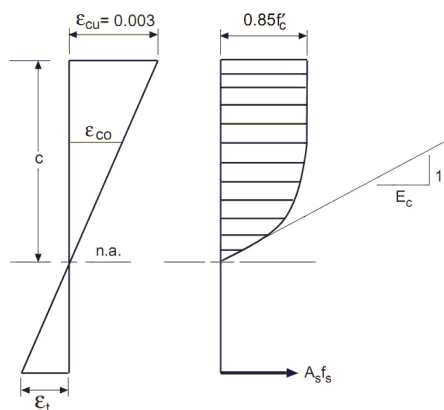
A_{st} : 11.87 cm²

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

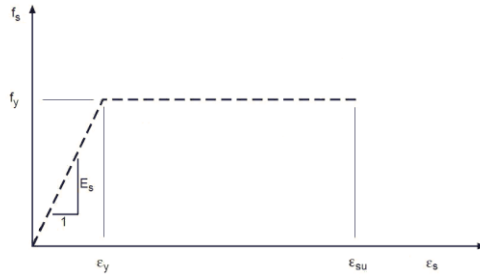
ϵ_{co} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.

f'_c : 250.00 kp/cm²

ϵ_{cu} : 0.0030

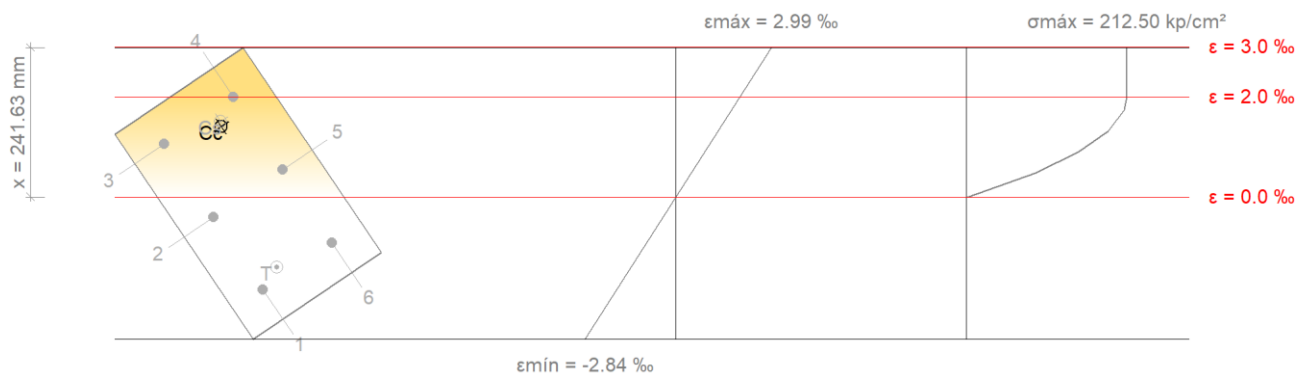
ϵ_{co} : 0.0020



f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 4200.00 kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	ϵ
1	#5	-142.54	67.54	-3776.84	-0.001852
2	#5	0.00	67.54	-804.87	-0.000395
3	#5	142.54	67.54	+2167.09	+0.001063
4	#5	142.54	-67.54	+4076.26	+0.001999
5	#5	0.00	-67.54	+1104.29	+0.000542
6	#5	-142.54	-67.54	-1867.68	-0.000916

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	75.625	113.36	-24.53
Cs	14.541	121.12	-27.70
T	12.763	-124.75	28.42

P_n : 77.402 t

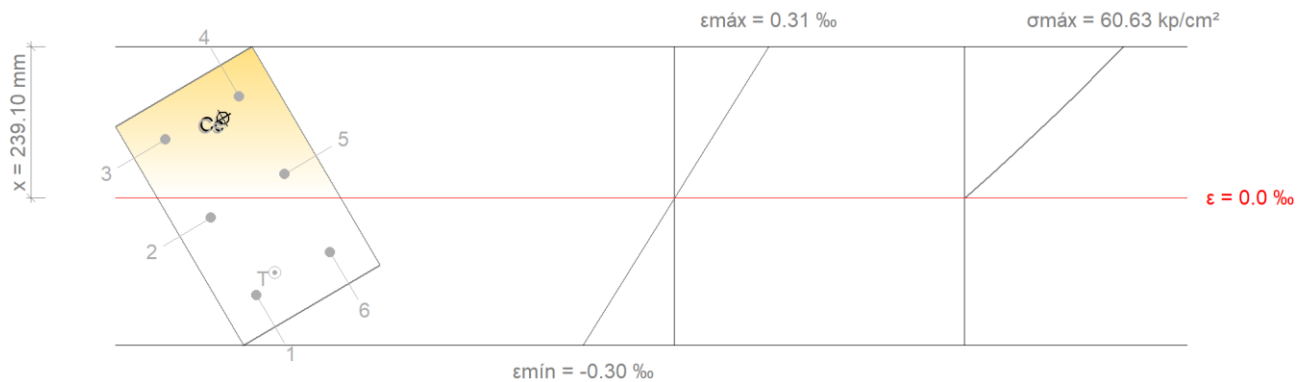
$M_{n,x}$: -2.621 t·m

$$M_{n,y} : 11.926 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.	$C_c : 75.625 \text{ t}$
C_s : Resultante de compresiones en el acero.	$C_s : 14.541 \text{ t}$
T : Resultante de tracciones en el acero.	$T : 12.763 \text{ t}$
e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x} : 113.36 \text{ mm}$ $e_{cc,y} : -24.53 \text{ mm}$
e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x} : 121.12 \text{ mm}$ $e_{cs,y} : -27.70 \text{ mm}$
e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x} : -124.75 \text{ mm}$ $e_{T,y} : 28.42 \text{ mm}$
ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	$\epsilon_{cmax} : 0.0030$
ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.	$\epsilon_{smax} : 0.0019$
σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	$\sigma_{cmax} : 212.50 \text{ kp/cm}^2$
σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.	$\sigma_{smax} : 3776.84 \text{ kp/cm}^2$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	ϵ
1	#5	-142.54	67.54	-405.50	-0.000199
2	#5	0.00	67.54	-81.46	-0.000040
3	#5	142.54	67.54	+242.59	+0.000119
4	#5	142.54	-67.54	+423.11	+0.000208
5	#5	0.00	-67.54	+99.07	+0.000049
6	#5	-142.54	-67.54	-224.98	-0.000110

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	12.316	125.69	-28.27
Cs	1.513	124.08	-24.69
T	1.409	-126.23	24.85

$$P_u : \underline{12.420} \text{ t}$$

$$M_{c,x} : \underline{-0.421} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{c,y} : \underline{1.914} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{12.316} \text{ t}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{1.513} \text{ t}$$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{1.409} \text{ t}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{125.69} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-28.27} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{124.08} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-24.69} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{-126.23} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{24.85} \text{ mm}$$

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0003}$$

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0002}$$

σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\sigma_{cmax} : \underline{60.63} \text{ kp/cm}^2$$

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$\sigma_{smax} : \underline{405.50} \text{ kp/cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (ACI 318-77, Artículo 10)

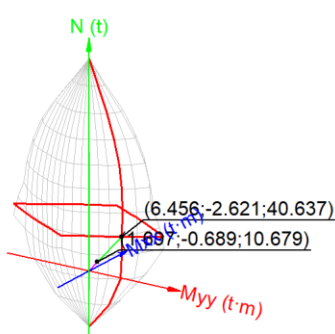
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '3 m', para la combinación de hipótesis "1.22133·PP+1.22133·CM-0.3·SX-SY".

Se debe satisfacer:

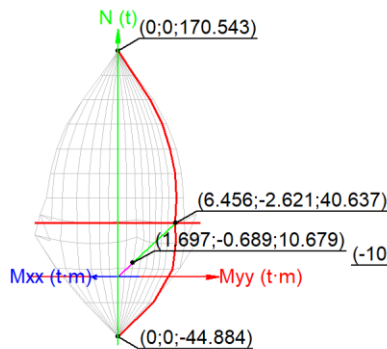
$$\eta : \underline{0.260} \quad \checkmark$$

$$\eta : \underline{0.263} \quad \checkmark$$

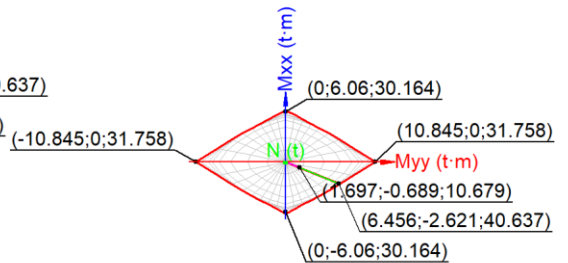
$$10.679 \text{ t} \leq 135.121 \text{ t} \quad \checkmark$$



Volumen de capacidad



Vista N, M



Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$$P_u : \frac{10.679}{t}$$

$$M_{u,x} : \frac{-0.669}{t \cdot m}$$

$$M_{u,y} : \frac{1.697}{t \cdot m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : \frac{41.083}{t}$$

$$\phi \cdot M_{n,x} : \frac{-2.574}{t \cdot m}$$

$$\phi \cdot M_{n,y} : \frac{6.527}{t \cdot m}$$

Comprobación del estado limite de inestabilidad (η_2)

P_u, M_c esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos obtenidos a partir de los de primer orden incrementados para tener en cuenta los efectos de segundo orden a causa de la esbeltez.

P_u : Axil solicitante de cálculo pésimo.

M_c : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$P_u : \frac{10.679}{t}$$

$$M_{c,x} : \frac{-0.689}{t \cdot m}$$

$$M_{c,y} : \frac{1.697}{t \cdot m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : \frac{40.637}{t}$$

$$\phi \cdot M_{n,x} : \frac{-2.621}{t \cdot m}$$

$$\phi \cdot M_{n,y} : \frac{6.456}{t \cdot m}$$

En el eje x:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$34.6 > 22.0$$

Donde:

kl_u : Longitud efectiva.

r : Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión.

$$kl_u : \frac{2.500}{m}$$

$$r : \frac{7.22}{cm}$$

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, M_c (Artículo 10.10.6):

$$P_u : \underline{10.679} \text{ t}$$

$$M_c : \underline{-0.689} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$M_2 : \underline{-0.669} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Siendo:

$$M_{2,\min} : \underline{0.240} \text{ t}\cdot\text{m}$$

h: Altura de un elemento.

$$h : \underline{250.00} \text{ mm}$$

$$\delta_{ns} : \underline{1.030}$$

Siendo:

$$P_c : \underline{492.863} \text{ t}$$

Donde:

E_c: Módulo de elasticidad del concreto.

$$E_c : \underline{239700.00} \text{ kp/cm}^2$$

I_g: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo.

$$I_g : \underline{52083.33} \text{ cm}^4$$

kl_u: Longitud efectiva.

$$kl_u : \underline{2.500} \text{ m}$$

En el eje y:

Se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$21.7 \leq 22.0 \quad \checkmark$$

Donde:

kl_u: Longitud efectiva.

$$kl_u : \underline{2.500} \text{ m}$$

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión.

$$r : \underline{11.55} \text{ cm}$$

Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada P_u de elementos en compresión no debe tomarse mayor que $\phi \cdot P_{n,\max}$ (Artículo 10.3.6).

$$\phi \cdot P_{n,\max} : \underline{135.121} \text{ t}$$

Siendo:

f_c: Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f_c : \underline{250.00} \text{ kp/cm}^2$$

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$$f_y : \underline{4200.00} \text{ kp/cm}^2$$

A_g: Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{1000.00} \text{ cm}^2$$

A_{st} : Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado.

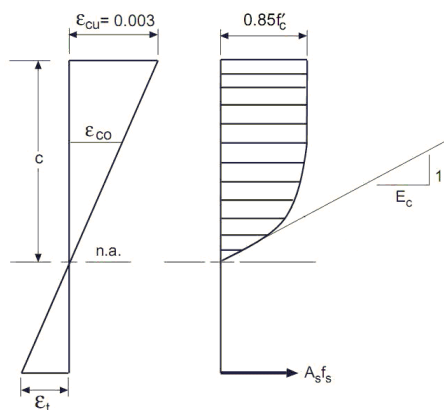
A_{st} : 11.87 cm²

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

f'_c : 250.00 kp/cm²

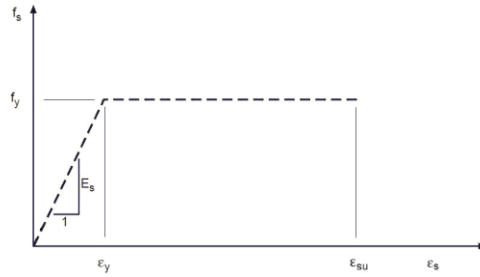
ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

ϵ_{cu} : 0.0030

ϵ_{co} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

ϵ_{co} : 0.0020

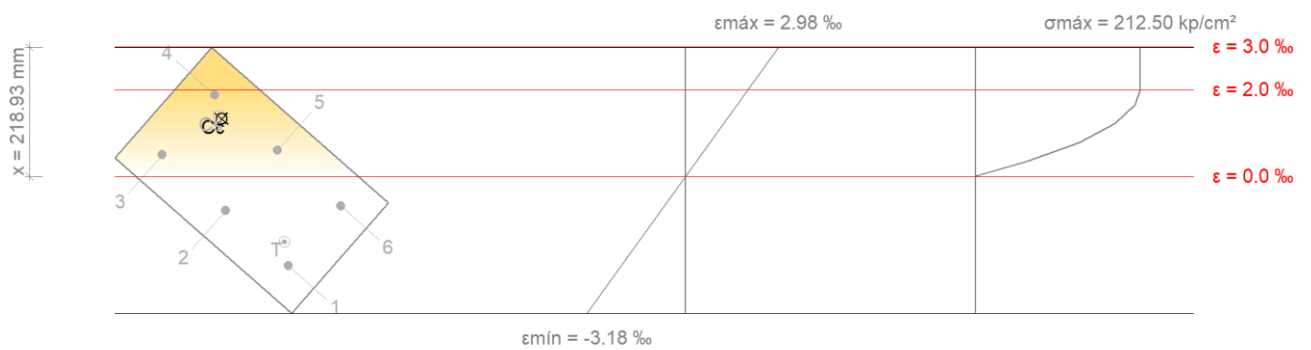
Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 4200.00 kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	ϵ
1	#5	-142.54	67.54	-4200.00	-0.002070
2	#5	0.00	67.54	-1604.84	-0.000787
3	#5	142.54	67.54	+1011.64	+0.000496
4	#5	142.54	-67.54	+3831.97	+0.001879
5	#5	0.00	-67.54	+1215.49	+0.000596
6	#5	-142.54	-67.54	-1400.99	-0.000687

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	64.230	107.39	-44.66
Cs	11.991	113.95	-44.99
T	14.260	-110.79	41.28

P_n : 61.960 t

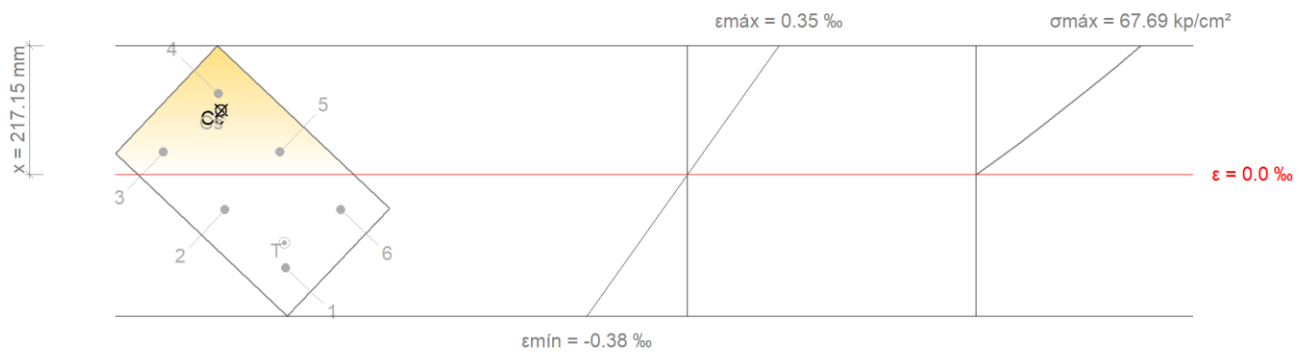
$M_{n,x}$: -3.997 t·m

$$M_{n,y} : 9.844 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.	C_c : <u>64.230</u> t
C_s : Resultante de compresiones en el acero.	C_s : <u>11.991</u> t
T : Resultante de tracciones en el acero.	T : <u>14.260</u> t
e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	e_{cc,x} : <u>107.39</u> mm
	e_{cc,y} : <u>-44.66</u> mm
e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	e_{cs,x} : <u>113.95</u> mm
	e_{cs,y} : <u>-44.99</u> mm
e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	e_{T,x} : <u>-110.79</u> mm
	e_{T,y} : <u>41.28</u> mm
ε_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} : <u>0.0030</u>
ε_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} : <u>0.0021</u>
σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} : <u>212.50</u> kp/cm ²
σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} : <u>4200.00</u> kp/cm ²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo p_simos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (kp/cm ²)	ε
1	#5	-142.54	67.54	-518.48	-0.000254
2	#5	0.00	67.54	-197.20	-0.000097
3	#5	142.54	67.54	+124.09	+0.000061
4	#5	142.54	-67.54	+445.41	+0.000218
5	#5	0.00	-67.54	+124.12	+0.000061
6	#5	-142.54	-67.54	-197.17	-0.000097

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	11.113	120.05	-50.39
C _s	1.373	117.03	-43.37
T	1.807	-111.75	38.36

$$P_u : 10.679 \text{ t}$$

$$M_{c,x} : -0.689 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{c,y} : 1.697 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : 11.113 \text{ t}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : 1.373 \text{ t}$$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$$T : 1.807 \text{ t}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : 120.05 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : -50.39 \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : 117.03 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : -43.37 \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : -111.75 \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : 38.36 \text{ mm}$$

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\epsilon_{cmax} : 0.0003$$

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$\epsilon_{smax} : 0.0003$$

σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\sigma_{cmax} : 67.69 \text{ kp/cm}^2$$

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$\sigma_{smax} : 518.48 \text{ kp/cm}^2$$

Criterios de diseño por sismo (ACI 318-77, Artículo 21)

Debido a la categoría de diseño sísmico de la estructura, no se realiza ninguna comprobación en cuanto a criterios de diseño por sismo.

