



**UNIVERSIDAD ALAS PERUANAS
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

**“DISEÑO SISMICO BASADO EN DESEMPEÑO DE UNA VIVIENDA
MULTIFAMILIAR DE 4 NIVELES EN LA CIUDAD DE QUILLABAMBA,
CUSCO. 2023”**

**TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL PARA OPTAR POR EL
TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL**

PRESENTADO POR

**Bach. SARKA QUISPE, IWO YAKU
ORCID: 0009-0000-2424-9175**

ASESOR

**Mg. RAMAL MONTEJO, RODOLFO ENRIQUE
ORCID: 0000-0001-9023-6557**

**AREQUIPA - PERÚ
2023**

SARKA QUISPE IWO YAKU

INFORME DE ORIGINALIDAD

13%

INDICE DE SIMILITUD

13%

FUENTES DE INTERNET

5%

PUBLICACIONES

5%

TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	hdl.handle.net Fuente de Internet	3%
2	repositorio.ucv.edu.pe Fuente de Internet	1%
3	repositorio.udh.edu.pe Fuente de Internet	1%
4	repositorio.uancv.edu.pe Fuente de Internet	1%
5	repositorio.unsa.edu.pe Fuente de Internet	1%
6	tesis.pucp.edu.pe Fuente de Internet	1%
7	designscad.com Fuente de Internet	<1%
8	repositorio.upn.edu.pe Fuente de Internet	<1%
9	pirhua.udep.edu.pe Fuente de Internet	<1%

10	repositorio.unjbg.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
11	vsip.info Fuente de Internet	<1 %
12	repositorio.unsch.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
13	ru.dgb.unam.mx Fuente de Internet	<1 %
14	repositorio.unp.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
15	lasalleriobambametodoc.blogspot.com Fuente de Internet	<1 %
16	Submitted to Natonal Institute of Technology Calicut Trabajo del estudiante	<1 %
17	idoc.pub Fuente de Internet	<1 %
18	tesis.ucsm.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
19	tesis.usat.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
20	Pinto Rodriguez Galvarino. "Evaluación del desempeño sísmico de puentes basado en desplazamientos", TESIUNAM, 2012 Publicación	<1 %

21	repositorio.unc.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
22	Submitted to Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga Trabajo del estudiante	<1 %
23	Submitted to Universidad Andina Nestor Caceres Velasquez Trabajo del estudiante	<1 %
24	Submitted to uni Trabajo del estudiante	<1 %
25	cybertesis.uni.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
26	Submitted to Universidad Alas Peruanas Trabajo del estudiante	<1 %
27	www.coursehero.com Fuente de Internet	<1 %
28	Submitted to Universidad de Huanuco Trabajo del estudiante	<1 %
29	www.scribd.com Fuente de Internet	<1 %
30	repositorio.upao.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
31	repositorio.urp.edu.pe Fuente de Internet	<1 %

32 Martínez Reyes Odair Tonatiu. "Evaluación del comportamiento ante cargas laterales de columnas para puentes, prefabricadas de concreto, de sección hueca y pretensadas", TESIUNAM, 2013
Publicación <1 %

33 es.scribd.com
Fuente de Internet <1 %

34 repositorio.unesum.edu.ec
Fuente de Internet <1 %

35 repositorio.ug.edu.ec
Fuente de Internet <1 %

36 www.ptolomeo.unam.mx:8080
Fuente de Internet <1 %

Excluir citas Activo

Excluir bibliografía Activo

Excluir coincidencias < 20 words



DEDICATORIA

A mis padres, que han sido las personas que siempre han permanecido a mi lado, ayudándome siempre con sus consejos.

A mi abuela, que ha sido la persona más aguerrida y luchadora que he conocido.





AGRADECIMIENTO

A mis docentes, que de ellos aprendí sus conocimientos y experiencias que me ayudaron a sobre llevar esta hermosa carrera.





RESUMEN

Con el presente trabajo de investigación se pretende introducir una metodología de diseño basado en desempeño, utilizando un procedimiento no lineal estático con el cual se podrá determinar el nivel de desempeño de la estructura y poder comprender de forma más aproximada el comportamiento del mismo.

Para continuar y realiza el análisis no lineal se utilizará documentos como Visión 2000, ATC-40 y FEMA 440 que servirán de guía para realizar los procedimientos necesarios y determinar el nivel de desempeño de la estructura.

Para este trabajo se utilizaron tres requisitos de demanda: un sismo ocasional, un sismo de diseño y un sismo máximo. Donde para cada uno de estos requisitos se calculó el nivel de desempeño para cada caso, dando un nivel de desempeño funcional, seguridad de vida y pre-colapso, respectivamente. En conclusión, la estructura cumple con las metas de desempeño mostradas en el SEAOC para las diferentes demandas inducidas. Esto está en concordancia con los elementos estructurales diseñados, que con suficiente confinamiento dotan a la estructura de mayor flexibilidad en su forma local y global, y esto se refleja en la curva de capacidad de la estructura, que nos dice qué tan flexible es la estructura y cómo se comporta cuando entra en su rango inelástico.

Palabras claves: Análisis no lineal, nivel de desempeño, confinamiento, curva de capacidad, ductilidad.





ABSTRACT

With the present research work, it is intended to introduce a design methodology based on performance, using a static non-linear procedure with which the level of performance of the structure can be determined and its behavior can be more closely understood.

To continue and carry out the non-linear analysis, documents such as Vision 2000, ATC-40 and FEMA 440 will be used, which will serve as a guide to carry out the necessary procedures and determine the level of performance of the structure.

For this work, three requirements were used: an occasional earthquake, an earthquake that was planned for, and a maximum earthquake. Where for each of these requirements, the level of performance for each case was figured out, giving a level of functional performance, life safety, and pre-collapse, respectively. In conclusion, the structure meets the performance goals shown in the SEAOC for the different induced demands. This is in line with the designed structural elements, which, with enough confinement, give the structure more flexibility in its shape. local and global, and this is reflected in the structure's capacity curve, which tells us how flexible the structure is and how it behaves when it goes into its inelastic range.

Keywords: Nonlinear analysis, performance level, confinement, capacity curve, ductility.





INTRODUCCIÓN

En los lineamientos del diseño sismorresistente se establece que las edificaciones no deberían de colapsar, pero a su vez admite daños importantes a la estructura, así como la continuidad de los servicios. Sin embargo, en la norma E.030 no brinda procedimientos o lineamientos para corroborar los lineamientos descritos. Es por ello que en el presente trabajo se plantea el uso de procedimientos no lineales, donde se puede observar el comportamiento de las estructuras cuando incursionan en su rango inelástico frente a diferentes demandas y el desempeño que puede llegar a alcanzar, planteándose objetivos de desempeños según sea el uso de la edificación como se pueden encontrar en documentos como Visión 2000, ATC-40 y ASCE/SEI 41-13.

Primero, los puntos de fluencia y colapso deben ubicarse en una representación bilineal de la curva de capacidad, luego de lo cual la curva se sectorizará de acuerdo con SEAOC-Vision 2000 para identificar el punto de desempeño de la estructura. En el siguiente paso, implementaremos el método de espectro de capacidad propuesto por ATC-40, que implica transformar la curva de capacidad del edificio en un espectro de capacidad con formato ADRS ; la demanda, asimismo, deberá estar en formato ADRS y será ajustada por valor de período y amortiguamiento efectivo. Es en el punto donde la curva sectorizada se cruza con la curva de capacidad de la estructura donde se encuentra el punto de desempeño y donde se determina el nivel de desempeño que se alcanza.





TABLA DE CONTENIDOS

DEDICATORIA	II
AGRADECIMIENTO	III
RESUMEN	IV
ABSTRACT	V
INTRODUCCIÓN	VI
TABLA DE CONTENIDOS	VII
CAPÍTULO I: GENERALIDADES DE LA EMPRESA	9
1.1 Antecedentes de la empresa	9
CAPÍTULO II: REALIDAD PROBLEMÁTICA	10
2.1 Descripción de la Realidad Problemática	10
2.2 Formulación del problema	11
2.2.1 Problema General	11
2.2.2 Problemas Específicos	11
2.3 Objetivos del proyecto	11
2.3.1 Objetivo General	11
2.3.1 Objetivos Específicos	11
2.4 Justificación	12
2.5 Limitantes de la Investigación	12
CAPÍTULO III: DESARROLLO DEL PROYECTO	13
3.1 Descripción y diseño del proceso desarrollado	13
3.2 Conceptos básicos para el diseño del piloto	13
3.3 Dimensionamiento	36
3.4 Cálculos	39
3.5 Resultados	44
3.6 Equipos utilizados	102
CAPÍTULO IV: DISEÑO METODOLÓGICO	103
4.1 Tipo y diseño de investigación	103





4.2 Método de investigación	103
4.3 Población y muestra	103
4.4 Lugar de estudio	103
4.5 Técnicas e instrumentos para la recolección de la información	104
CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	105
5.1 Conclusiones	105
5.2 Recomendaciones	105
CAPÍTULO VI: GLOSARIO DE TÉRMINOS, REFERENCIAS	107
6.1 Glosario de términos	107
6.2 Libros	107
CAPÍTULO VII: ÍNDICES	109
7.1 Índice de figuras	109
7.2 Índice de tablas	112
CAPÍTULO VIII: ANEXOS	115
ANEXO 1: COSTO DEL TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL	115
ANEXO 2: DIAPOSITIVAS	116
ANEXO 3: PLANOS	122





CAPÍTULO I

GENERALIDAD DE LA EMPRESA

1.1 Antecedentes de la empresa

El presente trabajo de suficiencia profesional fue elaborado por el investigador partiendo de una arquitectura base hasta finalizar con el diseño de toda la estructura y detallamiento de los mismos.





CAPÍTULO II

REALIDAD PROBLEMÁTICA

2.1 Descripción de la Realidad Problemática

En el modelo actual de diseño sismorresistente (E.030), se indica la minimización de daños, que se debe evitar la pérdida de vidas humanas y la interrupción de servicios básicos, y que las estructuras no deben colapsar, pero si daños significativos a la estructura está presente. Sin embargo, el reglamento no propone una forma o forma de verificación en los casos en que se presente un daño significativo a la estructura. Los tipos de análisis que se indican en la norma E.030 quedan limitados al tipo lineal considerándose una estructura elástica, para luego realizar la evaluación de las irregularidades para así reducir el factor de reducción "R" de tal manera que se aumenta la demanda sísmica, y por medio de aproximaciones en base al factor "R" se busca la manera de convertir los resultados obtenidos de un análisis lineal elástico en inelástico para poder con estos verificar los desplazamientos y derivas de la estructura.

Con los métodos tradicionales de análisis y diseño se observa una limitante a la hora de corroborar los principios de la filosofía del diseño sismorresistente, y es por ello que se busca la manera de diseñar las nuevas edificaciones evaluando el desempeño sísmico, para así poder tener una mayor confiabilidad en el análisis y diseño moderno.

El sector construcción presenta un desarrollo bastante acelerado en los últimos años, se puede observar que la construcción de edificaciones grandes y pequeñas están cada vez más presentes, y es en este último en específico las viviendas unifamiliares y multifamiliares donde se ve un crecimiento mayoritario, donde muchas veces el análisis y diseño de estas edificaciones son nulas y son propias del criterio del maestro de obra o alguien de confianza del propietario. Mucho de esto se observa en la ciudad de Quillabamba, donde, al recorrer sus calles se observa muy poco o nada de las recomendaciones del código nacional de diseño en concreto E.060 y sismorresistentes E.030.

El presente trabajo de investigación busca realizar el correcto diseño de los elementos estructurales de concreto armado bajo la norma E.060 y E.030 en una edificación multifamiliar en la ciudad de Quillabamba, fijando un objetivo de desempeño esperado





para este tipo de edificación y poder observar el nivel de desempeño alcanzado que deberá de estar alineado a los principios de la filosofía sismorresistente, en el cual la estructura deberá de tener la capacidad suficiente para disipar la energía en un eventual movimiento sísmico.

El diseño basado en desempeño permite establecer objetivos de desempeño de una estructura, es decir, podremos diseñar en base a los niveles de desempeño propuestos según las guías internacionales como, por ejemplo: ATC-40, VISION 2000 Y ASCE 41-13. Diseñar bajo esta metodología nos permite cuantificar el daño que podemos aceptar en las estructuras, y es que en consecuencia el sistema estructural de planta y en altura estarán estructurados y diseñados de tal manera que alcancemos esos objetivos propuestos desde el inicio.

2.2 Formulación del problema

2.2.1 Problema General

- ¿Cuál será el diseño sísmico basado en desempeño de una vivienda multifamiliar de 4 niveles en la ciudad de Quillabamba, Cusco 2023?

2.2.2 Problemas Específicos

- ¿Qué resultados se obtienen de un análisis no lineal estático del diseño sísmico basado en desempeño de una multifamiliar de 4 niveles en la ciudad de Quillabamba, Cusco 2023?

- ¿Cuál es el diseño adecuado de los elementos estructurales del diseño sísmico basado en desempeño de una vivienda multifamiliar de 4 niveles en la ciudad de Quillabamba, Cusco 2023?

- ¿Cuál es el nivel de desempeño del diseño sísmico basado en desempeño de una vivienda multifamiliar de 4 niveles en la ciudad de Quillabamba, Cusco 2023?

2.3 Objetivos del proyecto

2.3.1 Objetivo General

-Establecer el diseño sísmico basado en desempeño de una vivienda multifamiliar de 4 niveles en la ciudad de Quillabamba. Cusco 2023.

2.3.1 Objetivos Específicos

-Obtener los resultados del análisis no lineal estático del diseño sísmico basado en desempeño de una multifamiliar de 4 niveles en la ciudad de Quillabamba, Cusco 2023.

-Establecer el diseño apropiado de los elementos estructurales del diseño sísmico basado en desempeño de una multifamiliar de 4 niveles en la ciudad de Quillabamba, Cusco 2023.