Resistencia mínima a flexión de columnas. (ACI 318-77)

No se realiza la comprobación debido a la categoría de diseño sísmico de la estructura. ✓

Cortante de diseño para columnas. (ACI 318-77)

No se realiza la comprobación debido a la categoría de diseño sísmico de la estructura. ✓

COLUMNA 25X35

NIVEL 1 (0 - 3 M)

Datos del pilar	
	Geometría
Dimensiones	: 35x25 cm
Tramo	: 0.000/3.000 m
Altura libre	: 2.50 m
Recubrimiento geométrico	: 4.0 cm
Tamaño máximo de agregado	: 15 mm

Datos del pilar		
	Materiales	Longitud de pandeo
	Hormigón : $f'c=250$ Acero : Grade 60	Plano ZX : 2.50 m Plano ZY : 2.50 m
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
	Esquina : 4#5 Cara X : 2#4 Cuantía : 1.19 %	Estribos : 1e#3 Separación : 10 - 20 cm

Disposiciones relativas a las armaduras (ACI 318-77, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

En elementos a compresión reforzados con espirales o estribos, la distancia libre entre barras longitudinales no debe ser menor de $s_{l,min}$ (Artículo 7.6.3):

$$103 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_{l,min} : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{24} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra más gruesa.

$$d_b : \underline{15.9} \text{ mm}$$

d_{ag} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$d_{ag} : \underline{15} \text{ mm}$$

Estribos

En elementos a compresión reforzados con espirales o estribos, la distancia libre entre refuerzos transversales no debe ser menor de $s_{t,min}$ (Artículo 7.6.3):

$$100 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{t,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_{t,min} : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{14} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$$d_{b,t} : \underline{9.5} \text{ mm}$$

d_{ag} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$d_{ag} : \underline{15} \text{ mm}$$

El espaciamiento vertical de los estribos no debe exceder $s_{t,max}$ (Artículo 7.10.5.2):

$$100 \text{ mm} \leq 203 \text{ mm} \checkmark$$

Donde:

$s_{t,max}$: Valor mínimo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_{t,max} : \underline{203} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{203} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{457} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{250} \text{ mm}$$

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$d_b : \underline{12.7} \text{ mm}$$

$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal.

$$d_{b,t} : \underline{9.5} \text{ mm}$$

b_{min} : Menor dimensión del elemento sometido a compresión.

$$b_{min} : \underline{250} \text{ mm}$$

Todas las barras no preesforzadas deben estar confinadas por medio de estribos transversales de por lo menos diámetro No. 10, para barras longitudinales No. 32 o menores; y diámetro No. 13 como mínimo, para barras longitudinales No. 36, No. 43 y No. 57 y paquetes de barras (Artículo 7.10.5.1):

$$\#3 \geq \text{No. 10} \checkmark$$

Donde:

d_b : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$d_b : \underline{\#5}$$

$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal.

$$d_{b,t} : \underline{\#3}$$

Armadura mínima y máxima (ACI 318-77, Artículo 10.9.1)

El área de refuerzo longitudinal, A_{st} , para elementos no compuestos a compresión no debe ser menor que $0.01 \cdot A_g$ ni mayor que $0.08 \cdot A_g$ (Artículo 10.9.1):

$$10.45 \text{ cm}^2 \geq 8.75 \text{ cm}^2 \checkmark$$

$$10.45 \text{ cm}^2 \leq 70.00 \text{ cm}^2 \checkmark$$

Donde:

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{875.00} \text{ cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (ACI 318-77, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{0.123} \checkmark$$

Donde:

V_u : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,x} : \underline{1.229} \text{ t}$$

$$V_{u,y} : \underline{0.322} \text{ t}$$

$\phi \cdot V_n$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$\phi \cdot V_{n,x} : \underline{10.282} \text{ t}$$

$$\phi \cdot V_{n,y} : \underline{11.259} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.6 m', para la combinación de hipótesis "1.4·PP+1.4·CM".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n : \underline{13.709} \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

Cuando M_m es negativo, V_c debe calcularse por medio de la ecuación:

$$V_c : \underline{13.709} \text{ t}$$

$$([\text{MPa}] N_u/A_g \text{ y } f'_c)$$

Donde:

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{250.00} \text{ kp/cm}^2$$

Siendo:

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{250} \text{ mm}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{247} \text{ mm}$$

$$M_m : \underline{-3.965} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_u : Momento mayorado en la sección.

$$M_u : \underline{-1.826} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_u : Carga axial mayorada normal a la sección transversal.

$$N_u : \underline{40.172} \text{ t}$$

h : Altura de un elemento.

$$h : \underline{350.00} \text{ mm}$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{875.00} \text{ cm}^2$$

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n : \underline{15.012} \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

Cuando M_m es negativo, V_c debe calcularse por medio de la ecuación:

$$V_c : \underline{15.012} \text{ t}$$

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{250.00} \text{ kp/cm}^2$$

Siendo:

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{350} \text{ mm}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{193} \text{ mm}$$

$$M_m : \underline{-3.548} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_u : Momento mayorado en la sección.

$$M_u : \underline{-0.505} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_u : Carga axial mayorada normal a la sección transversal.

$$N_u : \underline{40.172} \text{ t}$$

h : Altura de un elemento.

$$h : \underline{250.00} \text{ mm}$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{875.00} \text{ cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (ACI 318-77, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{0.146} \checkmark$$

Donde:

V_u : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,x} : \underline{1.417} \text{ t}$$

$$V_{u,y} : \underline{0.290} \text{ t}$$

$\phi \cdot V_n$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$\phi \cdot V_{n,x} : \underline{9.871} \text{ t}$$

$$\phi \cdot V_{n,y} : \underline{10.809} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.6 m', para la combinación de hipótesis "1.22133·PP+1.22133·CM+SX+0.3·SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n : \underline{13.161} \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

Cuando M_m es negativo, V_c debe calcularse por medio de la ecuación:

$$V_c : \underline{13.161} \text{ t}$$

$$([\text{MPa}] N_u/A_g \text{ y } f'_c)$$

Donde:

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{250.00} \text{ kp/cm}^2$$

Siendo:

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{250} \text{ mm}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{247} \text{ mm}$$

$$M_m : \underline{-2.995} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_u : Momento mayorado en la sección.

$$M_u : \underline{-1.996} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_u : Carga axial mayorada normal a la sección transversal.

$$N_u : \underline{34.615} \text{ t}$$

h : Altura de un elemento.

$$h : \underline{350.00} \text{ mm}$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{875.00} \text{ cm}^2$$

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n : \underline{14.412} \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

Cuando M_m es negativo, V_c debe calcularse por medio de la ecuación:

$$V_c : \underline{14.412} \text{ t}$$

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

f'_c : 250.00 kp/cm²

Siendo:

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 350 mm

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 193 mm

M_m : -3.041 t·m

Donde:

M_u : Momento mayorado en la sección.

M_u : -0.451 t·m

N_u : Carga axial mayorada normal a la sección transversal.

N_u : 34.615 t

h : Altura de un elemento.

h : 250.00 mm

A_g : Área total de la sección de hormigón.

A_g : 875.00 cm²

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (ACI 318-77, Artículo 10)

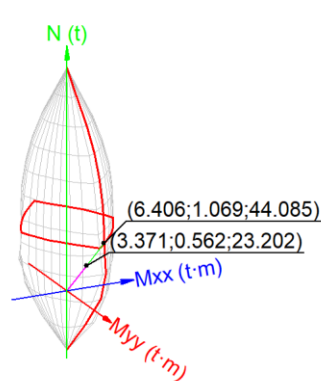
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '3 m', para la combinación de hipótesis "1.4·PP+1.4·CM".

Se debe satisfacer:

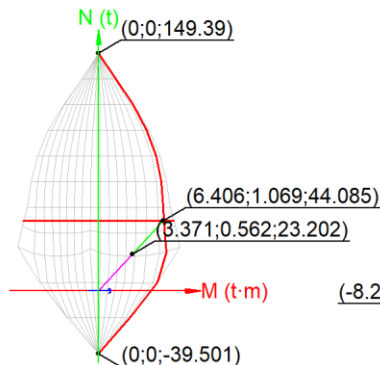
η : 0.488 ✓

η : 0.526 ✓

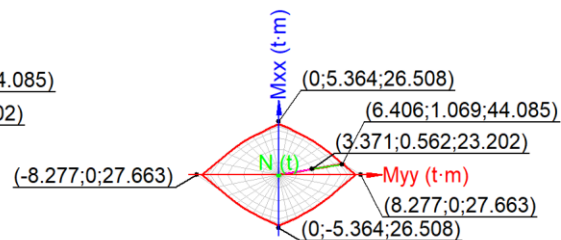
23.202 t ≤ 118.356 t ✓



Volumen de capacidad



Vista N, M



Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$$P_u : \frac{23.202}{t}$$

$$M_{u,x} : \frac{0.396}{t \cdot m}$$

$$M_{u,y} : \frac{3.248}{t \cdot m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : \frac{47.536}{t}$$

$$\phi \cdot M_{n,x} : \frac{0.811}{t \cdot m}$$

$$\phi \cdot M_{n,y} : \frac{6.655}{t \cdot m}$$

Comprobación del estado limite de inestabilidad (η_2)

P_u, M_c esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos obtenidos a partir de los de primer orden incrementados para tener en cuenta los efectos de segundo orden a causa de la esbeltez.

P_u : Axil solicitante de cálculo pésimo.

M_c : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$P_u : \frac{23.202}{t}$$

$$M_{c,x} : \frac{0.562}{t \cdot m}$$

$$M_{c,y} : \frac{3.371}{t \cdot m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : \frac{44.085}{t}$$

$$\phi \cdot M_{n,x} : \frac{1.069}{t \cdot m}$$

$$\phi \cdot M_{n,y} : \frac{6.406}{t \cdot m}$$

En el eje x:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$34.6 > 22.0$$

Donde:

kl_u : Longitud efectiva.

r : Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión.

$$kl_u : \frac{2.500}{m}$$

$$r : \frac{7.22}{cm}$$

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, M_c (Artículo 10.10.6):

$$P_u : \underline{23.202} \text{ t}$$

$$M_c : \underline{0.562} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$M_2 : \underline{0.522} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Siendo:

$$M_{2,\min} : \underline{0.522} \text{ t}\cdot\text{m}$$

h: Altura de un elemento.

$$h : \underline{250.00} \text{ mm}$$

$$\delta_{ns} : \underline{1.077}$$

Siendo:

$$P_c : \underline{431.255} \text{ t}$$

Donde:

E_c : Módulo de elasticidad del concreto.

$$E_c : \underline{239700.00} \text{ kp/cm}^2$$

I_g : Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo.

$$I_g : \underline{45572.92} \text{ cm}^4$$

kl_u : Longitud efectiva.

$$kl_u : \underline{2.500} \text{ m}$$

En el eje y:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$24.7 > 22.0$$

Donde:

kl_u : Longitud efectiva.

$$kl_u : \underline{2.500} \text{ m}$$

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión.

$$r : \underline{10.10} \text{ cm}$$

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, M_c (Artículo 10.10.6):

$$P_u : \underline{23.202} \text{ t}$$

$$M_c : \underline{3.371} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$M_2 : \underline{3.248} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Siendo:

$$M_{2,\min} : \underline{0.592} \text{ t}\cdot\text{m}$$

h: Altura de un elemento.

$$h : \underline{350.00} \text{ mm}$$

$$\delta_{ns} : \underline{1.038}$$

Siendo:

$$P_c : \underline{845.261} \text{ t}$$

Donde:

E_c: Módulo de elasticidad del concreto.

$$E_c : \underline{239700.00} \text{ kp/cm}^2$$

I_g: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo.

$$I_g : \underline{89322.92} \text{ cm}^4$$

kl_u: Longitud efectiva.

$$kl_u : \underline{2.500} \text{ m}$$

Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada P_u de elementos en compresión no debe tomarse mayor que $\phi \cdot P_{n,\max}$ (Artículo 10.3.6).

$$\phi \cdot P_{n,\max} : \underline{118.356} \text{ t}$$

Siendo:

f'_c: Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{250.00} \text{ kp/cm}^2$$

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$$f_y : \underline{4200.00} \text{ kp/cm}^2$$

A_g: Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{875.00} \text{ cm}^2$$

A_{st}: Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado.