-Determinar el nivel de desempeño del diseño sísmico basado en desempeño de una multifamiliar de 4 niveles en la ciudad de Quillabamba, Cusco 2023.

2.4 Justificación

Justificación metodológica

Para llevar a cabo el diseño de acuerdo con un enfoque de desempeño para viviendas multifamiliares, primero se deberá comenzar con el diseño convencional de acuerdo con las normas nacionales sobre hormigón armado y diseño sismorresistente. A continuación, se realizará un análisis no lineal estático utilizando el programa ETABS. Se insertarán las secciones y aceros que se dan en toda la estructura para poder realizar el análisis y extraer la curva de capacidad de la estructura. Donde se seguirán los lineamientos de FEMA 440, y donde se creará un espectro de capacidad, para hacer una intersección con la demanda sísmica y obtener el punto de desempeño de la estructura, el cual será evaluado de acuerdo a los objetivos de desempeño según a la SEAOC, 1995.

Justificación teórica

Al realizar un análisis no lineal estático, se pueden obtener resultados más confiables de la respuesta de la estructura cuando se aventura en un rango inelástico a través del modelado de las propiedades no lineales de los materiales. Este modelado de las propiedades no lineales de los materiales también destaca el hecho de que el tiempo de cálculo y análisis es factible en comparación con un análisis de la historia del tiempo no lineal.

Justificación social

Para garantizar que se cumplan los objetivos del código nacional sismorresistente (e.030), se puede incorporar el análisis no lineal con la ayuda de las pautas de las guías de América del Norte como ASCE/41-13, TBI, ATC 40 y FEMA 440. Este análisis también ayudará a comprender cómo se comportan las estructuras cuando entran en el rango inelástico, que se puede utilizar para trazar una ruta de diseño para estructuras con un nivel de desempeño específico.

2.5 Limitantes de la Investigación

Para el presente trabajo de suficiencia profesional, al consistir en un análisis no lineal estático se limita a usar una fuerza lateral mas no una carga cíclica proveniente de un registro sísmico que sería lo ideal, y es que a su vez tampoco se encuentran los acelerogramas de propios de la zona.

Durante la revisión de la literatura se tuvo que realizar la traducción de normas y documentos extranjeros, debido a la gran cantidad de referencias solo se opto por usar las descritas en el capítulo VI.





CAPÍTULO III

DESARROLLO DEL PROYECTO

3.1 Descripción y diseño del proceso desarrollado

Como primer paso en el diseño sísmico basado en el desempeño de una vivienda multifamiliar de cuatro pisos, se realiza el diseño convencional utilizando los códigos nacionales E.030 y E.060; una vez que se han obtenido las secciones y el acero proporcionado en la estructura, se lleva a cabo el análisis estático no lineal y se extrae la curva de capacidad de la estructura utilizando los métodos descritos en FEMA 440. para tres condiciones sísmicas distintas. Una vez que se obtengan los resultados, se compararán con los objetivos establecidos en el SEAOC de 1995 para ver si se cumplieron.

3.2 Conceptos básicos para el diseño del piloto

3.2.1 Diseño sísmico basado en desempeño

El proceso de diseño basado en el desempeño comienza con el diseño preliminar de los componentes estructurales individuales, con el objetivo de evitar fallas por fragilidad y, en su lugar, establecer un mecanismo de falla de tipo dúctil antes las fuerzas laterales. Los resultados de un análisis lineal pueden servir como punto de partida para el proceso de análisis y diseño. Para tener un diseño y un rendimiento lo suficientemente buenos, se emplea un modelo no lineal de la estructura (Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council, 2020). Se deberá verificar sus estados límites mediante dos intensidades de sismo:

SLE: Es el sismo frecuente con un tiempo de retorno de $T_r=43$ años para el cual se anticipa una respuesta elástica de la estructura y que ocurre mientras la estructura se encuentra en una condición de ocupación inmediata u operativa.

MCEr: Es aquel sismo extremadamente raro con un periodo de retorno $T_r=2475$ años, la estructura incursionara en un rango inelástico produciendo daño a los elementos estructurales, el estado límite esperado es de prevención del colapso.

El diseño sísmico basado en desempeño nos permite obtener el conocimiento





suficiente para poder diseñar estructuras con un comportamiento predecible frente a las acciones de un evento sísmico. Así mismo al establecer un punto de desempeño se pueden construir estructuras resilientes o en su defecto estructuras que tengan un objetivo claro de desempeño.

Con la adición de esta nueva metodología, se puede analizar y adaptar estructuras existentes para lograr alcanzar el nivel de desempeño que se haya propuesto.

3.2.2 Niveles de desempeño sísmico

Se le atribuye al nivel de daño que se acepta para cada nivel, las normas internacionales diferencian los niveles de desempeño para elementos resistentes a fuerzas laterales y elementos no resistentes (SEAOC, 1995).

Vision 2000, ATC-40 y ASCE 41-13 son publicaciones internacionales que ofrecen estándares de desempeño basados en el daño que pueden sufrir o lograr elementos resistentes a fuerzas laterales y elementos no resistentes. Estos textos internacionales incluyen ideas específicas para el presente trabajo de suficiencia profesional.

3.2.2.1 Niveles de desempeño según comité Visión 2000

Se describen cuatro niveles de desempeño según el comité Visión 2000:

- A. Operacional:** Se señala que la edificación no recibe daño en sus elementos resistentes a fuerzas laterales y elementos no resistentes, se asegura la continuidad de los servicios y por tanto no se requerirá reparaciones importantes en la edificación (SEAOC-Visión 2000, 1995).
- B. Funcional:** Se admiten daños moderados en los elementos no estructurales que quizá afecten su funcionamiento, así como también se acepta daños en menor cuantía hacia los elementos estructurales. Podrá ser ocupada la edificación inmediatamente ante un eventual evento sísmico (SEAOC-Visión 2000, 1995).
- C. Seguridad de Vida:** En nivel de desempeño se prevee que la estructura recibirá daños moderados o importantes en la estructura en general de todos elementos resistentes a fuerzas laterales y elementos no resistentes, así como también la disminución de la rigidez lateral de la edificación. Se requerirán reparaciones importantes en la estructura si observa viable su rehabilitación (SEAOC-Visión 2000, 1995).
- D. Prevención del colapso:** Se espera que ocurra una gran caída en la resistencia y rigidez de la edificación en este nivel de desempeño producto del daño importante que sufren los elementos resistentes del mismo, y es que aun los elementos verticales seguirán sosteniendo la estructura, pero en estas condiciones la estructura es totalmente insegura, la reparación del mismo se ve poco viable (SEAOC-Visión 2000, 1995).





Tabla 1. Niveles de desempeño según el comité Visión 2000

Estado de daño	Nivel de desempeño	Descripción de daño
Despreciable	Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable. Los servicios continúan funcionando después del sismo.
Leve	Funcional	Daños leves en elementos estructurales. Daño leve y moderado en elementos arquitectónicos. Los sistemas de seguridad y evacuación continúan en funcionamiento.
Moderado	Seguridad de vida	Daño moderado en elementos estructurales, pérdida de rigidez de la estructura. La estructura sufre daño, pero permanece estable. Los elementos no estructurales y arquitectónicos sufren daño.
Severo	Próximo al colapso	Daño severo en los elementos estructurales. La estructura ha sufrido daño importante en su rigidez y resistencia ante cargas laterales y gravitatorias, pero no llega a colapsar. Los elementos no estructurales han fallado, la seguridad de los ocupantes se ve comprometida.
Completo	Colapso	Colapso de la estructura.

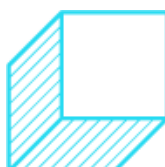
Fuente: SEAOC-Visión 2000 (1995)

3.2.2.2 Niveles de desempeño según ATC-40

Tabla 2. Niveles de desempeño según el ATC-40

Nivel de desempeño	Descripción
Operacional, 1-A	-Este nivel de desempeño está relacionado con la funcionalidad. -El daño a la estructura es limitado, por lo que no se cuestiona la ocupación segura continua. Las reparaciones que se lleven a cabo serán menores y no significaran interrupciones para los ocupantes. -De igual manera el daño a los elementos no estructurales serán menores y no pondrá en peligro las funciones del edificio.
Ocupación inmediata, 1-B	-Este nivel de desempeño se ocupa para edificaciones esenciales. -Los espacios del edificio pueden ser utilizables, pero no asegura la continuidad de los servicios primarios o de respaldo.
Seguridad de vida, 3-C	-Este nivel está destinado a aceptar un estado de daño que presente una probabilidad extremadamente baja de amenaza a los ocupantes, ya sea por daños estructurales o por caídas de los elementos no estructurales.
Estabilidad estructural, 5-E	-Se producen daños importantes al sistema resistente de fuerzas laterales. -No garantiza un margen de colapso frente a réplicas. -No se garantiza la seguridad de los ocupantes.

Fuente: ATC-40 (1996)





3.2.2.3 Niveles de desempeño según ASCE/SEI 41-13

Tabla 3. Niveles de desempeño según el ASCE/SEI 41-13

Daño total	Nivel de desempeño			
	Prevención del colapso (5-D)	Seguridad de vida (3-C)	Ocupación inmediata (1-B)	Operacional (1-A)
	Severo	Moderado	Leve	Muy leve
General	Poca rigidez y resistencia para resistir fuerzas laterales, pero aún la columnas y muros resisten las cargas de gravedad. Las derivas son grandes y permanentes. El edificio está a punto de colapsar si sucedieran replicas y no debería seguir ocupado.	Aún hay resistencia y rigidez en todos los pisos. Los elementos de soporte de cargas gravitacionales siguen trabajando, hay poca deriva permanente. El edificio podría no ser económicamente reparable.	La estructura conserva su rigidez y resistencia inicial. No hay derivas permanentes en estructura. Puede seguir siendo ocupado.	No hay deriva permanente. La estructura conserva la rigidez y resistencia original. Fisuras menores en fachadas, tabiques y techos, así como también los componentes no estructurales presentan daños leves o nulos. Todos los sistemas importantes están operativos y funcionales.
Componentes no estructurales	Daño extenso.	Riesgo de caída de parapetos limitado, pero los componentes arquitectónicos, mecánicos y eléctricos esta dañados.	Equipamiento y contenido esta generalmente seguro, pero no operativo debido a fallas mecánicas o falta de utilidades.	

Fuente: ASCE/SEI (2014)

Tabla 4. Niveles de desempeño para elementos estructurales según el ASCE/SEI 41-13

Nivel de desempeño para elemento estructurales	
S-1	Ocupación inmediata -Daño estructural poco significativo. -Los sistemas resistentes de fuerzas laterales y gravitacionales conservan su rigidez y resistencia inicial.





Rango de seguridad mejorada		Rango de transición de daño entre S-3 y S-1
S-2	Control de daño	Estado de daño intermedio entre S-3 y S-1.
S-3	Seguridad de vida	-Se producen daños significativos en la edificación, pero mantiene un límite parcial o total frente al colapso. -Algunos elementos estructurales podrían presentar daños severos. -Debería ser posible reparar la estructura, pero quizá no sea práctico económicamente.
Rango de seguridad reducida		-Rango de transición de daño entre S-3 y S-5.
S-4	Seguridad limitada	-Estado de daño post-sismo entre S-3 y S-5. -Se pretende dotar de un mayor rango de fiabilidad de resistir el colapso en comparación a la prevención del colapso.
S-5	Prevención del colapso	-Daño sustancial a la estructura, ha resultado en una gran pérdida de rigidez y resistencia del sistema general a las fuerzas laterales, pero continúa resistiendo las fuerzas gravitatorias. Ausencia de margen de seguridad contra colapso. -Las réplicas ocasionarían el colapso de la estructura.
S-6	No considerado	Si se requiere una evaluación sísmica no estructural.

Fuente: ASCE/SEI (2014)

Tabla 5. Niveles de desempeño para elementos no estructurales según el ASCE/SEI 41-13

Nivel de desempeño para elemento no estructurales		
N-A	Operacional	-En este nivel de desempeño, la mayoría de los sistemas no estructurales se encuentran funcionales, aunque es posible que se requiera la reparación de algunos elementos.
N-B	Retención de posición	-El edificio permanece seguro y no atenta contra la vida de sus ocupantes. -Algunos servicios podrían no seguir operativos debido a desalineamientos o daño interno, como líneas de comunicación, gas, etc. Podrían presentarse daños al revestimiento, vidrios y muros divisorios, pero estos no presentarían riesgos a los ocupantes.
N-C	Seguridad de vida	-En este nivel de desempeño se aceptan daños importantes en los componentes no estructurales, pero no se desplomarán y caerán de manera que cause lesiones a los ocupantes. -Las rutas de salida dentro del edificio no estarán bloqueadas, pero podrían verse afectados daños a los componentes arquitectónicos, mecánicos o mobiliario.
N-D	Riesgo reducido	-Cuando en una evaluación o reacondicionamiento no se consideran los elementos estructurales.