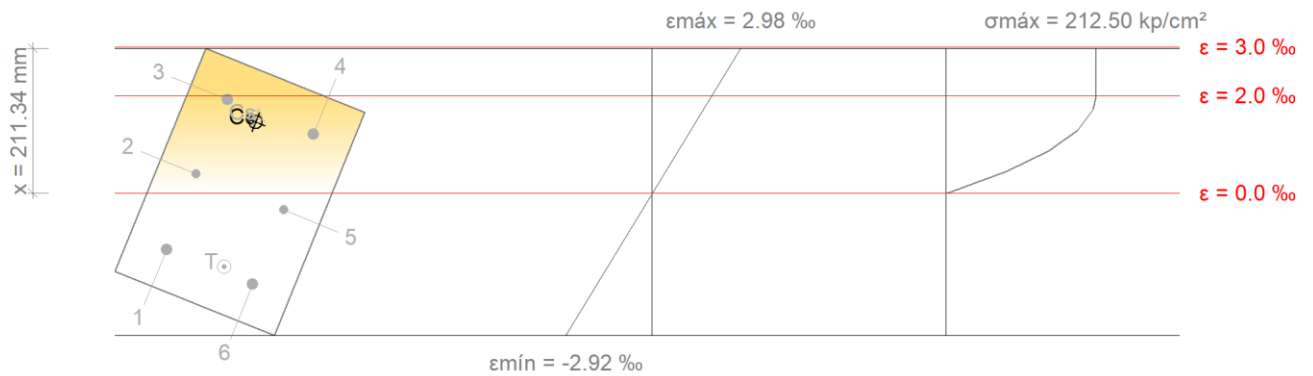
$$A_{st} : \underline{10.45} \text{ cm}^2$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	ϵ
1	#5	-117.54	67.54	-2342.51	-0.001149
2	#4	0.00	69.13	+811.37	+0.000398
3	#5	117.54	67.54	+3930.82	+0.001928
4	#5	117.54	-67.54	+2468.09	+0.001210
5	#4	0.00	-69.13	-685.80	-0.000336
6	#5	-117.54	-67.54	-3805.25	-0.001866

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	67.167	103.28	16.70
Cs	13.691	108.71	19.47
T	13.035	-109.71	-19.61

$$P_n : \underline{67.823} \text{ t}$$

$$M_{n,x} : \underline{1.644} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} : \underline{9.855} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$C_c : \underline{67.167} \text{ t}$$

$$C_s : \underline{13.691} \text{ t}$$

$$T : \underline{13.035} \text{ t}$$

$$e_{cc,x} : \underline{103.28} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{16.70} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{108.71} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{19.47} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{-109.71} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$e_{T,y} : \underline{-19.61} \text{ mm}$$

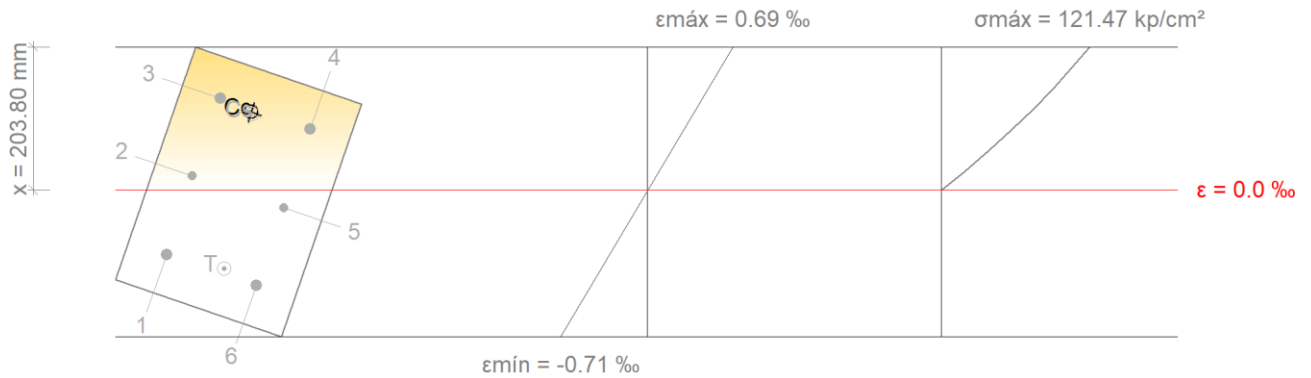
$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0030}$$

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0019}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{212.50} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma_{smax} : \underline{3805.25} \text{ kp/cm}^2$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	ϵ
1	#5	-117.54	67.54	-632.43	-0.000310
2	#4	0.00	69.13	+139.31	+0.000068
3	#5	117.54	67.54	+903.88	+0.000443
4	#5	117.54	-67.54	+599.43	+0.000294
5	#4	0.00	-69.13	-172.31	-0.000085
6	#5	-117.54	-67.54	-936.88	-0.000459

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	23.374	113.66	19.41
Cs	3.152	110.96	16.78
T	3.324	-109.82	-16.78

$$P_u : \underline{23.202} \text{ t}$$

$$M_{c,x} : \underline{0.562} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{c,y} : \underline{3.371} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{23.374} \text{ t}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$C_s : \underline{3.152} \text{ t}$$

$$T : \underline{3.324} \text{ t}$$

$$e_{cc,x} : \underline{113.66} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{19.41} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{110.96} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{16.78} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{-109.82} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-16.78} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0007}$$

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0005}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{121.47} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma_{smax} : \underline{936.88} \text{ kp/cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas)
(ACI 318-77, Artículo 10)

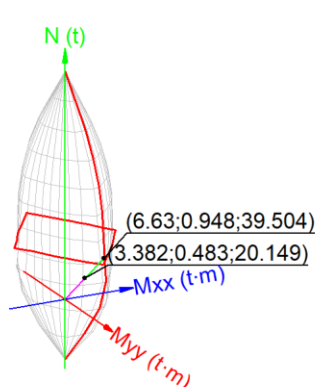
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '3 m', para la combinación de hipótesis "1.22133·PP+1.22133·CM+SX+0.3·SY".

Se debe satisfacer:

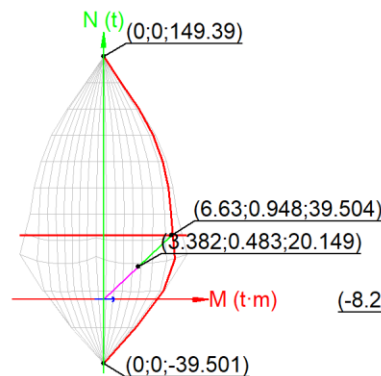
$$\eta : \underline{0.481} \quad \checkmark$$

$$\eta : \underline{0.510} \quad \checkmark$$

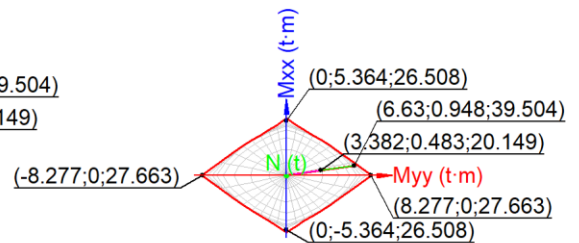
$$20.149 \text{ t} \leq 118.356 \text{ t} \quad \checkmark$$



Volumen de capacidad



Vista N, M



Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$$P_u : \underline{20.149} \text{ t}$$

$$M_{u,x} : \underline{0.354} \text{ t·m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$M_{u,y} : \underline{3.274} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\phi \cdot P_n : \underline{41.887} \text{ t}$$

$$\phi \cdot M_{n,x} : \underline{0.736} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\phi \cdot M_{n,y} : \underline{6.806} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Comprobación del estado limite de inestabilidad (η_2)

P_u, M_c esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos obtenidos a partir de los de primer orden incrementados para tener en cuenta los efectos de segundo orden a causa de la esbeltez.

P_u : Axil solicitante de cálculo pésimo.

M_c : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$P_u : \underline{20.149} \text{ t}$$

$$M_{c,x} : \underline{0.483} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{c,y} : \underline{3.382} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : \underline{39.504} \text{ t}$$

$$\phi \cdot M_{n,x} : \underline{0.948} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\phi \cdot M_{n,y} : \underline{6.630} \text{ t}\cdot\text{m}$$

En el eje x:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$34.6 > 22.0$$

Donde:

kl_u : Longitud efectiva.

r : Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión.

$$kl_u : \underline{2.500} \text{ m}$$

$$r : \underline{7.22} \text{ cm}$$

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, M_c (Artículo 10.10.6):

$$P_u : \underline{20.149} \text{ t}$$

$$M_c : \underline{0.483} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$M_2 : \underline{0.453} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Siendo:

$$M_{2,min} : \underline{0.453} \text{ t}\cdot\text{m}$$

h : Altura de un elemento.

$$h : \underline{250.00} \text{ mm}$$

$$\delta_{ns} : \underline{1.066}$$

Siendo:

$$P_c : \underline{431.255} \text{ t}$$

Donde:

E_c: Módulo de elasticidad del concreto.

$$E_c : \underline{239700.00} \text{ kp/cm}^2$$

I_g: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo.

$$I_g : \underline{45572.92} \text{ cm}^4$$

kl_u: Longitud efectiva.

$$kl_u : \underline{2.500} \text{ m}$$

En el eje y:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$24.7 > 22.0$$

Donde:

kl_u: Longitud efectiva.

$$kl_u : \underline{2.500} \text{ m}$$

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión.

$$r : \underline{10.10} \text{ cm}$$

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, M_c (Artículo 10.10.6):

$$P_u : \underline{20.149} \text{ t}$$

$$M_c : \underline{3.382} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$M_2 : \underline{3.274} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Siendo:

$$M_{2,\min} : \underline{0.514} \text{ t}\cdot\text{m}$$

h: Altura de un elemento.

$$h : \underline{350.00} \text{ mm}$$

$$\delta_{ns} : \underline{1.033}$$

Siendo:

$$P_c : \underline{845.261} \text{ t}$$

Donde:

E_c: Módulo de elasticidad del concreto.

$$E_c : \underline{239700.00} \text{ kp/cm}^2$$

I_g: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo.

$$I_g : \underline{89322.92} \text{ cm}^4$$

kl_u: Longitud efectiva.

$$kl_u : \underline{2.500} \text{ m}$$

Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada P_u de elementos en compresión no debe tomarse mayor que $\phi \cdot P_{n,max}$ (Artículo 10.3.6).

$$\phi \cdot P_{n,max} : \underline{118.356} \text{ t}$$

Siendo:

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{250.00} \text{ kp/cm}^2$$

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$$f_y : \underline{4200.00} \text{ kp/cm}^2$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{875.00} \text{ cm}^2$$

A_{st} : Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado.

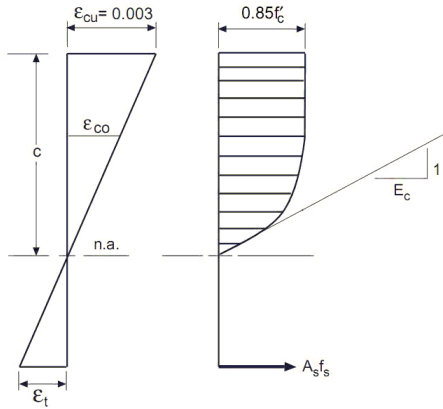
$$A_{st} : \underline{10.45} \text{ cm}^2$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- (a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- (b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- (c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.
- (d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- (e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- (f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

f'_c : 250.00 kp/cm²

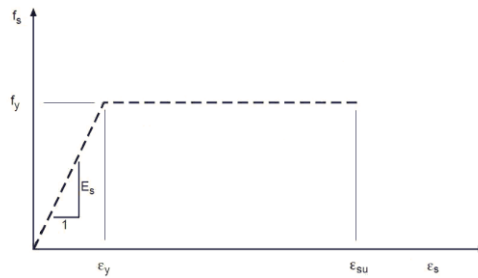
ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

ϵ_{cu} : 0.0030

ϵ_{c0} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

ϵ_{c0} : 0.0020

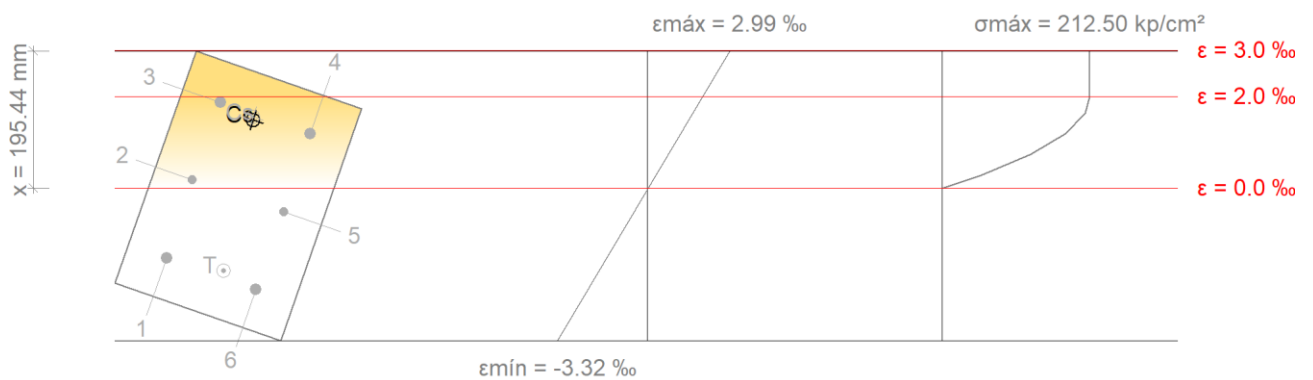
Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 4200.00 kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	ϵ
1	#5	-117.54	67.54	-3104.83	-0.001523
2	#4	0.00	69.13	+367.51	+0.000180
3	#5	117.54	67.54	+3807.21	+0.001867
4	#5	117.54	-67.54	+2420.90	+0.001187
5	#4	0.00	-69.13	-1051.44	-0.000516
6	#5	-117.54	-67.54	-4200.00	-0.002203

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	62.233	109.16	15.51
Cs	12.791	113.26	17.00
T	15.788	-107.62	-15.10

$$P_n : \underline{59.236} \text{ t}$$

$$M_{n,x} : \underline{1.421} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} : \underline{9.942} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{62.233} \text{ t}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{12.791} \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{15.788} \text{ t}$$

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{109.16} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{15.51} \text{ mm}$$

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{113.26} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{17.00} \text{ mm}$$

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{-107.62} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-15.10} \text{ mm}$$

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0030}$$

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0022}$$

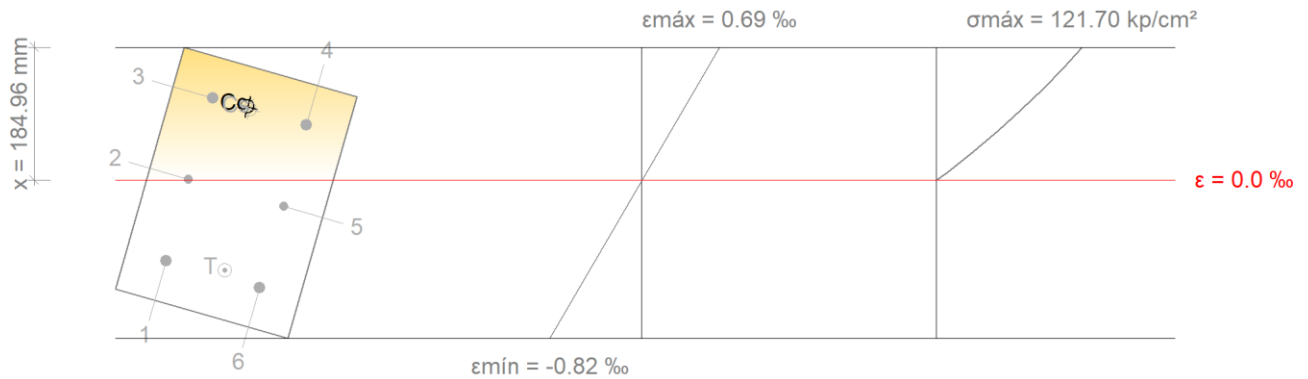
σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\sigma_{cmax} : \underline{212.50} \text{ kp/cm}^2$$

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$\sigma_{smax} : \underline{4200.00} \text{ kp/cm}^2$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	ϵ
1	#5	-117.54	67.54	-856.10	-0.000420
2	#4	0.00	69.13	+10.26	+0.000005
3	#5	117.54	67.54	+869.95	+0.000427
4	#5	117.54	-67.54	+586.63	+0.000288
5	#4	0.00	-69.13	-279.73	-0.000137
6	#5	-117.54	-67.54	-1139.42	-0.000559

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	21.557	119.62	17.74
Cs	2.896	117.01	13.39
T	4.304	-107.86	-14.49

$$P_u : \underline{20.149} \text{ t}$$

$$M_{c,x} : \underline{0.483} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{c,y} : \underline{3.382} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$C_c : \underline{21.557} \text{ t}$$

$$C_s : \underline{2.896} \text{ t}$$

$$T : \underline{4.304} \text{ t}$$

$$e_{cc,x} : \underline{119.62} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{17.74} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{117.01} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{13.39} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{-107.86} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-14.49} \text{ mm}$$

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ϵ_{cmax} : 0.0007

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

ϵ_{smax} : 0.0006

σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{cmax} : 121.70 kp/cm²

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

σ_{smax} : 1139.42 kp/cm²

Criterios de diseño por sismo (ACI 318-77, Artículo 21)

Debido a la categoría de diseño sísmico de la estructura, no se realiza ninguna comprobación en cuanto a criterios de diseño por sismo.

Resistencia mínima a flexión de columnas. (ACI 318-77)

No se realiza la comprobación debido a la categoría de diseño sísmico de la estructura.



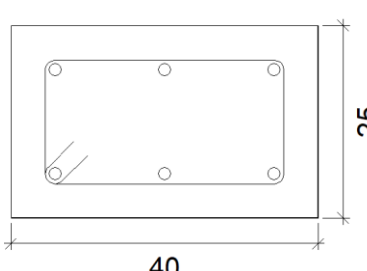
Cortante de diseño para columnas. (ACI 318-77)

No se realiza la comprobación debido a la categoría de diseño sísmico de la estructura.