Fuente: ASCE/SEI (2014)





Tabla 6. Niveles de desempeño estructural según el ASCE/SEI 41-13

NIVELES DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL						
Niveles de Desempeño No Estructural	S-1 Ocupación Inmediata	S-2 Control de Daño	S-3 Seguridad de Vida	S-4 Seguridad Limitada	S-5 Prevención de Colapso	S-6 No Considerado
N-A Operacional	Operacional 1-A	2-A	NR	NR	NR	NR
N-B Retención de Posición	Ocupación Inmediata 1-B	2-B	3-B	NR	NR	NR
N-C Seguridad de Vida	1-C	2-C	Seguridad de Vida 3-C	4-C	5-C	6-C
N-D No Considerado	NR	NR	3-D	4-D	Prevención de Colapso 5-D	No Evaluación o Reforzamiento 6-C

Nota: NR= No Recomendado
Fuente: ASCE/SEI (2014)

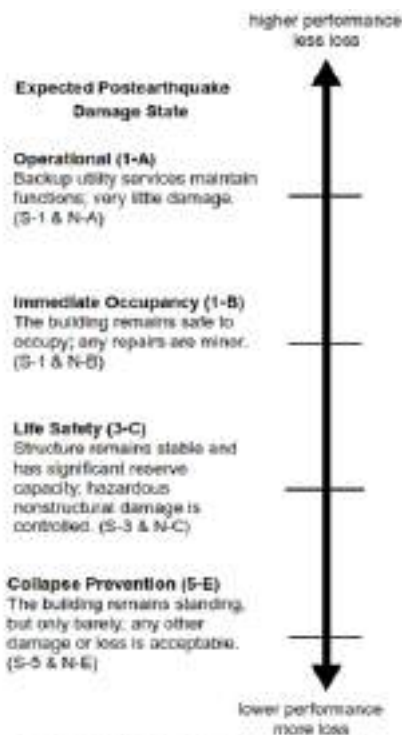
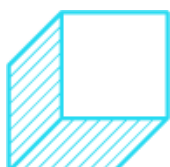


Figura 1. Niveles de desempeño
Fuente: ASCE/SEI 41-13, 2014

3.2.3 Objetivos del desempeño

Un nivel de riesgo sísmico y un nivel de desempeño se combinarán para formar un objetivo de desempeño.





3.2.3.1 Objetivos de desempeño según Visión 2000

El comité a cargo de SEAOC establece cuatro grados diferentes de peligrosidad sísmica o demanda sísmica, cada uno de los cuales se diferencia en función de su periodo de retorno, como se puede observar en la tabla que se muestra a continuación.

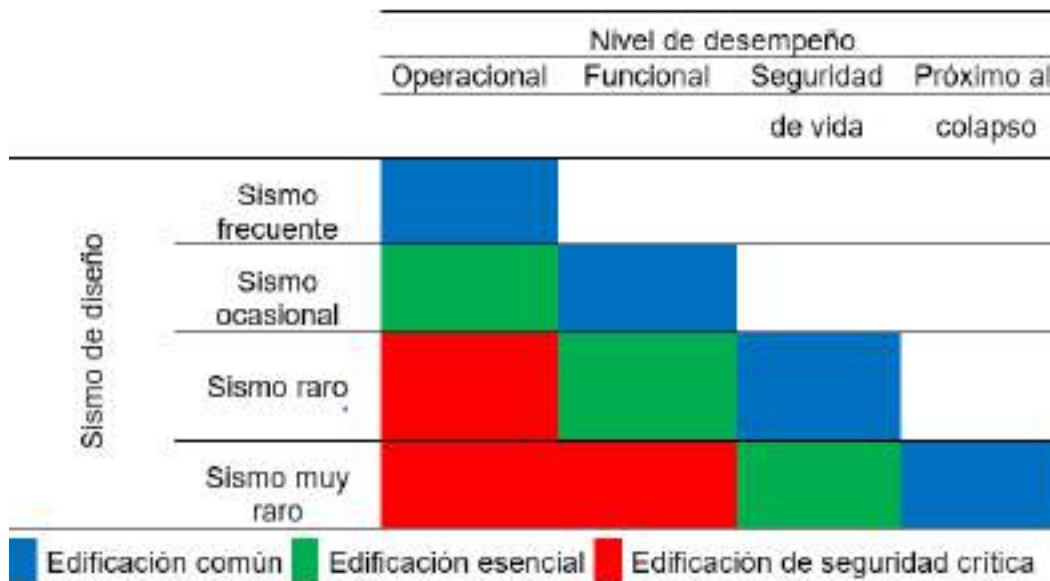
Tabla 7. Peligro sísmico-Visión 2000

SISMO	PERÍODO DE RETORNO (AÑOS)	PROBABILIDAD DE EXCENDENCIA EN 50 AÑOS
Frecuente	45	67%
Ocasional	75	50%
Raro	475	10%
Muy raro	970	5%

Fuente: SEAOC-Visión 2000, 1995,

Los objetivos trazados por el comité Visión 2000 también tendrán en cuenta la categoría del edificio en términos de su importancia.

Tabla 8. Objetivos de desempeño según Visión 2000



Fuente: SEAOC-Visión 2000, 1995

3.2.3.2 Objetivos de desempeño según ATC-40

El ATC-40 establece tres demandas sísmicas para poder establecer sus objetivos de desempeño, lo cuales son:

- El terremoto de servicio (SE): El sismo de servicio se define como un evento que tiene un tiempo de retorno de 50 años y una probabilidad de desplazamiento del terreno mayor o igual al cincuenta por ciento (ATC-40,1996).
- El terremoto de diseño (DE): El sismo que servirá de base para el diseño es uno que tiene un tiempo de retorno de 475 años y tiene un 10% de posibilidades de superar el movimiento del suelo (ATC-40,1996).
- El terremoto máximo (ME): El terremoto máximo es el mayor nivel de movimiento del suelo causado por un solo evento sísmico y que tiene un 5% de probabilidad de ser superado en 975 años (ATC-40, 1996).





Tabla 9. Objetivos de desempeño según ATC-40

El objetivo básico de desempeño de la seguridad				
Movimiento del suelo	Nivel de desempeño			
	Operacional	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Estabilidad estructural
Terremoto de servicio (SE)				
Terremoto de diseño (DE)				
Terremoto máximo (ME)				

Fuente: ATC-40, 1996

3.2.3.3 Objetivos de desempeño según ASCE/SEI 41-13

Tabla 10. Peligro sísmico-ASCE/SEI 41-13

Probabilidad de excedencia	Periodo medio de retorno (años)
50%/30 años	43
50%/50 años	72
20%/50 años	225
10%/50 años	475
5%/50 años	975
2%/50 años	2,475

Fuente: ASCE/SEI 41-13, 2014

Tabla 11. Objetivos de desempeño-ASCE/SEI 41-13

Objetivo de los niveles de desempeño				
Nivel de peligro sísmico	Nivel de desempeño Operacional (1-A)	Nivel de desempeño Ocupación Inmediata (1-B)	Nivel de desempeño Seguridad de Vida (3-C)	Nivel de desempeño Prevención del Colapso (5-D)
50%/50 años	a	b	c	d
BSE-1E (20%/50 años)	e	f	g	h
BSE-2E (5%/50 años)	i	j	k	l
BSE-2N (ASCE 7 MCE _r)	m	n	o	p

Notas: Cada celda en la matriz representa un objetivo de desempeño discreto.

Los objetivos de desempeño en la matriz anterior se pueden utilizar para representar 3 objetivos de desempeño específicos para un edificio que esta considera en las categorías de riesgo I y II.

Objetivos de Desempeño Básico para Edificaciones Existentes (BPOE)

g & l

Objetivos mejorados

g & i, j, m, n, o, ó p
& e ó f
g & l & a, ó b
k, m, n, ó solo o

Objetivos limitados

solo g
solo l
c, d, e, ó f

Fuente: ASCE/SEI 41-13, 2014





3.2.4 Análisis no lineal estático

El objetivo del análisis estático no lineal es aproximar la respuesta dinámica de un empuje en una estructura estática mediante la aplicación de cargas laterales crecientes hasta agotar la capacidad de la estructura. Observable a través de las características no lineales de los materiales es la resistencia de los elementos (NIST GCR-Directrices para el análisis estructural no lineal para el diseño de edificios, 2017, p. 77). El objetivo de realizar este análisis es conseguir extraer la curva de capacidad de la estructura.

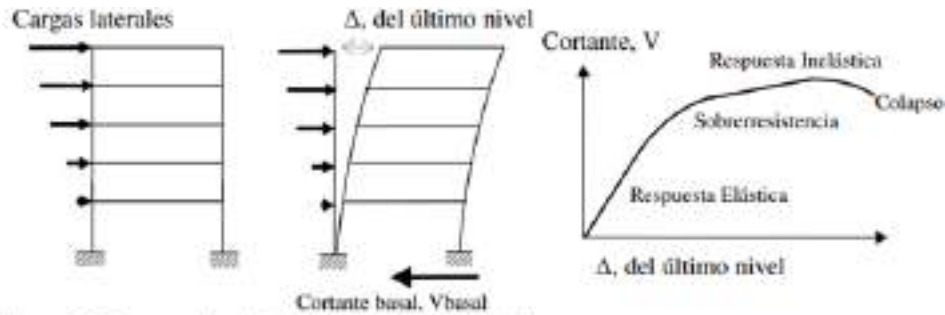


Figura 2. Secuencia del análisis no lineal estático.
Fuente: Arango, Paz y Duque, 2009

3.2.4.1 Curva de capacidad

La curva de capacidad puede describirse como la interacción entre la fuerza lateral incremental y el desplazamiento en el nivel final. La curva de capacidad del edificio es un gráfico que describe el comportamiento del edificio cuando entra en la región inelástica. Usando la curva de capacidad del edificio, su ductilidad puede determinarse usando una relación de desplazamiento.

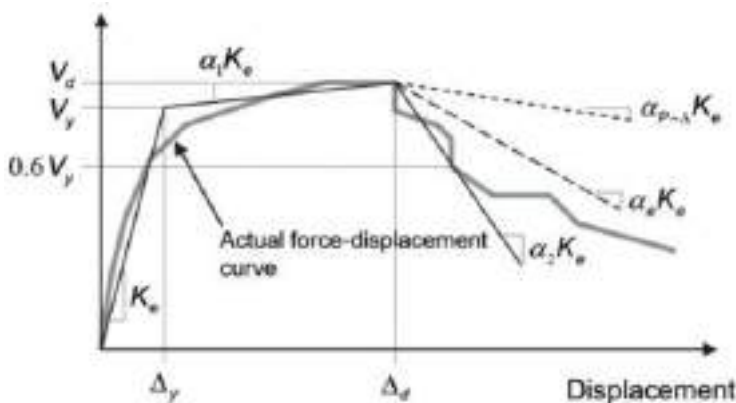


Figura 3. Curva de capacidad.
Fuente: ASCE/SEI 41-13, 2014

3.2.4.2 Ductilidad y resistencia de los materiales

Para poder conocer la ductilidad de las secciones, es importante conocer los diagramas de momento-curvatura $M-\phi$. Si se observa que la sección posee poca ductilidad por curvatura μ_ϕ se supondrá un tipo de falla frágil, se deberá evitar este tipo falla debido a que se presenta de manera abrupta. Se recomienda que las





secciones posean una ductilidad alta μ_ϕ que permita disipar la energía sísmica a través de grandes deformaciones ante altas solicitaciones.

Para poder generar los diagramas momento-curvatura, es importante conocer los materiales y sus respectivos modelos constitutivos. Existen diversos modelos del comportamiento para cada material.

3.2.4.2.1 Modelos del comportamiento del concreto

Modelos constitutivos del concreto no confinado

Modelo de Whitney

En el modelo de Whitney se considera esfuerzos en compresión distribuidos uniformemente, considerando un esfuerzo ultimo igual a $0.85 f'_c$. Este modelo también se conoce como el bloque rectangular del ACI, que actualmente es muy usado para el análisis y diseño ya que resulta conservador.

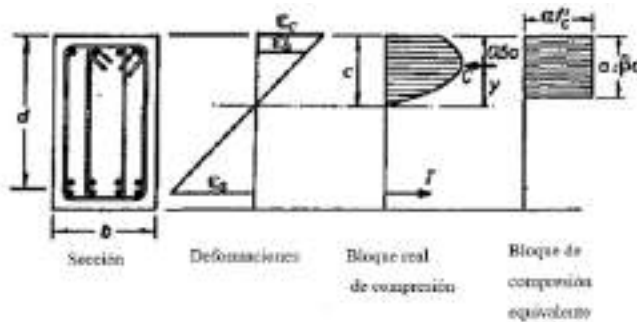


Figura 4. Modelo de Whitney para el concreto no confinado
Fuente: Paulay y Priestley, 1991

Modelo de Hognestad

El modelo constitutivo presenta una parte lineal limitada a una deformación del concreto no confinado (ϵ_{co}) igual a 0.002, para luego presentar una curva de caída que llega a alcanzar un valor máximo de deformación para el concreto no confinado (ϵ_{cm}) igual a 0.004. Para la construcción del modelo se usan las siguientes ecuaciones:

$$f_c = \begin{cases} f'_c \left[\frac{2\epsilon}{\epsilon_{co}} - \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{co}} \right)^2 \right] & , 0 \leq \epsilon \leq \epsilon_{co} \\ f'_c - 0.15f'_c \left(\frac{\epsilon - \epsilon_{co}}{\epsilon_{cm} - \epsilon_{co}} \right) & , \epsilon_{co} < \epsilon \leq \epsilon_{cm} \end{cases}$$



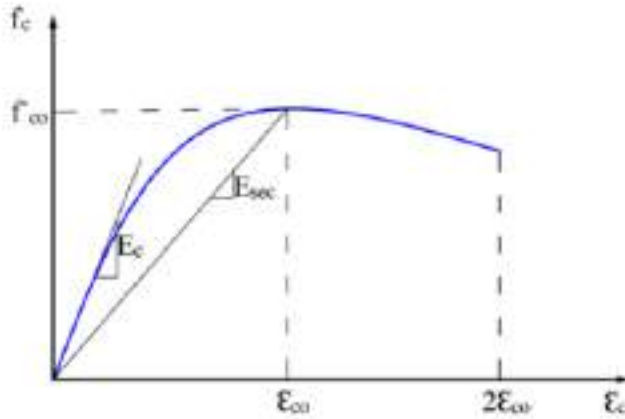


Figura 5. Modelo de Hognestad para el concreto no confinado
Fuente: Hognestad, 1951

Donde:

f_c : Esfuerzo del concreto no confinado.

f'_c : Esfuerzo máximo del concreto no confinado.

ε : Deformación del concreto asociado al f'_c ($\varepsilon_{co} = 0.002$).

ε_{cm} : Deformación máxima del concreto no confinado f'_c ($\varepsilon_{cm} = 0.004$).