ANEXO 7

COLUMNA 25X40

Datos del pilar		
 <p style="text-align: center;">40</p> <p style="text-align: right; margin-right: 10px;">25</p>	Geometría	
	Dimensiones : 40x25 cm	
	Tramo : 0.000/3.000 m	
	Altura libre : 2.50 m	
	Recubrimiento geométrico : 4.0 cm	
	Tamaño máximo de agregado : 19 mm	
	Materiales	Longitud de pandeo
	Hormigón : $f'c=175$	Plano ZX : 2.50 m
	Acero : Grado 60	Plano ZY : 2.50 m
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
Esquina : 4Ø5/8"	Estribos : 1eØ3/8"	
Cara X : 2Ø5/8"	Separación : 10 - 20 cm	
Cuantía : 1.19 %		

Disposiciones relativas a las armaduras (NTE E.060:2009, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

En elementos a compresión reforzados transversalmente con espirales o estribos, la distancia libre entre barras longitudinales no debe ser menor de $s_{l,min}$ (Artículo 7.6.3):

$$119 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_{l,min} : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{24} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{25} \text{ mm}$$

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra más gruesa.

$$d_b : \underline{15.9} \text{ mm}$$

d_{ag} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$d_{ag} : \underline{19} \text{ mm}$$

Estribos

En elementos a compresión reforzados transversalmente con espirales o estribos, la distancia libre entre refuerzos transversales no debe ser menor de $s_{e,min}$ (Artículo 7.6.3):

$$100 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{e,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_{e,min} : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{14} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{25} \text{ mm}$$

Siendo:

d_{be} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$$d_{be} : \underline{9.5} \text{ mm}$$

d_{ag} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$d_{ag} : \underline{19} \text{ mm}$$

El espaciamiento vertical de los estribos no debe exceder $s_{t,max}$ (Artículo 7.10.5.2):

$$100 \text{ mm} \leq 250 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{t,max}$: Valor mínimo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_{t,max} : \underline{250} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{255} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{457} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{250} \text{ mm}$$

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$d_b : \underline{15.9} \text{ mm}$$

d_{be} : Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal.

$$d_{be} : \underline{9.5} \text{ mm}$$

b_{min} : Menor dimensión transversal del elemento sometido a compresión.

$$b_{min} : \underline{250} \text{ mm}$$

Todas las barras no preesforzadas deben estar confinadas por medio de estribos transversales de por lo menos 8 mm para barras de hasta 5/8", de 3/8" para barras longitudinales de más de 5/8" hasta 1" y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro y para los paquetes de barras (Artículo 7.10.5.1):

$$\emptyset 3/8'' \geq 8 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

d_b : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$d_b : \underline{\emptyset 5/8''}$$

d_{be} : Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal.

$$d_{be} : \underline{\emptyset 3/8''}$$

Armadura mínima y máxima (NTE E.060:2009, Artículo 10.9.1)

El área de refuerzo longitudinal total, A_{st} , para elementos en compresión no compuestos no debe ser menor que 0.01 ni mayor que 0.06 veces el área total, A_g , de la sección transversal (Artículo 10.9.1):

$$11.94 \text{ cm}^2 \geq 10.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$11.94 \text{ cm}^2 \leq 60.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{1000.00} \text{ cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{0.358} \quad \checkmark$$

Donde:

V_u : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,x} : \underline{4.007} \text{ t}$$

$$V_{u,y} : \underline{0.010} \text{ t}$$

$\phi \cdot V_n$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$\phi \cdot V_{n,x} : \underline{11.202} \text{ t}$$

$$\phi \cdot V_{n,y} : \underline{12.722} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.6 m', para la combinación de hipótesis "1.4·PP+1.4·CM+1.7·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n : \underline{13.179} \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

Cuando M_m es negativo, V_c debe calcularse por medio de la ecuación:

$$V_c : \underline{13.179} \text{ t}$$

$$([\text{MPa}] N_u/A_g \text{ y } f_c)$$

Donde:

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f'_c : \underline{175.00} \text{ kp/cm}^2$$

Siendo:

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{250} \text{ mm}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{271} \text{ mm}$$

$$M_m : \underline{-2.382} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_u : Momento amplificado en la sección.

$$M_u : \underline{6.477} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_u : Carga axial amplificada normal a la sección transversal.

$$N_u : \underline{53.336} \text{ t}$$

h : Altura de un elemento.

$$h : \underline{400.00} \text{ mm}$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{1000.00} \text{ cm}^2$$

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n : \underline{14.967} \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

Cuando M_m es negativo, V_c debe calcularse por medio de la ecuación:

$$V_c : \underline{14.967} \text{ t}$$

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f'_c : \underline{175.00} \text{ kp/cm}^2$$

Siendo:

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{400} \text{ mm}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{193} \text{ mm}$$

$$M_m : \underline{-5.370} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_u : Momento amplificado en la sección.

$$M_u : \underline{0.014} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_u : Carga axial amplificada normal a la sección transversal.

$$N_u : \underline{53.336} \text{ t}$$

h : Altura de un elemento.

$$h : \underline{250.00} \text{ mm}$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{1000.00} \text{ cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{0.735} \quad \checkmark$$

Donde:

V_u : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,x} : \underline{4.023} \text{ t}$$

$$V_{u,y} : \underline{0.114} \text{ t}$$

$\phi \cdot V_n$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$\phi \cdot V_{n,x} : \underline{5.476} \text{ t}$$

$$\phi \cdot V_{n,y} : \underline{10.714} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "0.9·PP+0.9·CM-SX".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n : \underline{6.442} \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c : \underline{6.442} \text{ t}$$

([MPa] f'_c)

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c : \underline{11.099} \text{ t}$$

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f'_c : \underline{175.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$\rho_w : \underline{0.012}$$

Siendo:

A_s : Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

$$A_s : \underline{7.96} \text{ cm}^2$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{250} \text{ mm}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{271} \text{ mm}$$

$$M_m : \underline{0.810} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_u : Momento amplificado en la sección.

$$M_u : \underline{-5.395} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_u: Carga axial amplificada normal a la sección transversal.
h: Altura de un elemento.
A_g: Área total de la sección de hormigón.

N_u : 27.608 t
h : 400.00 mm
A_g : 1000.00 cm²

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

V_n : 12.605 t

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

Cuando M_m es negativo, V_c debe calcularse por medio de la ecuación:

V_c : 12.605 t

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

f'_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f'_c : 175.00 kp/cm²

Siendo:

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 400 mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 193 mm

M_m : -2.636 t·m

Donde:

M_u: Momento amplificado en la sección.

M_u : 0.151 t·m

N_u: Carga axial amplificada normal a la sección transversal.

N_u : 27.608 t

h: Altura de un elemento.

h : 250.00 mm

A_g: Área total de la sección de hormigón.

A_g : 1000.00 cm²

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 10)



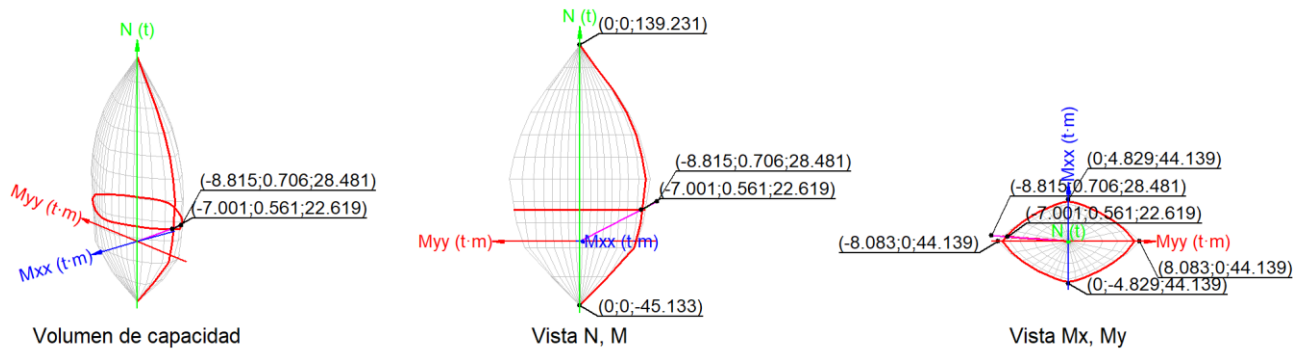
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '3 m', para la combinación de hipótesis "1.4·PP+1.4·CM+1.7·Qa".

Se debe satisfacer:

η : 1.196

$$\eta : \underline{1.259} \quad \times$$

$$28.481 \text{ t} \leq 110.388 \text{ t} \quad \checkmark$$



Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$$P_u : \underline{28.481} \text{ t}$$

$$M_{u,x} : \underline{0.079} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{-8.815} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : \underline{23.806} \text{ t}$$

$$\phi \cdot M_{n,x} : \underline{0.066} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\phi \cdot M_{n,y} : \underline{-7.368} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Comprobación del estado limite de inestabilidad (η_2)

P_u, M_c esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos obtenidos a partir de los de primer orden incrementados para tener en cuenta los efectos de segundo orden a causa de la esbeltez.

P_u : Axil solicitante de cálculo pésimo.

M_c : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$P_u : \underline{28.481} \text{ t}$$

$$M_{c,x} : \underline{0.706} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{c,y} : \underline{-8.815} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : \underline{22.619} \text{ t}$$

$$\phi \cdot M_{n,x} : \underline{0.561} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\phi \cdot M_{n,y} : \underline{-7.001} \text{ t}\cdot\text{m}$$

En el eje x:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.12.2):

$$34.6 > 22.0$$

Donde:

kl_u : Longitud efectiva.

r : Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión.

$$kl_u : \underline{2.500} \text{ m}$$

$$r : \underline{7.22} \text{ cm}$$

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial amplificada P_c y el momento amplificado M_u , magnificado por los efectos de curvatura (efectos de segundo orden) del elemento, M_c (Artículo 10.12.3):

$$P_u : \underline{28.481} \text{ t}$$

$$M_c : \underline{0.706} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$M_2 : \underline{0.641} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Siendo:

$$M_{2,\min} : \underline{0.641} \text{ t}\cdot\text{m}$$

h : Altura de un elemento.

$$h : \underline{250.00} \text{ mm}$$

$$\delta_{ns} : \underline{1.101}$$

Siendo:

$$P_c : \underline{412.358} \text{ t}$$

Donde:

E_c : Módulo de elasticidad del concreto.

$$E_c : \underline{200547.00} \text{ kp/cm}^2$$

I_g : Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo.

$$I_g : \underline{52083.33} \text{ cm}^4$$

kl_u : Longitud efectiva.

$$kl_u : \underline{2.500} \text{ m}$$

En el eje y:

Se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.12.2):

$$21.7 \leq 22.0 \quad \checkmark$$

Donde:

kl_u : Longitud efectiva.

r : Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión.

$$kl_u : \underline{2.500} \text{ m}$$

$$r : \underline{11.55} \text{ cm}$$

Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada P_u de elementos en compresión no debe exceder de $\phi \cdot P_{n,max}$ (Artículo 10.3.6).

$$\phi \cdot P_{n,max} : \underline{110.388} \text{ t}$$

Siendo:

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f'_c : \underline{175.00} \text{ kp/cm}^2$$

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

$$f_y : \underline{4200.00} \text{ kp/cm}^2$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{1000.00} \text{ cm}^2$$

A_{st} : Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado.

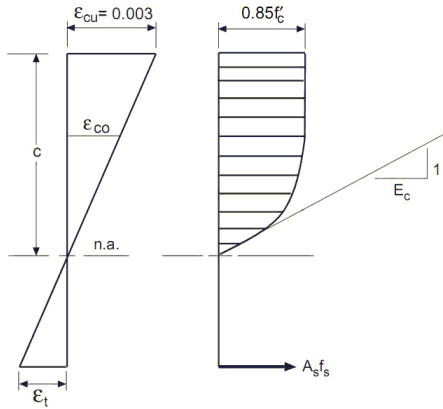
$$A_{st} : \underline{11.94} \text{ cm}^2$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- (a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y carga axial debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- (b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- (c) La máxima deformación unitaria utilizable del concreto, ϵ_{cu} , en la fibra extrema sometida a compresión, se asumirá igual a 0.003.
- (d) El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias en el refuerzo mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considerará independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- (e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- (f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que permita una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos de laboratorio representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f'_c : 175.00 kp/cm²

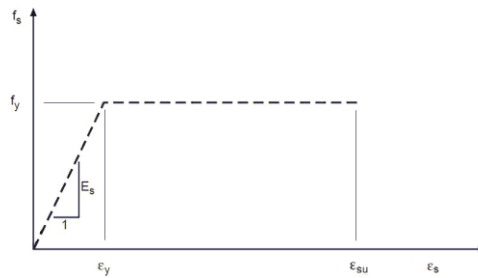
ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

ϵ_{cu} : 0.0030

ϵ_{c0} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

ϵ_{c0} : 0.0020

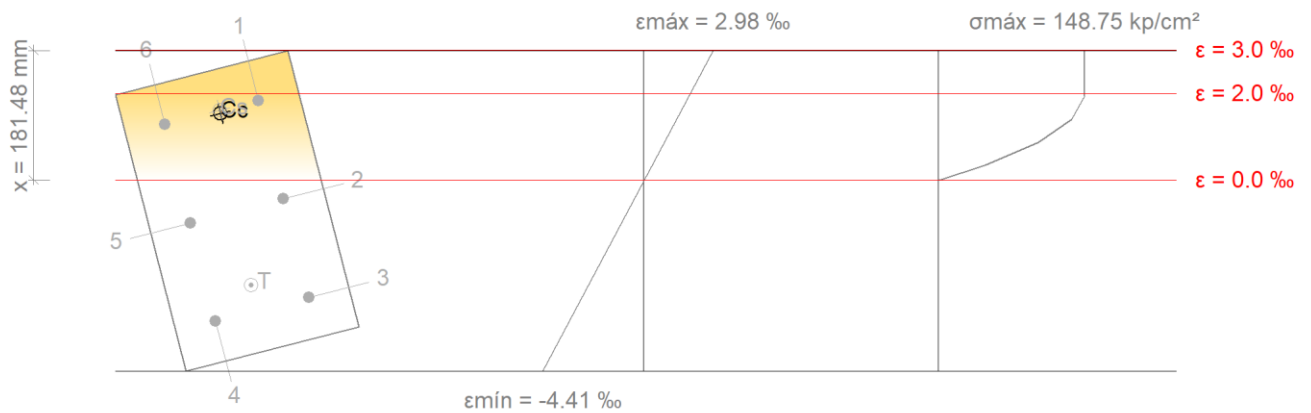
Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 4200.00 kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	ϵ
1	Ø5/8"	-142.54	67.54	+3740.20	+0.001834
2	Ø5/8"	0.00	67.54	-889.88	-0.000436
3	Ø5/8"	142.54	67.54	-4200.00	-0.002707
4	Ø5/8"	142.54	-67.54	-4200.00	-0.003260
5	Ø5/8"	0.00	-67.54	-2017.37	-0.000989
6	Ø5/8"	-142.54	-67.54	+2612.71	+0.001281

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	42.172	-137.92	11.80
Cs	12.642	-142.54	11.99
T	22.501	105.89	-6.73

$$P_n : \underline{32.313} \text{ t}$$

$$M_{n,x} : \underline{0.801} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} : \underline{-10.001} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$C_c : \underline{42.172} \text{ t}$$

$$C_s : \underline{12.642} \text{ t}$$

$$T : \underline{22.501} \text{ t}$$

$$e_{cc,x} : \underline{-137.92} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{11.80} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{-142.54} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{11.99} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{105.89} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-6.73} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0030}$$

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0033}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{148.75} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma_{smax} : \underline{4200.00} \text{ kp/cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 10)



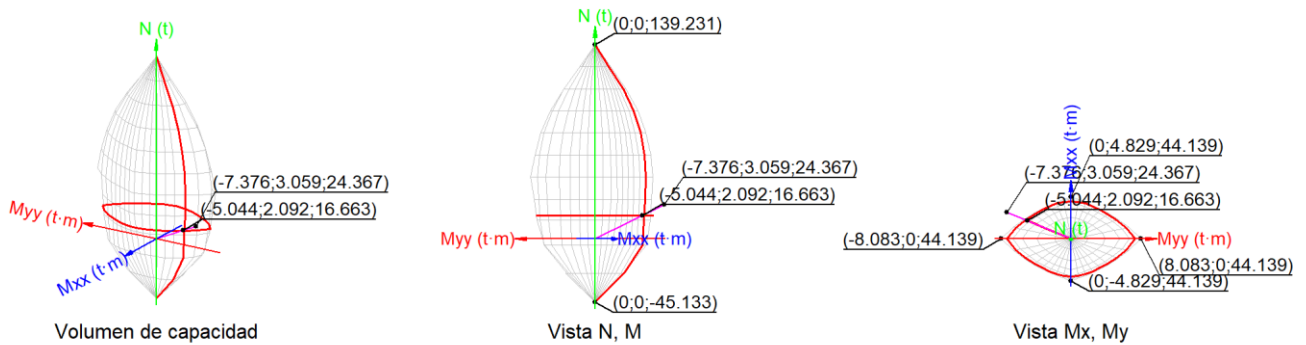
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '3 m', para la combinación de hipótesis "1.25·PP+1.25·CM+1.25·Qa+SY".