Modelos constitutivos del concreto confinado

Modelo de Kent y Park

El modelo de kent y park empieza por una curva característica, similar a una parábola invertida, donde alcanza su punto máximo en la coordenada ε_{co}, f'_c , donde ε_{co} se considera = 0.002, para luego caer súbitamente formando una recta hasta " ε_{20c} " en la abscisa y $0.20 f'_c$, en la ordenada para luego ir de manera horizontal hasta la cedencia.

$$f_c = \begin{cases} f'_c \left[\frac{2\varepsilon}{\varepsilon_{co}} - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{co}} \right)^2 \right] & , 0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{co} \\ f'_c [1 - Z(\varepsilon - \varepsilon_{co})] & , \varepsilon_{co} < \varepsilon \leq \varepsilon_{20c} \\ 0.20 f'_c & , \varepsilon > \varepsilon_{20c} \end{cases} \quad Z = \frac{0.5}{\frac{3 + \varepsilon_{co} f'_c}{f'_c - 1000} + \frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{b''}{s_h}} - \varepsilon_{co}}$$

$$\rho_s = 2A_s h [b' + h'] / [b'' h'' S_h]$$



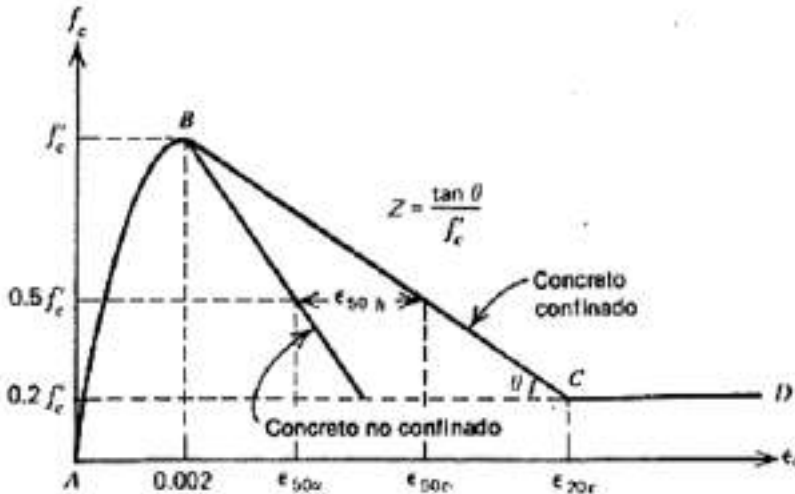


Figura 6. Curva esfuerzo deformación para el concreto confinado
Fuente: Park y Paulay, 1978

Donde:

ϵ_{20c} : Deformación unitaria asociada a $0.20 f'_c$.

ϵ_{c0} : Deformación del concreto asociado a f'_c ($\epsilon_{c0} = 0.002$)

b', h' : Base y peralte del núcleo confinado medido al eje del estribo.

b'', h'' : Base y peralte del núcleo confinado medido al exterior del estribo.

S_h : Espaciamiento entre estribos.

A_{s_h} : Área del acero del estribo.

ρ_s : Relación del volumen de refuerzo transversal al volumen del núcleo de concreto medido al exterior de los aros.

Z: Pendiente de la rama descendente recta.

Modelo de Mander

El modelo de Mander a diferencia de los otros modelos, hace en consideración el tipo de confinamiento (espiral o cerrado), del cual se concluye que el refuerzo en espiral proporciona mayor ductilidad a la sección.

$$f_c = \frac{f'_{cc} x^r}{r-1+x^r}$$

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}}$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{c0} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} - 1 \right) \right]$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}}$$



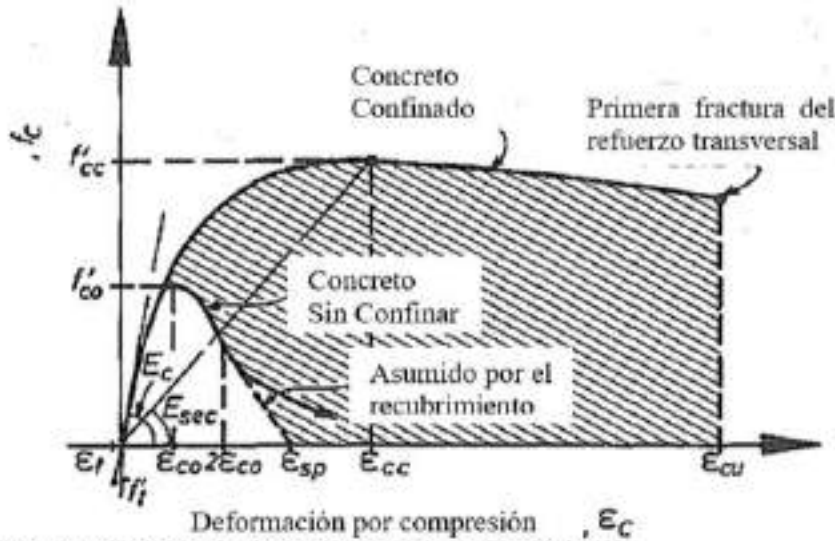


Figura 7. Modelo de Mander para el concreto confinado
Fuente: Priestley y Park, 1988

Donde:

f'_{co} : Resistencia máxima del concreto no confinado.

ϵ_{co} : Deformación unitaria máxima del concreto no confinado.

ϵ_{sp} : Deformación unitaria en la que el recubrimiento del concreto se considera que se ha desprendido por completo y no transmite esfuerzo.

f'_{cc} : Resistencia máxima del concreto confinado.

ϵ_{cc} : Deformación unitaria máxima del concreto confinado.

f_{cu} : Resistencia última del concreto confinado

ϵ_{cu} : Deformación unitaria última del concreto confinado.

E_c : Módulo de elasticidad del acero.

E_{sec} : Módulo secante del concreto confinado en el esfuerzo máximo.

3.2.4.2.2 Comportamiento del acero de refuerzo

Modelo elastoplástico

El modelo presenta 2 estados lineales, el primero una recta que se extiende hasta alcanzar el esfuerzo de fluencia del acero (f_y), una vez alcanzado el mismo se supone un endurecimiento el cual está representado por una recta que se extiende hasta la deformación ultima esperada.

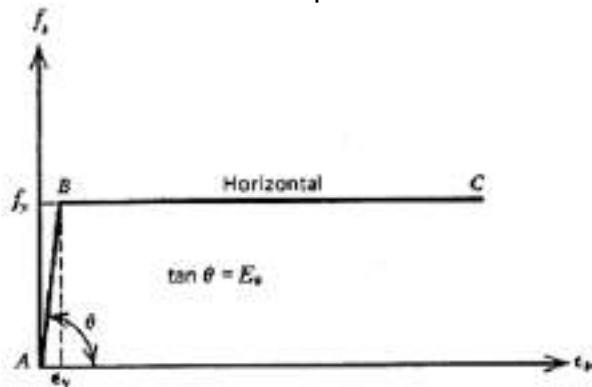


Figura 8. Curva esfuerzo deformación para el modelo elastoplástico
Fuente: Park y Paulay, 1978





Donde:

- f_s : Esfuerzo del acero.
- f_y : Esfuerzo de fluencia del acero.
- E_s : Modulo de elasticidad del acero.
- ϵ_s : Deformación del acero.
- ϵ_y : Deformación de fluencia del acero.
- ϵ_{su} : Deformación máxima del acero

Modelo de trilineal

El modelo trilineal consta de 3 zonas que están representados por rectas, la primera zona es de carácter lineal donde las deformaciones y esfuerzos son lineales hasta alcanzar la fluencia, la segunda zona es se mantiene en una recta horizontal de post fluencia hasta alanzar una deformación de endurecimiento y la tercera zona de endurecimiento que se extiende en una recta inclinada hasta alcanzar la fractura.