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{1.426} \quad \text{X}$$

$$\eta : \underline{1.462} \quad \times$$

$$24.367 \text{ t} \leq 110.388 \text{ t} \quad \checkmark$$



Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$$P_u : \underline{24.367} \text{ t}$$

$$M_{u,x} : \underline{2.818} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{-7.376} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : \underline{17.086} \text{ t}$$

$$\phi \cdot M_{n,x} : \underline{1.976} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\phi \cdot M_{n,y} : \underline{-5.172} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Comprobación del estado limite de inestabilidad (η_2)

P_u, M_c esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos obtenidos a partir de los de primer orden incrementados para tener en cuenta los efectos de segundo orden a causa de la esbeltez.

P_u : Axil solicitante de cálculo pésimo.

M_c : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$P_u : \underline{24.367} \text{ t}$$

$$M_{c,x} : \underline{3.059} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{c,y} : \underline{-7.376} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : \underline{16.663} \text{ t}$$

$$\phi \cdot M_{n,x} : \underline{2.092} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\phi \cdot M_{n,y} : \underline{-5.044} \text{ t}\cdot\text{m}$$

En el eje x:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.12.2):

$$34.6 > 22.0$$

Donde:

kl_u : Longitud efectiva.

r : Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión.

$$kl_u : \underline{2.500} \text{ m}$$

$$r : \underline{7.22} \text{ cm}$$

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial amplificada P_c y el momento amplificado M_u , magnificado por los efectos de curvatura (efectos de segundo orden) del elemento, M_c (Artículo 10.12.3):

$$P_u : \underline{24.367} \text{ t}$$

$$M_c : \underline{3.059} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$M_2 : \underline{2.818} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Siendo:

$$M_{2,\min} : \underline{0.548} \text{ t}\cdot\text{m}$$

h : Altura de un elemento.

$$h : \underline{250.00} \text{ mm}$$

$$\delta_{ns} : \underline{1.086}$$

Siendo:

$$P_c : \underline{412.358} \text{ t}$$

Donde:

E_c : Módulo de elasticidad del concreto.

$$E_c : \underline{200547.00} \text{ kp/cm}^2$$

I_g : Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo.

$$I_g : \underline{52083.33} \text{ cm}^4$$

kl_u : Longitud efectiva.

$$kl_u : \underline{2.500} \text{ m}$$

En el eje y:

Se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.12.2):

$$21.7 \leq 22.0 \quad \checkmark$$

Donde:

kl_u : Longitud efectiva.

r : Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión.

$$kl_u : \underline{2.500} \text{ m}$$

$$r : \underline{11.55} \text{ cm}$$

Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada P_u de elementos en compresión no debe exceder de $\phi \cdot P_{n,max}$ (Artículo 10.3.6).

$$\phi \cdot P_{n,max} : \underline{110.388} \text{ t}$$

Siendo:

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f'_c : \underline{175.00} \text{ kp/cm}^2$$

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

$$f_y : \underline{4200.00} \text{ kp/cm}^2$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{1000.00} \text{ cm}^2$$

A_{st} : Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado.

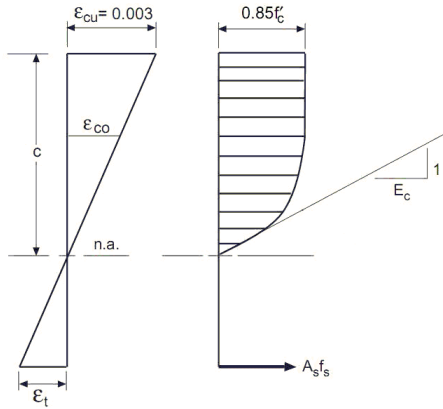
$$A_{st} : \underline{11.94} \text{ cm}^2$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- (a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y carga axial debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- (b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- (c) La máxima deformación unitaria utilizable del concreto, ϵ_{cu} , en la fibra extrema sometida a compresión, se asumirá igual a 0.003.
- (d) El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias en el refuerzo mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considerará independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- (e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- (f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que permita una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos de laboratorio representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f'_c : 175.00 kp/cm²

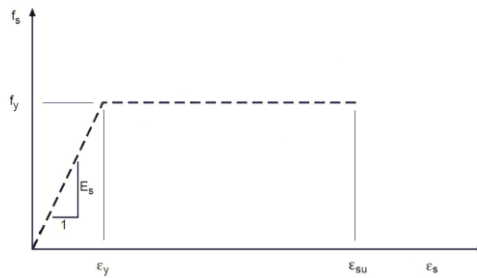
ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

ϵ_{cu} : 0.0030

ϵ_{c0} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

ϵ_{c0} : 0.0020

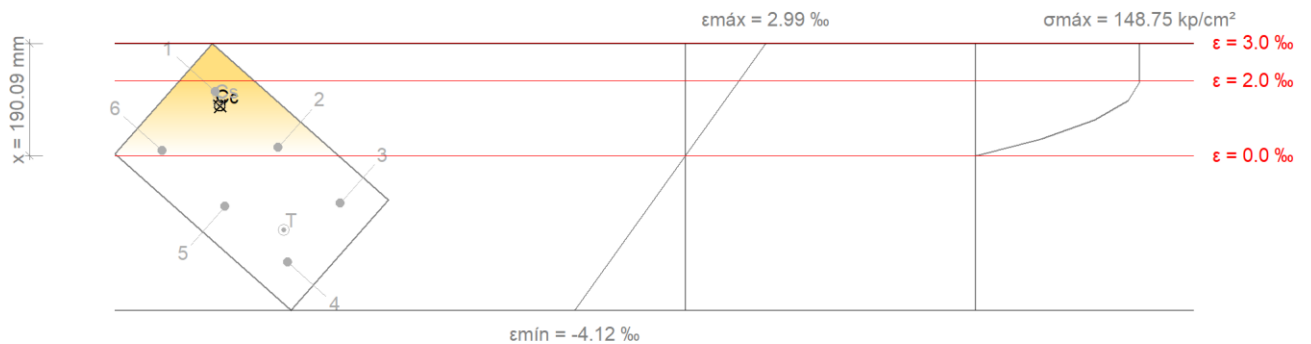
Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 4200.00 kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	ϵ
1	Ø5/8"	-142.54	67.54	+3489.03	+0.001711
2	Ø5/8"	0.00	67.54	+459.12	+0.000225
3	Ø5/8"	142.54	67.54	-2570.78	-0.001261
4	Ø5/8"	142.54	-67.54	-4200.00	-0.002847
5	Ø5/8"	0.00	-67.54	-2775.19	-0.001361
6	Ø5/8"	-142.54	-67.54	+254.71	+0.000125

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	34.002	-120.33	54.27
Cs	8.364	-126.97	59.35
T	18.996	101.10	-31.16

$$P_n : \underline{23.369} \text{ t}$$

$$M_{n,x} : \underline{2.934} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} : \underline{-7.074} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{34.002} \text{ t}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{8.364} \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{18.996} \text{ t}$$

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{-120.33} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{54.27} \text{ mm}$$

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{-126.97} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{59.35} \text{ mm}$$

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{101.10} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-31.16} \text{ mm}$$

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0030}$$

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0028}$$

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\sigma_{cmax} : \underline{148.75} \text{ kp/cm}^2$$

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$\sigma_{smax} : \underline{4200.00} \text{ kp/cm}^2$$

Criterios de diseño por sismo (NTE E.060:2009, Artículo 21)



Geometría

La dimensión menor de la sección transversal, medida en cualquier línea recta que pase por su centroide geométrico, no debe ser menor de 250.00 mm (Artículo 21.6.1.2):

$$250.00 \text{ mm} \geq 250.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

b: Dimensión menor de la sección del soporte.

$$b : \underline{250.00} \text{ mm}$$

La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor que 0.25 (Artículo 21.6.1.3):

$$0.6 \geq 0.3 \quad \checkmark$$

Donde:

b: Dimensión menor de la sección del soporte.

$$b : \underline{250.00} \text{ mm}$$

h: Dimensión mayor de la sección del soporte.

$$h : \underline{400.00} \text{ mm}$$

Armadura longitudinal

La cuantía de refuerzo longitudinal, A_{st} , no será menor que 1% ni mayor que 6% del área total de la sección transversal (Artículo 21.6.3.1):

$$11.94 \text{ cm}^2 \geq 10.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$11.94 \text{ cm}^2 \leq 60.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_g: Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{1000.00} \text{ cm}^2$$

Armadura transversal

El área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares, A_{sh} , no debe ser menor que $A_{sh,min}$ (Artículo 21.6.1.4):

En el eje X:

$$1.43 \text{ cm}^2 \geq 2.02 \text{ cm}^2 \quad \times$$

Donde:

A_{sh,min}: Valor máximo de A_{sh1} , A_{sh2} .

$$A_{sh,min} : \underline{2.02} \text{ cm}^2$$

$$A_{sh1} : \underline{2.02} \text{ cm}^2$$

$$A_{sh2} : \underline{0.60} \text{ cm}^2$$

Siendo:

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$s : \underline{100} \text{ mm}$$

b_c: Dimensión del núcleo confinado del elemento normal al refuerzo con área A_{sh} y esfuerzo de fluencia f_{yt} medida centro a centro del refuerzo de confinamiento.

$$b_c : \underline{160} \text{ mm}$$

f'_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f'_c : \underline{175.00} \text{ kp/cm}^2$$

f_{yt}: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \underline{4200.00} \text{ kp/cm}^2$$

A_g: Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{1000.00} \text{ cm}^2$$

A_{ch}: Área del núcleo confinado medida al exterior del refuerzo de confinamiento.

$$A_{ch} : \underline{498.23} \text{ cm}^2$$

En el eje Y:

$$1.43 \text{ cm}^2 \geq 3.91 \text{ cm}^2 \quad \times$$

Donde:

$A_{sh,min}$: Valor máximo de A_{sh1} , A_{sh2} .

$$A_{sh,min} : \underline{3.91} \text{ cm}^2$$

$$A_{sh1} : \underline{3.91} \text{ cm}^2$$

$$A_{sh2} : \underline{1.16} \text{ cm}^2$$

Siendo:

s : Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$s : \underline{100} \text{ mm}$$

b_c : Dimensión del núcleo confinado del elemento normal al refuerzo con área A_{sh} y esfuerzo de fluencia f_{yt} medida centro a centro del refuerzo de confinamiento.

$$b_c : \underline{310} \text{ mm}$$

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f'_c : \underline{175.00} \text{ kp/cm}^2$$

f_{yt} : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \underline{4200.00} \text{ kp/cm}^2$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{1000.00} \text{ cm}^2$$

A_{ch} : Área del núcleo confinado medida al exterior del refuerzo de confinamiento.

$$A_{ch} : \underline{498.23} \text{ cm}^2$$

La separación del refuerzo transversal no debe exceder $s_{o,max}$ (Artículo 21.6.4.2):

$$100 \text{ mm} \leq 83 \text{ mm} \quad \times$$

Donde:

$s_{o,max}$: Valor mínimo de s_{o1} , s_{o2} , s_{o3} .

$$s_{o,max} : \underline{83} \text{ mm}$$

$$s_{o1} : \underline{83} \text{ mm}$$

$$s_{o2} : \underline{96} \text{ mm}$$

$$s_{o3} : \underline{100} \text{ mm}$$

Siendo:

b_{min} : Menor dimensión del elemento sometido a compresión.

$$b_{min} : \underline{250.00} \text{ mm}$$

d_b : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$d_b : \underline{15.9} \text{ mm}$$

La distancia, centro a centro, transversal al eje del elemento, entre las ramas de estribos cerrados de confinamiento múltiples o entre las grapas suplementarias, h_x , no deben exceder 350 mm medidos centro a centro (Artículo 21.6.4.3):

En el eje X:

$$310 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

h_x: Espaciamiento máximo horizontal, medido centro a centro, entre ganchos suplementarios o ramas de estribos cerrados de confinamiento en todas las caras de la columna.

h_x : 310 mm

En el eje Y:

160 mm ≤ **350 mm** ✓

Donde:

h_x: Espaciamiento máximo horizontal, medido centro a centro, entre ganchos suplementarios o ramas de estribos cerrados de confinamiento en todas las caras de la columna.

h_x : 160 mm

Resistencia mínima a flexión de columnas. (NTE-E.060)



No es posible realizar la comprobación debido a que los esfuerzos actuantes producen la rotura de la sección. ✗

Requisitos de resistencia al cortante en columnas. (NTE-E.060)



No es posible realizar la comprobación debido a que los esfuerzos actuantes producen la rotura de la sección. ✗

VERIFICACION DEL DISEÑO SEGÚN NORMA E060 CONCRETO ARMADO 2009
COLUMNA 25X35

Datos del pilar		
	Geometría	
	Dimensiones : 35x25 cm	
	Tramo : 0.000/3.000 m	
	Altura libre : 2.50 m	
	Recubrimiento geométrico : 4.0 cm	
	Tamaño máximo de agregado : 19 mm	
	Materiales	Longitud de pandeo
	Hormigón : f'c=175	Plano ZX : 2.50 m
	Acero : Grado 60	Plano ZY : 2.50 m
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
Esquina : 4Ø5/8"	Estribos : 1eØ3/8"	
Cara X : 2Ø5/8"	Separación : 10 - 20 cm	
Cuantía : 1.36 %		

Disposiciones relativas a las armaduras (NTE E.060:2009, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

En elementos a compresión reforzados transversalmente con espirales o estribos, la distancia libre entre barras longitudinales no debe ser menor de $s_{l,min}$ (Artículo 7.6.3):

$$102 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_{l,min} : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{24} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{25} \text{ mm}$$

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra más gruesa.

$$d_b : \underline{15.9} \text{ mm}$$

d_{ag} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$d_{ag} : \underline{19} \text{ mm}$$

Estribos

En elementos a compresión reforzados transversalmente con espirales o estribos, la distancia libre entre refuerzos transversales no debe ser menor de $s_{e,min}$ (Artículo 7.6.3):

$$100 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{e,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_{e,min} : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{14} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{25} \text{ mm}$$

Siendo:

d_{be} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$$d_{be} : \underline{9.5} \text{ mm}$$

d_{ag} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$d_{ag} : \underline{19} \text{ mm}$$

El espaciamiento vertical de los estribos no debe exceder $s_{t,max}$ (Artículo 7.10.5.2):

$$100 \text{ mm} \leq 250 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{t,max}$: Valor mínimo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_{t,max} : \underline{250} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{255} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{457} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{250} \text{ mm}$$

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$d_b : \underline{15.9} \text{ mm}$$

d_{be} : Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal.

$$d_{be} : \underline{9.5} \text{ mm}$$

b_{min} : Menor dimensión transversal del elemento sometido a compresión.

$$b_{min} : \underline{250} \text{ mm}$$

Todas las barras no preesforzadas deben estar confinadas por medio de estribos transversales de por lo menos 8 mm para barras de hasta 5/8", de 3/8" para barras longitudinales de más de 5/8" hasta 1" y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro y para los paquetes de barras (Artículo 7.10.5.1):

$$\text{Ø}3/8" \geq 8 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

d_b : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$d_b : \underline{\text{Ø}5/8"}$$

d_{be} : Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal.

$$d_{be} : \underline{\text{Ø}3/8"}$$

Armadura mínima y máxima (NTE E.060:2009, Artículo 10.9.1)

El área de refuerzo longitudinal total, A_{st} , para elementos en compresión no compuestos no debe ser menor que 0.01 ni mayor que 0.06 veces el área total, A_g , de la sección transversal (Artículo 10.9.1):

$$11.94 \text{ cm}^2 \geq 8.75 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$11.94 \text{ cm}^2 \leq 52.50 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{875.00} \text{ cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{0.104} \quad \checkmark$$

Donde:

V_u : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,x} : \underline{0.947} \text{ t}$$

$$V_{u,y} : \underline{0.136} \text{ t}$$

$\phi \cdot V_n$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$\phi \cdot V_{n,x} : \underline{9.171} \text{ t}$$

$$\phi \cdot V_{n,y} : \underline{10.574} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.6 m', para la combinación de hipótesis "1.4·PP+1.4·CM+1.7·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n : \underline{10.789} \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

Cuando M_m es negativo, V_c debe calcularse por medio de la ecuación:

$$V_c : \underline{10.789} \text{ t}$$

$$([\text{MPa}] N_u/A_g \text{ y } f'_c)$$

Donde:

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f'_c : \underline{175.00} \text{ kp/cm}^2$$

Siendo:

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{250} \text{ mm}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{234} \text{ mm}$$

$$M_m : \underline{-4.088} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_u : Momento amplificado en la sección.

$$M_u : \underline{1.614} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_u : Carga axial amplificada normal a la sección transversal.

$$N_u : \underline{39.111} \text{ t}$$

h : Altura de un elemento.

$$h : \underline{350.00} \text{ mm}$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{875.00} \text{ cm}^2$$

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n : \underline{12.440} \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

Cuando M_m es negativo, V_c debe calcularse por medio de la ecuación:

$$V_c : \underline{12.440} \text{ t}$$

$$([\text{MPa}] N_u/A_g \text{ y } f'_c)$$

Donde:

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f'_c : \underline{175.00} \text{ kp/cm}^2$$

Siendo:

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{350} \text{ mm}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{193} \text{ mm}$$

$$M_m : \underline{-3.742} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_u : Momento amplificado en la sección.

$$M_u : \underline{0.205} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_u : Carga axial amplificada normal a la sección transversal.

$$N_u : \underline{39.111} \text{ t}$$

h : Altura de un elemento.

$$h : \underline{250.00} \text{ mm}$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{875.00} \text{ cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{0.943} \checkmark$$

Donde:

V_u : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,x} : \underline{3.594} \text{ t}$$

$$V_{u,y} : \underline{0.037} \text{ t}$$

$\phi \cdot V_n$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$\phi \cdot V_{n,x} : \underline{3.811} \text{ t}$$

$$\phi \cdot V_{n,y} : \underline{8.681} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.6 m', para la combinación de hipótesis "0.9-PP+0.9-CM-SX".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n : \underline{4.483} \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c : \underline{4.483} \text{ t}$$

([MPa] f'_c)

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c : \underline{8.857} \text{ t}$$

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f'_c : \underline{175.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$\rho_w : \underline{0.014}$$

Siendo:

A_s : Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

$$A_s : \underline{7.96} \text{ cm}^2$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{250} \text{ mm}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{234} \text{ mm}$$

$$M_m : \underline{2.171} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_u : Momento amplificado en la sección.

$$M_u : \underline{4.552} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_u : Carga axial amplificada normal a la sección transversal.

$$N_u : \underline{16.327} \text{ t}$$

h : Altura de un elemento.

$$h : \underline{350.00} \text{ mm}$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{875.00} \text{ cm}^2$$

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n : \underline{10.212} \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

Cuando M_m es negativo, V_c debe calcularse por medio de la ecuación:

$$V_c : \underline{10.212} \text{ t}$$

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f'_c : \underline{175.00} \text{ kp/cm}^2$$

Siendo:

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 350 mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 193 mm

M_m : -1.584 t·m

Donde:

M_u: Momento amplificado en la sección.

M_u : 0.064 t·m

N_u: Carga axial amplificada normal a la sección transversal.

N_u : 16.327 t

h: Altura de un elemento.

h : 250.00 mm

A_g: Área total de la sección de hormigón.

A_g : 875.00 cm²

Estado límite de agotamiento frente a sollicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 10)

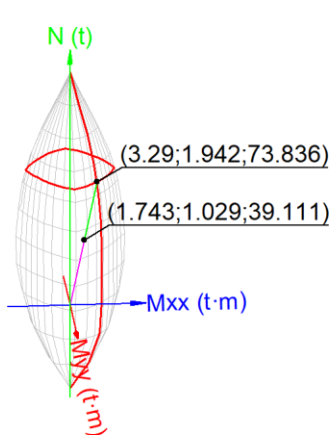
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.6 m', para la combinación de hipótesis "1.4·PP+1.4·CM+1.7·Qa".

Se debe satisfacer:

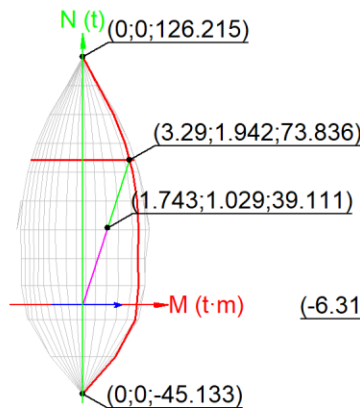
η : 0.440 ✓

η : 0.530 ✓

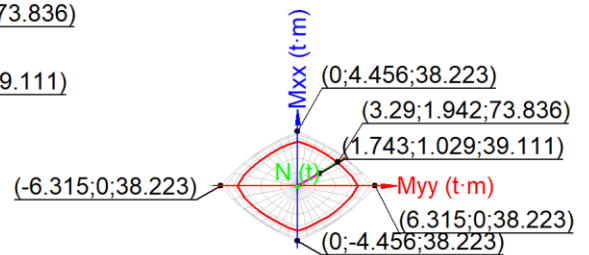
39.111 t ≤ 99.976 t ✓



Volumen de capacidad



Vista N, M



Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.
 M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$$P_u : \frac{39.111}{\quad} \text{ t}$$
$$M_{u,x} : \frac{0.205}{\quad} \text{ t}\cdot\text{m}$$
$$M_{u,y} : \frac{1.614}{\quad} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.
 $\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : \frac{88.985}{\quad} \text{ t}$$
$$\phi \cdot M_{n,x} : \frac{0.467}{\quad} \text{ t}\cdot\text{m}$$
$$\phi \cdot M_{n,y} : \frac{3.672}{\quad} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Comprobación del estado limite de inestabilidad (η_2)

P_u, M_c esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos obtenidos a partir de los de primer orden incrementados para tener en cuenta los efectos de segundo orden a causa de la esbeltez.

P_u : Axil solicitante de cálculo pésimo.
 M_c : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$P_u : \frac{39.111}{\quad} \text{ t}$$
$$M_{c,x} : \frac{1.029}{\quad} \text{ t}\cdot\text{m}$$
$$M_{c,y} : \frac{1.743}{\quad} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.
 $\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : \frac{73.836}{\quad} \text{ t}$$
$$\phi \cdot M_{n,x} : \frac{1.942}{\quad} \text{ t}\cdot\text{m}$$
$$\phi \cdot M_{n,y} : \frac{3.290}{\quad} \text{ t}\cdot\text{m}$$

En el eje x:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.12.2):

$$34.6 > 22.0$$

Donde:

kl_u : Longitud efectiva.
 r : Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión.

$$kl_u : \frac{2.500}{\quad} \text{ m}$$
$$r : \frac{7.22}{\quad} \text{ cm}$$

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial amplificada P_c y el momento amplificado M_u , magnificado por los efectos de curvatura (efectos de segundo orden) del elemento, M_c (Artículo 10.12.3):

$$P_u : \frac{39.111}{\quad} \text{ t}$$
$$M_c : \frac{1.029}{\quad} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$M_2 : \frac{0.880}{\quad} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Siendo:

$$M_{2,\min} : \frac{0.880}{\quad} \text{ t}\cdot\text{m}$$

h : Altura de un elemento.

$$h : \frac{250.00}{\quad} \text{ mm}$$

$$\delta_{ns} : \underline{1.169}$$

Siendo:

$$P_c : \underline{360.813} \text{ t}$$

Donde:

E_c : Módulo de elasticidad del concreto.

$$E_c : \underline{200547.00} \text{ kp/cm}^2$$

I_g : Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo.

$$I_g : \underline{45572.92} \text{ cm}^4$$

kl_u : Longitud efectiva.

$$kl_u : \underline{2.500} \text{ m}$$

En el eje y:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.12.2):

$$24.7 > 22.0$$

Donde:

kl_u : Longitud efectiva.

$$kl_u : \underline{2.500} \text{ m}$$

r : Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión.

$$r : \underline{10.10} \text{ cm}$$

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial amplificada P_c y el momento amplificado M_u , magnificado por los efectos de curvatura (efectos de segundo orden) del elemento, M_c (Artículo 10.12.3):

$$P_u : \underline{39.111} \text{ t}$$

$$M_c : \underline{1.743} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$M_2 : \underline{1.614} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Siendo:

$$M_{2,min} : \underline{0.997} \text{ t}\cdot\text{m}$$

h : Altura de un elemento.

$$h : \underline{350.00} \text{ mm}$$

$$\delta_{ns} : \underline{1.080}$$

Siendo:

$$P_c : \underline{707.194} \text{ t}$$

Donde:

E_c : Módulo de elasticidad del concreto.

$$E_c : \underline{200547.00} \text{ kp/cm}^2$$

I_g: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo.

kl_u: Longitud efectiva.

$$I_g : \frac{89322.92}{\quad} \text{ cm}^4$$
$$kl_u : \frac{2.500}{\quad} \text{ m}$$

Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada P_u de elementos en compresión no debe exceder de $\phi \cdot P_{n,\max}$ (Artículo 10.3.6).

$$\phi \cdot P_{n,\max} : \frac{99.976}{\quad} \text{ t}$$

Siendo:

f'_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f'_c : \frac{175.00}{\quad} \text{ kp/cm}^2$$

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

$$f_y : \frac{4200.00}{\quad} \text{ kp/cm}^2$$

A_g: Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \frac{875.00}{\quad} \text{ cm}^2$$

A_{st}: Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado.

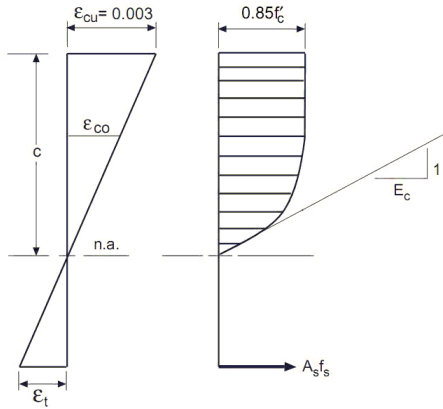
$$A_{st} : \frac{11.94}{\quad} \text{ cm}^2$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- (a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y carga axial debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- (b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- (c) La máxima deformación unitaria utilizable del concreto, ϵ_{cu} , en la fibra extrema sometida a compresión, se asumirá igual a 0.003.
- (d) El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias en el refuerzo mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considerará independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- (e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- (f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que permita una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos de laboratorio representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f'_c : 175.00 kp/cm²

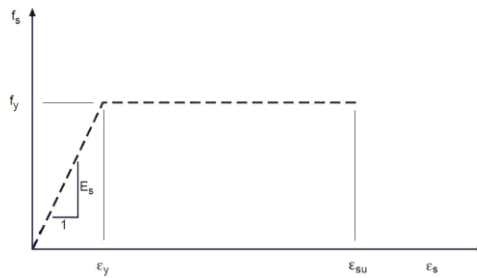
ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

ϵ_{cu} : 0.0030

ϵ_{c0} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

ϵ_{c0} : 0.0020

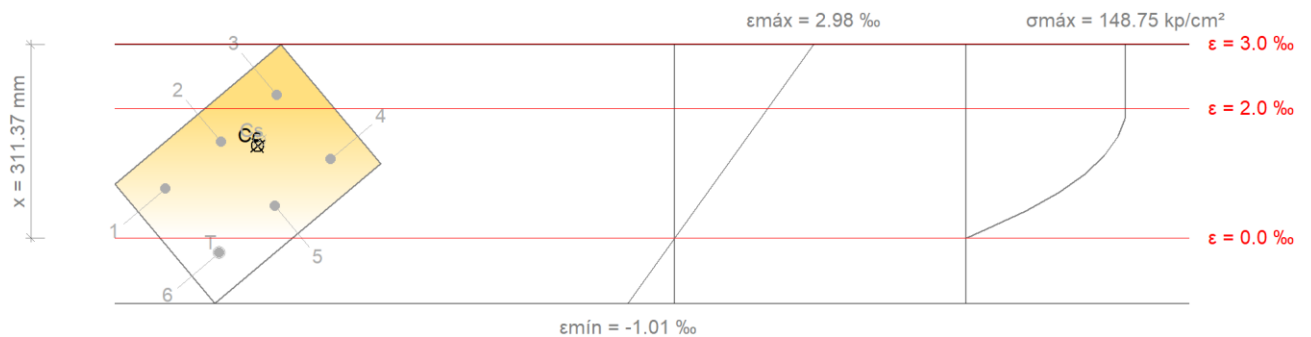
Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 4200.00 kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	ϵ
1	Ø5/8"	-117.54	67.54	+1545.21	+0.000758
2	Ø5/8"	0.00	67.54	+3024.48	+0.001483
3	Ø5/8"	117.54	67.54	+4200.00	+0.002209
4	Ø5/8"	117.54	-67.54	+2483.47	+0.001218
5	Ø5/8"	0.00	-67.54	+1004.19	+0.000492
6	Ø5/8"	-117.54	-67.54	-475.09	-0.000233

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	82.033	41.28	24.39
Cs	24.392	49.27	29.10
T	0.945	-117.54	-67.54

$$P_n : \underline{105.480} \text{ t}$$

$$M_{n,x} : \underline{2.774} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} : \underline{4.699} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{82.033} \text{ t}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{24.392} \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{0.945} \text{ t}$$

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{41.28} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{24.39} \text{ mm}$$

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{49.27} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{29.10} \text{ mm}$$

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{-117.54} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-67.54} \text{ mm}$$

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0030}$$

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0002}$$

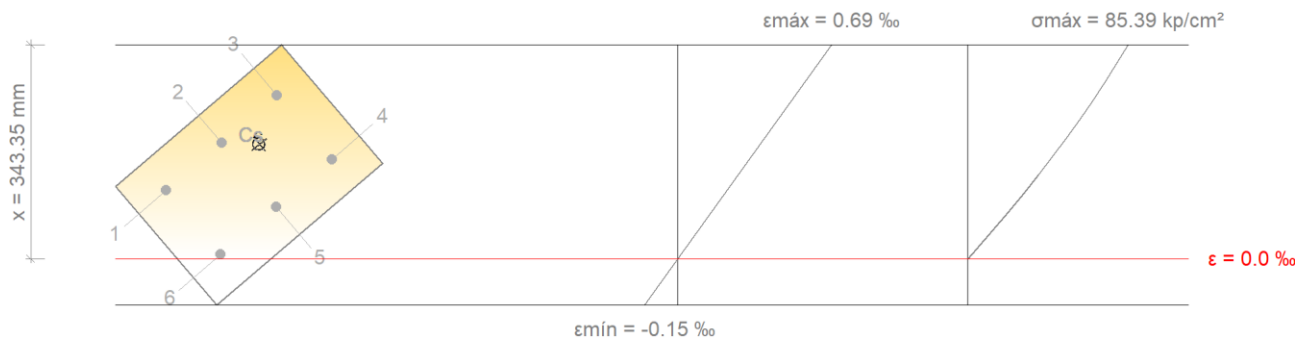
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\sigma_{cmax} : \underline{148.75} \text{ kp/cm}^2$$

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$\sigma_{smax} : \underline{475.09} \text{ kp/cm}^2$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	ϵ
1	Ø5/8"	-117.54	67.54	+451.87	+0.000222
2	Ø5/8"	0.00	67.54	+767.05	+0.000376
3	Ø5/8"	117.54	67.54	+1082.23	+0.000531
4	Ø5/8"	117.54	-67.54	+658.76	+0.000323
5	Ø5/8"	0.00	-67.54	+343.58	+0.000169
6	Ø5/8"	-117.54	-67.54	+28.41	+0.000014

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	32.481	44.57	26.41
Cs	6.630	44.47	25.75
T	0.000	0.00	0.00

$$P_u : \underline{39.111} \text{ t}$$

$$M_{c,x} : \underline{1.029} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{c,y} : \underline{1.743} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$C_c : \underline{32.481} \text{ t}$$

$$C_s : \underline{6.630} \text{ t}$$

$$T : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$e_{cc,x} : \underline{44.57} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{26.41} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{44.47} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{25.75} \text{ mm}$$

$$e_T : \underline{0.00} \text{ mm}$$

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.
 ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.
 σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.
 σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

ϵ_{cmax} : $\frac{0.0007}{}$
 ϵ_{smax} : $\frac{0.0000}{}$
 σ_{cmax} : $\frac{85.39}{}$ kp/cm²
 σ_{smax} : $\frac{0.00}{}$ kp/cm²

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 10)



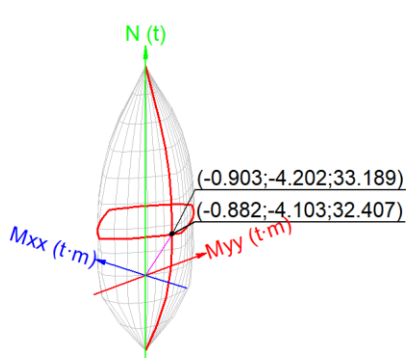
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.25·PP+1.25·CM+1.25·Qa-SY".

Se debe satisfacer:

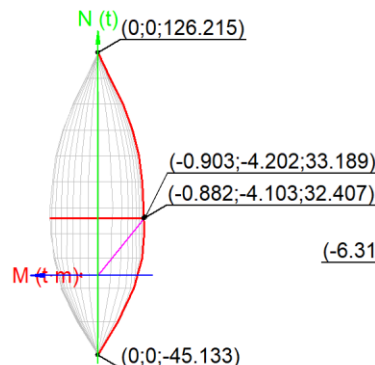
η : $\underline{0.903}$ ✓

η : $\underline{1.024}$ ✗

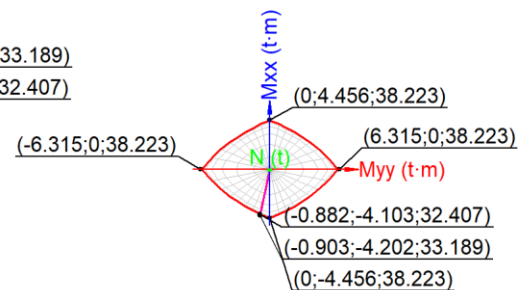
$33.189 \text{ t} \leq 99.976 \text{ t}$ ✓



Volumen de capacidad



Vista N, M



Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

P_u : $\frac{33.189}{}$ t

$M_{u,x}$: $\frac{-3.686}{}$ t·m

$M_{u,y}$: $\frac{-0.783}{}$ t·m

$\phi \cdot P_n$: $\frac{36.740}{}$ t

$\phi \cdot M_{n,x}$: $\frac{-4.081}{}$ t·m

$\phi \cdot M_{n,y}$: $\frac{-0.867}{}$ t·m

Comprobación del estado limite de inestabilidad (η_2)

P_u, M_c esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos obtenidos a partir de los de primer orden incrementados para tener en cuenta los efectos de segundo orden a causa de la esbeltez.

P_u : Axil solicitante de cálculo pésimo.

M_c : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$P_u : \underline{33.189} \text{ t}$$

$$M_{c,x} : \underline{-4.202} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{c,y} : \underline{-0.903} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : \underline{32.407} \text{ t}$$

$$\phi \cdot M_{n,x} : \underline{-4.103} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\phi \cdot M_{n,y} : \underline{-0.882} \text{ t}\cdot\text{m}$$

En el eje x:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.12.2):

$$34.6 > 22.0$$

Donde:

kl_u : Longitud efectiva.

r : Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión.

$$kl_u : \underline{2.500} \text{ m}$$

$$r : \underline{7.22} \text{ cm}$$

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial amplificada P_c y el momento amplificado M_u , magnificado por los efectos de curvatura (efectos de segundo orden) del elemento, M_c (Artículo 10.12.3):

$$P_u : \underline{33.189} \text{ t}$$

$$M_c : \underline{-4.202} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$M_2 : \underline{-3.686} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Siendo:

$$M_{2,min} : \underline{0.747} \text{ t}\cdot\text{m}$$

h : Altura de un elemento.

$$h : \underline{250.00} \text{ mm}$$

$$\delta_{ns} : \underline{1.140}$$

Siendo:

$$P_c : \underline{360.813} \text{ t}$$

Donde:

E_c : Módulo de elasticidad del concreto.

I_g : Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo.

$$E_c : \underline{200547.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$I_g : \underline{45572.92} \text{ cm}^4$$

kl_u : Longitud efectiva.

$$kl_u : \underline{2.500} \text{ m}$$

En el eje y:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.12.2):

$$24.7 > 22.0$$

Donde:

kl_u : Longitud efectiva.

$$kl_u : \underline{2.500} \text{ m}$$

r : Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión.

$$r : \underline{10.10} \text{ cm}$$

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial amplificada P_c y el momento amplificado M_u , magnificado por los efectos de curvatura (efectos de segundo orden) del elemento, M_c (Artículo 10.12.3):

$$P_u : \underline{33.189} \text{ t}$$

$$M_c : \underline{-0.903} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$M_2 : \underline{-0.846} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Siendo:

$$M_{2,\min} : \underline{0.846} \text{ t}\cdot\text{m}$$

h : Altura de un elemento.

$$h : \underline{350.00} \text{ mm}$$

$$\delta_{ns} : \underline{1.067}$$

Siendo:

$$P_c : \underline{707.194} \text{ t}$$

Donde:

E_c : Módulo de elasticidad del concreto.

$$E_c : \underline{200547.00} \text{ kp/cm}^2$$

I_g : Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo.

$$I_g : \underline{89322.92} \text{ cm}^4$$

kl_u : Longitud efectiva.

$$kl_u : \underline{2.500} \text{ m}$$

Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada P_u de elementos en compresión no debe exceder de $\phi \cdot P_{n,\max}$ (Artículo 10.3.6).

$$\phi \cdot P_{n,\max} : \underline{99.976} \text{ t}$$

Siendo:

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f'_c : \underline{175.00} \text{ kp/cm}^2$$

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

A_g : Área total de la sección de hormigón.

A_{st} : Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado.

$$f_y : \frac{4200.00}{1} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_g : \frac{875.00}{1} \text{ cm}^2$$

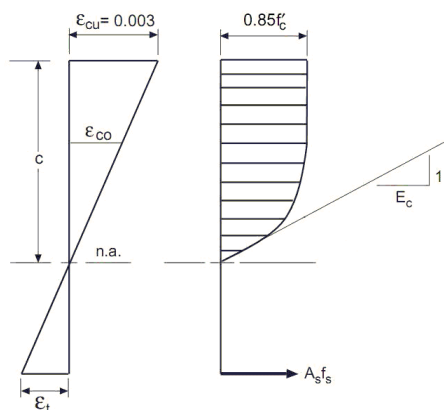
$$A_{st} : \frac{11.94}{1} \text{ cm}^2$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y carga axial debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La máxima deformación unitaria utilizable del concreto, ϵ_{cu} , en la fibra extrema sometida a compresión, se asumirá igual a 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias en el refuerzo mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considerará independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que permita una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos de laboratorio representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

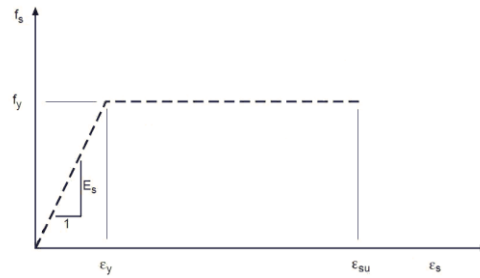
ϵ_{co} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

$$f'_c : \frac{175.00}{1} \text{ kp/cm}^2$$

$$\epsilon_{cu} : \frac{0.0030}{1}$$

$$\epsilon_{co} : \frac{0.0020}{1}$$

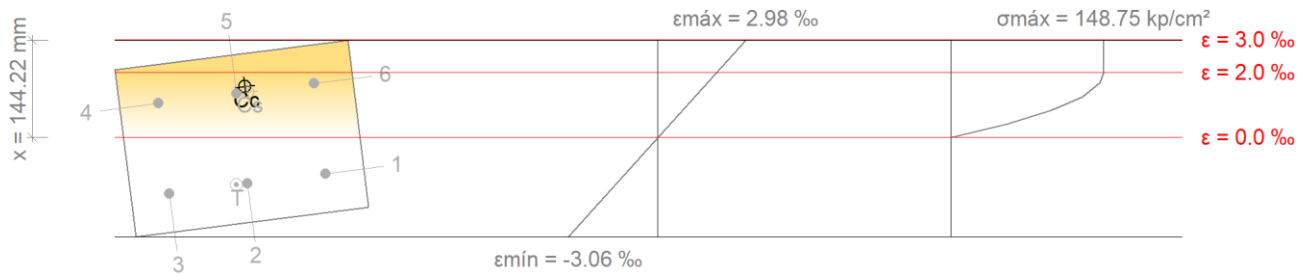
Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 4200.00 kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	ϵ
1	Ø5/8"	-117.54	67.54	-2279.79	-0.001118
2	Ø5/8"	0.00	67.54	-2904.58	-0.001425
3	Ø5/8"	117.54	67.54	-3529.36	-0.001731
4	Ø5/8"	117.54	-67.54	+2125.68	+0.001043
5	Ø5/8"	0.00	-67.54	+2750.46	+0.001349
6	Ø5/8"	-117.54	-67.54	+3375.25	+0.001655

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	47.216	-14.29	-75.84
Cs	16.420	-17.80	-67.54
T	17.340	16.86	67.54

P_n : 46.296 t

$M_{n,x}$: -5.861 t·m

$$M_{n,y} : \underline{-1.259} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.	C_c : <u>47.216</u> t
C_s : Resultante de compresiones en el acero.	C_s : <u>16.420</u> t
T : Resultante de tracciones en el acero.	T : <u>17.340</u> t
e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	e_{cc,x} : <u>-14.29</u> mm
	e_{cc,y} : <u>-75.84</u> mm
e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	e_{cs,x} : <u>-17.80</u> mm
	e_{cs,y} : <u>-67.54</u> mm
e_t : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	e_{t,x} : <u>16.86</u> mm
	e_{t,y} : <u>67.54</u> mm
ε_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} : <u>0.0030</u>
ε_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} : <u>0.0017</u>
σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} : <u>148.75</u> kp/cm ²
σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} : <u>3529.36</u> kp/cm ²

Criterios de diseño por sismo (NTE E.060:2009, Artículo 21)



Geometría

La dimensión menor de la sección transversal, medida en cualquier línea recta que pase por su centroide geométrico, no debe ser menor de 250.00 mm (Artículo 21.6.1.2):

$$250.00 \text{ mm} \geq 250.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

b: Dimensión menor de la sección del soporte. **b** : 250.00 mm

La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor que 0.25 (Artículo 21.6.1.3):

$$0.7 \geq 0.3 \quad \checkmark$$

Donde:

b: Dimensión menor de la sección del soporte. **b** : 250.00 mm
h: Dimensión mayor de la sección del soporte. **h** : 350.00 mm

Armadura longitudinal

La cuantía de refuerzo longitudinal, A_{st}, no será menor que 1% ni mayor que 6% del área total de la sección transversal (Artículo 21.6.3.1):

$$11.94 \text{ cm}^2 \geq 8.75 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$11.94 \text{ cm}^2 \leq 52.50 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_g: Área total de la sección de hormigón. **A_g** : 875.00 cm²

Armadura transversal

El área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares, A_{sh} , no debe ser menor que $A_{sh,min}$ (Artículo 21.6.1.4):

En el eje X:

$$1.43 \text{ cm}^2 \geq 2.19 \text{ cm}^2 \quad \times$$

Donde:

$A_{sh,min}$: Valor máximo de A_{sh1} , A_{sh2} .

$$A_{sh,min} : \underline{2.19} \text{ cm}^2$$

$$A_{sh1} : \underline{2.19} \text{ cm}^2$$

$$A_{sh2} : \underline{0.60} \text{ cm}^2$$

Siendo:

s : Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$s : \underline{100} \text{ mm}$$

b_c : Dimensión del núcleo confinado del elemento normal al refuerzo con área A_{sh} y esfuerzo de fluencia f_{yt} medida centro a centro del refuerzo de confinamiento.

$$b_c : \underline{160} \text{ mm}$$

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f'_c : \underline{175.00} \text{ kp/cm}^2$$

f_{yt} : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \underline{4200.00} \text{ kp/cm}^2$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{875.00} \text{ cm}^2$$

A_{ch} : Área del núcleo confinado medida al exterior del refuerzo de confinamiento.

$$A_{ch} : \underline{418.00} \text{ cm}^2$$

En el eje Y:

$$1.43 \text{ cm}^2 \geq 3.56 \text{ cm}^2 \quad \times$$

Donde:

$A_{sh,min}$: Valor máximo de A_{sh1} , A_{sh2} .

$$A_{sh,min} : \underline{3.56} \text{ cm}^2$$

$$A_{sh1} : \underline{3.56} \text{ cm}^2$$

$$A_{sh2} : \underline{0.98} \text{ cm}^2$$

Siendo:

s : Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$s : \underline{100} \text{ mm}$$

b_c : Dimensión del núcleo confinado del elemento normal al refuerzo con área A_{sh} y esfuerzo de fluencia f_{yt} medida centro a centro del refuerzo de confinamiento.

$$b_c : \underline{260} \text{ mm}$$

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f'_c : \underline{175.00} \text{ kp/cm}^2$$

f_{yt} : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \underline{4200.00} \text{ kp/cm}^2$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{875.00} \text{ cm}^2$$

A_{ch}: Área del núcleo confinado medida al exterior del refuerzo de confinamiento.

$$A_{ch} : \underline{418.00} \text{ cm}^2$$

La separación del refuerzo transversal no debe exceder $s_{o,max}$ (Artículo 21.6.4.2):

Donde:

s_{o,max}: Valor mínimo de s_{o1} , s_{o2} , s_{o3} .

$$100 \text{ mm} \leq 83 \text{ mm} \quad \times$$

$$s_{o,max} : \underline{83} \text{ mm}$$

$$s_{o1} : \underline{83} \text{ mm}$$

$$s_{o2} : \underline{96} \text{ mm}$$

$$s_{o3} : \underline{100} \text{ mm}$$

Siendo:

b_{min}: Menor dimensión del elemento sometido a compresión.

d_b: Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$b_{min} : \underline{250.00} \text{ mm}$$

$$d_b : \underline{15.9} \text{ mm}$$

La distancia, centro a centro, transversal al eje del elemento, entre las ramas de estribos cerrados de confinamiento múltiples o entre las grapas suplementarias, h_x , no deben exceder 350 mm medidos centro a centro (Artículo 21.6.4.3):

En el eje X:

Donde:

h_x: Espaciamiento máximo horizontal, medido centro a centro, entre ganchos suplementarios o ramas de estribos cerrados de confinamiento en todas las caras de la columna.

$$260 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$h_x : \underline{260} \text{ mm}$$

En el eje Y:

Donde:

h_x: Espaciamiento máximo horizontal, medido centro a centro, entre ganchos suplementarios o ramas de estribos cerrados de confinamiento en todas las caras de la columna.

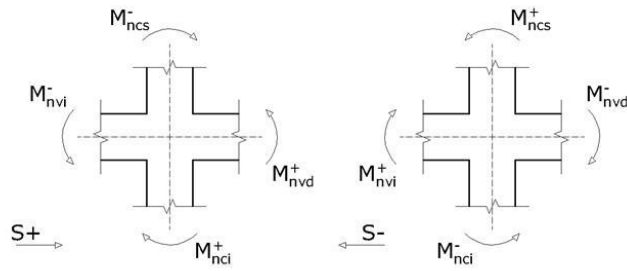
$$160 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$h_x : \underline{160} \text{ mm}$$

Resistencia mínima a flexión de columnas. (NTE-E.060)



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



$$11.82 \text{ t}\cdot\text{m} \geq 39.77 \text{ t}\cdot\text{m} \quad \times$$

Donde:

M_{nc}: Suma de los momentos nominales a flexión de las columnas que llegan al nudo.
 La resistencia a la flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial amplificada, consistente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que conduzca a la resistencia a la flexión más baja.

Para este caso, resulta más desfavorable el esfuerzo axial mínimo: $N_d = 16.31$.

M_{nv}: Suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo.

Dirección y sentido de la acción sísmica	Sismo X		Sismo Y	
	S+	S-	S+	S-
M _{nc} (t·m)	11.82	11.82	8.36	8.36
M _{nv} (t·m)	33.14	29.93	10.19	10.19
(*): pésimo	×*	×	×	×

Requisitos de resistencia al cortante en columnas. (NTE-E.060)



No es posible realizar la comprobación debido a que los esfuerzos actuantes producen la rotura de la sección.



ANEXO 8: NOTA BIBIOGRÁFICA

Jesús Samuel Solórzano Campó: Nació el 25 de diciembre de 1987 en el distrito Llata, provincia de Huamalies y departamento de Huánuco, realizando estudios de nivel primario en la institución educativa N° 32386 Daniel Fonseca Tarazona, el nivel secundario en el colegio nacional Víctor E. Vivar y Juana Moreno, el año 2007 ingresa a la universidad nacional Hermilio Valdizan a la escuela académica profesional de Ingeniería Civil que curso hasta el año 2012 que el año de egreso, posteriormente se dedicó a trabajar y en estos momentos se encuentra realizando una maestría en Dirección de Empresas de la Construcción a la misma que ves que busca obtener el título profesional realizando la presente tesis.

David Tacuche Carbajal: Nació el 28 de marzo de 1986 en el distrito Jesús, provincia de Dos de Mayo y departamento de Huánuco, realizando estudios de nivel primario en la institución educativa N° 32266-Paracsha y la institución educativa N° 32004-San Pedro-Huánuco, el nivel secundario en el colegio nacional Leoncio Prado, el año 2007 ingresa a la universidad nacional Hermilio Valdizan a la escuela académica profesional de Ingeniería Civil que curso hasta el año 2014 que el año de egreso, posteriormente se dedicó a trabajar de manera independiente realizando proyectos de inversión pública, personal de apoyo en ejecuciones de obras públicas.



ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL

En la ciudad universitaria de Cayhuayna, a los 17 días del mes de agosto de 2023, siendo las 17.30 pm, se dará cumplimiento a la Resolución de Decano N°347-2022-UNHEVAL-FICA-D (Designando a la Comisión de Revisión y sustentación de tesis) y la Resolución Virtual N°627-2023-UNHEVAL-FICA-D, de fecha 14.AGO.2023 (Fijando fecha y hora de sustentación de tesis), en concordancia con el Reglamento General de Grados y Títulos, en virtud de la Resolución Consejo Universitario N°3412-2022-UNHEVAL (Aprobando el procedimiento de la Sustentación de Tesis), los Miembros del Jurado van a proceder a la evaluación de la sustentación en acto público **presencial** de la tesis titulada: **EVALUACIÓN ESTRUCTURAL MEDIANTE EL ANÁLISIS NO LINEAL PUSHOVER, PARA ESTABLECER EL GRADO DE VULNERABILIDAD SISMICA QUE PRESENTA EL CENTRO DE SALUD AMARILIS – HUÁNUCO**, para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil de los Bachilleres **JESUS SAMUEL SOLORZANO CAMPO** y **DAVID TACUCHE CARBAJAL**, reuniéndose en el Auditorio de la FICyA, el jurado examinador integrado por los Docentes: Dr. Arq. Víctor Manuel Goicochea Vargas PRESIDENTE – Mg. Ing. Rissel Machuca Guardia, SECRETARIO – Mg. Ing. Luis Fernando Narro jara, VOCAL y el bachiller mencionado, a fin de proceder con la evaluación y calificación de la sustentación de tesis y obtener el **Título Profesional de Ingeniero Civil** de la carrera profesional de Ingeniería Civil, de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura.

Concluido el acto de defensa los miembros de jurado, procedió a la evaluación de los aspirantes al título profesional de Ingeniero Civil, obteniendo luego el resultado siguiente:


APELLIDOS Y NOMBRES	DICTAMEN	NOTA	CALIFICATIVO
SOLORZANO CAMPO JESUS SAMUEL	APROBADO	14	BUENO
TACUCHE CARBAJAL DAVID	APROBADO	14	BUENO

Calificación que se realizó de acuerdo a la Resolución Consejo Universitario N°3412-2022-UNHEVAL - Título VII – Capítulo VI Art.78 Reglamento General de Grados y Títulos de la Universidad Nacional Hermilio Valdizán

Dándose por finalizado dicho acto a las: 18:50 del mismo día 17/08/2023 con lo que se dio por concluido, y en fe de lo cual firmamos.


VÍCTOR MANUEL GOICOCHEA VARGAS
PRESIDENTE


RISSEL MACHUCA GUARDIA
SECRETARIO


LUIS FERNANDO NARRO JARA
VOCAL



CONSTANCIA DE ORIGINALIDAD

N°050-2023- DI/FICyA

El director de investigación de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad Nacional Hermilio Valdizán de Huánuco

HACE CONSTAR que:

La Tesis **EVALUACIÓN ESTRUCTURAL MEDIANTE EL ANÁLISIS NO LINEAL PUSHOVER, PARA ESTABLECER EL GRADO DE VULNERABILIDAD SISMICA QUE PRESENTA EL CENTRO DE SALUD AMARILIS – HUANUCO** de los Bachilleres **SOLORZANO CAMPO, JESUS SAMUEL** y **TACUCHE CARBAJAL, DAVID** de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, Cuenta con un índice de similitud del **31 %** verificable en el Reporte de Originalidad del software anti-plagio Turnitin. Luego del análisis se concluye que, cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio, por lo expuesto la Tesis cumple con todas las normas para el uso de citas y referencias, además de presentar un índice de similitud menor al 35% establecido en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad Nacional Hermilio Valdizán.

Huánuco, 01 de setiembre 2023



Dr. José Luis VILLAVICENCIO GUARDIA
Director de Investigación
Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura

NOMBRE DEL TRABAJO

**EVALUACIÓN ESTRUCTURAL MEDIANTE
EL ANÁLISIS NO LINEAL PUSHOVER, PA
RA ESTABLECER EL GRADO DE VULNER
AB**

AUTOR

**SOLORZANO CAMPO, JESUS SAMUEL T
ACUCHE CARBAJAL, DAVID**

RECUENTO DE PALABRAS

29540 Words

RECUENTO DE CARACTERES

151913 Characters

RECUENTO DE PÁGINAS

179 Pages

TAMAÑO DEL ARCHIVO

27.7MB

FECHA DE ENTREGA

Sep 1, 2023 4:07 PM GMT-5

FECHA DEL INFORME

Sep 1, 2023 4:10 PM GMT-5

● **31% de similitud general**

El total combinado de todas las coincidencias, incluidas las fuentes superpuestas, para cada base c

- 29% Base de datos de Internet
- 3% Base de datos de publicaciones
- Base de datos de Crossref
- Base de datos de contenido publicado de Crossr
- 18% Base de datos de trabajos entregados

● **Excluir del Reporte de Similitud**

- Material bibliográfico
- Material citado
- Coincidencia baja (menos de 15 palabras)



Dr. Ing. Jose Luis Villavicencio Guardia
DIRECTOR DE LA UNIDAD DE INVESTIGACION
DOCENTE DE LA FICA



AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN DIGITAL Y DECLARACIÓN JURADA DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN PARA OPTAR UN GRADO ACADÉMICO O TÍTULO PROFESIONAL

1. Autorización de Publicación: (Marque con una "X")

Pregrado	<input checked="" type="checkbox"/>	Segunda Especialidad		Posgrado:	maestría		doctorado	
----------	-------------------------------------	----------------------	--	-----------	----------	--	-----------	--

Pregrado (tal y como está registrado en SUNEDU)

Facultad	INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
Escuela Profesional	INGENIERIA CIVIL
Carrera Profesional	INGENIERIA CIVIL
Grado que otorga	-----
Título que otorga	INGENIERO CIVIL

Segunda especialidad (tal y como está registrado en SUNEDU)

Facultad	-----
Nombre del programa	-----
Título que Otorga	-----

Posgrado (tal y como está registrado en SUNEDU)

Nombre del Programa de estudio	-----
Grado que otorga	-----

2. Datos del Autor(es): (Ingrese todos los datos requeridos completos)

Apellidos y Nombres:	JESÚS SAMUEL SOLÓRZANO CAMPÓ							
Tipo de Documento:	DNI	<input checked="" type="checkbox"/>	Pasaporte	<input type="checkbox"/>	C.E.	<input type="checkbox"/>	Nro. de Celular:	962085763
Nro. de Documento:	44770145				Correo Electrónico:	Jesussolorzano85@gmail.com		

Apellidos y Nombres:	DAVID TACUCHE CARBAJAL							
Tipo de Documento:	DNI	<input checked="" type="checkbox"/>	Pasaporte	<input type="checkbox"/>	C.E.	<input type="checkbox"/>	Nro. de Celular:	951607702
Nro. de Documento:	44672050				Correo Electrónico:	david.hco.31@gmail.com		

Apellidos y Nombres:	-----							
Tipo de Documento:	DNI	<input type="checkbox"/>	Pasaporte	<input type="checkbox"/>	C.E.	<input type="checkbox"/>	Nro. de Celular:	-----
Nro. de Documento:	-----				Correo Electrónico:	-----		

3. Datos del Asesor: (Ingrese todos los datos requeridos completos según DNI, no es necesario indicar el Grado Académico del Asesor)

¿El Trabajo de Investigación cuenta con un Asesor?: (marque con una "X" en el recuadro del costado, según corresponda)								SI	<input checked="" type="checkbox"/>	NO	<input type="checkbox"/>
Apellidos y Nombres:	EARLE TANGO BERNARDO					ORCID ID:	0000-0002-6311-6532				
Tipo de Documento:	DNI	<input checked="" type="checkbox"/>	Pasaporte	<input type="checkbox"/>	C.E.	<input type="checkbox"/>	Nro. de documento:	224813550			

4. Datos del Jurado calificador: (Ingrese solamente los Apellidos y Nombres completos según DNI, no es necesario indicar el Grado Académico del Jurado)

Presidente:	GOICOCHEA VARGAS VICTOR MANUEL
Secretario:	MACHUCA GUARDIA RISSEL
Vocal:	NARRO JARA LUIS FERNANDO
Vocal:	-----
Vocal:	-----
Accesitario	-----

5. Declaración Jurada: (Ingrese todos los datos requeridos completos)

a) **Soy Autor (a) (es) del Trabajo de Investigación Titulado:** *(Ingrese el título tal y como está registrado en el Acta de Sustentación)*

EVALUACIÓN ESTRUCTURAL MEDIANTE EL ANÁLISIS NO LINEAL PUSHOVER, PARA ESTABLECER EL GRADO DE VULNERABILIDAD SISMICA QUE PRESENTA EL CENTRO DE SALUD AMARILIS – HUANUCO

b) **El Trabajo de Investigación fue sustentado para optar el Grado Académico ó Título Profesional de:** *(tal y como está registrado en SUNEDU)*

TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

c) El Trabajo de investigación no contiene plagio (ninguna frase completa o párrafo del documento corresponde a otro autor sin haber sido citado previamente), ni total ni parcial, para lo cual se han respetado las normas internacionales de citas y referencias.

d) El trabajo de investigación presentado no atenta contra derechos de terceros.

e) El trabajo de investigación no ha sido publicado, ni presentado anteriormente para obtener algún Grado Académico o Título profesional.

f) Los datos presentados en los resultados (tablas, gráficos, textos) no han sido falsificados, ni presentados sin citar la fuente.

g) Los archivos digitales que entrego contienen la versión final del documento sustentado y aprobado por el jurado.

h) Por lo expuesto, mediante la presente asumo frente a la Universidad Nacional Hermilio Valdizan (en adelante LA UNIVERSIDAD), cualquier responsabilidad que pudiera derivarse por la autoría, originalidad y veracidad del contenido del Trabajo de Investigación, así como por los derechos de la obra y/o invención presentada. En consecuencia, me hago responsable frente a LA UNIVERSIDAD y frente a terceros de cualquier daño que pudiera ocasionar a LA UNIVERSIDAD o a terceros, por el incumplimiento de lo declarado o que pudiera encontrar causas en la tesis presentada, asumiendo todas las cargas pecuniarias que pudieran derivarse de ello. Asimismo, por la presente me comprometo a asumir además todas las cargas pecuniarias que pudieran derivarse para LA UNIVERSIDAD en favor de terceros con motivo de acciones, reclamaciones o conflictos derivados del incumplimiento de lo declarado o las que encontraren causa en el contenido del trabajo de investigación. De identificarse fraude, piratería, plagio, falsificación o que el trabajo haya sido publicado anteriormente; asumo las consecuencias y sanciones que de mi acción se deriven, sometiéndome a la normatividad vigente de la Universidad Nacional Hermilio Valdizan.

6. Datos del Documento Digital a Publicar: *(Ingrese todos los datos requeridos completos)*

Ingrese solo el año en el que sustentó su Trabajo de Investigación: <i>(Verifique la Información en el Acta de Sustentación)</i>				2023
Modalidad de obtención del Grado Académico o Título Profesional: <i>(Marque con X según Ley Universitaria con la que inició sus estudios)</i>	Tesis	<input checked="" type="checkbox"/>	Tesis Formato Artículo	<input type="checkbox"/>
	Trabajo de Investigación	<input type="checkbox"/>	Trabajo de Investigación Formato de Suficiencia Profesional	<input type="checkbox"/>
	Trabajo Académico	<input type="checkbox"/>	Otros <i>(especifique modalidad)</i>	<input type="checkbox"/>
Palabras Clave: <i>(solo se requieren 3 palabras)</i>	Evaluación	Análisis no lineal	Grado de vulnerabilidad	





Tipo de Acceso: <i>(Marque con X según corresponda)</i>	Acceso Abierto	<input checked="" type="checkbox"/>	Condición Cerrada (*)	<input type="checkbox"/>
	Con Periodo de Embargo (*)	<input type="checkbox"/>	Fecha de Fin de Embargo:	<input type="text"/>

¿El Trabajo de Investigación, fue realizado en el marco de una Agencia Patrocinadora? <i>(ya sea por financiamientos de proyectos, esquema financiero, beca, subvención u otras; marcar con una "X" en el recuadro del costado según corresponda):</i>	SI	<input type="checkbox"/>	NO	<input checked="" type="checkbox"/>
Información de la Agencia Patrocinadora:	-----			

El trabajo de investigación en digital y físico tienen los mismos registros del presente documento como son: Denominación del programa Académico, Denominación del Grado Académico o Título profesional, Nombres y Apellidos del autor, Asesor y Jurado calificador tal y como figura en el Documento de Identidad, Título completo del Trabajo de Investigación y Modalidad de Obtención del Grado Académico o Título Profesional según la Ley Universitaria con la que se inició los estudios.

7. Autorización de Publicación Digital:

A través de la presente. Autorizo de manera gratuita a la Universidad Nacional Hermilio Valdizán a publicar la versión electrónica de este Trabajo de Investigación en su Biblioteca Virtual, Portal Web, Repositorio Institucional y Base de Datos académica, por plazo indefinido, consintiendo que con dicha autorización cualquier tercero podrá acceder a dichas páginas de manera gratuita pudiendo revisarla, imprimirla o grabarla siempre y cuando se respete la autoría y sea citada correctamente. Se autoriza cambiar el contenido de forma, más no de fondo, para propósitos de estandarización de formatos, como también establecer los metadatos correspondientes.

		
Apellidos y Nombres:	JESÚS SAMUEL SOLÓRZANO CAMPÓ	Huella Digital
DNI:	44770145	
		
Apellidos y Nombres:	DAVID TACUCHE CARBAJAL	Huella Digital
DNI:	44672050	
<p>-----</p>		<p>-----</p>
Apellidos y Nombres:		Huella Digital
DNI:		
Fecha: 01-09-2023		

Nota:

- ✓ No modificar los textos preestablecidos, conservar la estructura del documento.
- ✓ Marque con una **X** en el recuadro que corresponde.
- ✓ Llenar este formato de forma digital, con tipo de letra **calibri**, **tamaño de fuente 09**, manteniendo la alineación del texto que observa en el modelo, sin errores gramaticales (*recuerde las mayúsculas también se tildan si corresponde*).
- ✓ La información que escriba en este formato debe coincidir con la información registrada en los demás archivos y/o formatos que presente, tales como: DNI, Acta de Sustentación, Trabajo de Investigación (PDF) y Declaración Jurada.
- ✓ Cada uno de los datos requeridos en este formato, es de carácter obligatorio según corresponda.