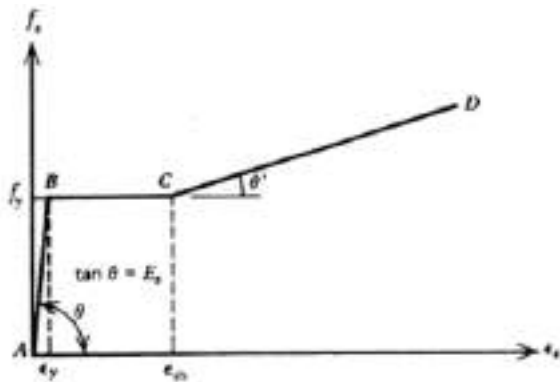


Figura 9. Curva esfuerzo deformación para el modelo trilineal
Fuente: Park y Paulay, 1978

Donde:

- f_y : Esfuerzo de fluencia del acero.
- E_s : Modulo de elasticidad del acero.
- ϵ_y : Deformación de fluencia del acero.
- ϵ_{sh} : Deformación máxima de la rama de post-fluencia del acero.
- ϵ_{su}, f_{su} : Deformación y esfuerzo últimos del acero.

Modelo de Park y Paulay

Este modelo se caracteriza por presentar tres zonas, la primera es una recta donde la deformación es consistente con el esfuerzo hasta alcanzar la fluencia (f_y, ϵ_y), la segunda se forma una recta horizontal de pos fluencia hasta el esfuerzo “ ϵ_{sh} ”, en la tercera zona entrara en una etapa de endurecimiento representado por una curva hasta su fractura en el punto (f_u, ϵ_{su}).



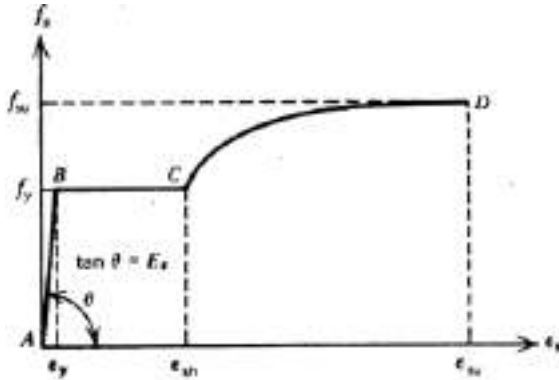


Figura 10. Curva esfuerzo deformación para el modelo de curva completa
Fuente: Park y Paulay, 1978

Donde:

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero.

E_s : Modulo de elasticidad del acero.

ϵ_{sh} : Deformación máxima de la rama de post-fluencia del acero.

ϵ_{su}, f_{su} : Deformación y esfuerzo últimos del acero.

ϵ_s, f_s : Deformación y esfuerzo del acero en la zona de tracción y compresión del acero.

3.2.4.2.3 Diagrama momento curvatura

El diagrama momento curvatura de un elemento estructural, esta nos brindara información acerca de su ductilidad, es decir su capacidad de lograr grandes deformaciones inelásticas que absorban y disipen la energía. Es por ello que se deben diseñar estructuras dúctiles. Para la construcción del diagrama momento curvatura se tiene que tener en cuenta los materiales y el respectivo modelo constitutivo a usar: concreto y acero.

Para la construcción de un diagrama momento curvatura de forma rápida se pueden realizar tres simplificaciones.

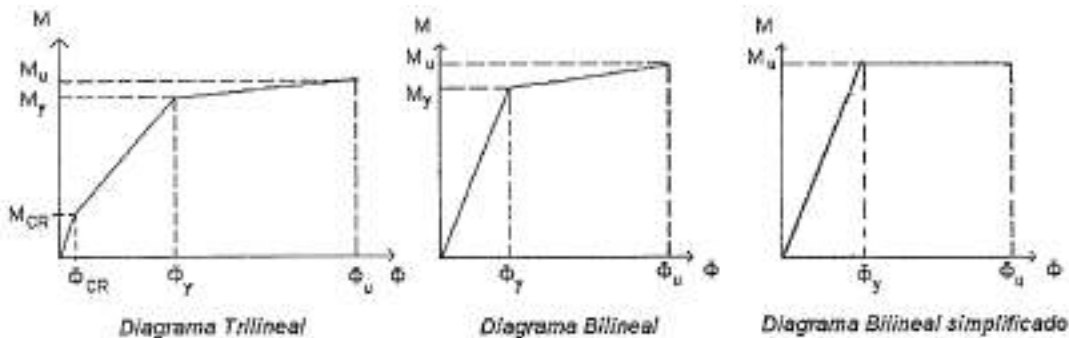


Figura 11. Diagramas momento-curvatura aproximados
Fuente: Otazzi, 2016

Donde:

Para la construcción del modelo trilineal se observan tres puntos notables:

- Antes del agrietamiento (M_{cr}, Φ_{cr}): Punto asociad al momento de agrietamiento (M_{cr}) y rotación que produce (Φ_{cr}).
- Primera cedencia (M_y, Φ_y): En este punto se da inicio a la fluencia del acero del acero en tracción.
- Después del agrietamiento (M_u, Φ_u): En este punto se produce la falla por cedencia del concreto o por del acero.





Para determinar la ductilidad (μ_ϕ) de la sección se realiza la relación entre la rotación asociada al momento último y la rotación producida al comienzo de la fluencia:

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y}$$

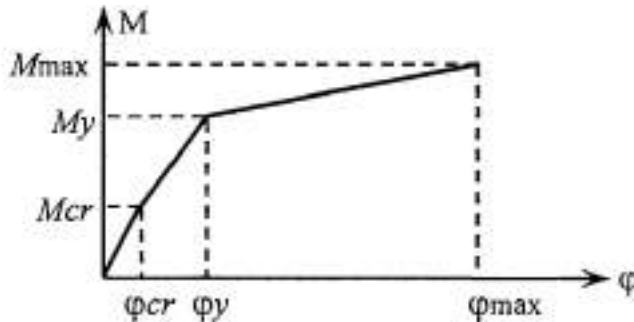


Figura 12. Diagrama momento-curvatura
Fuente: Otazzi, 2016

3.2.4.2.4 Diagrama momento rotación

Con la ayuda de un diagrama de momento-rotación, puede averiguar cómo rotará el elemento estructural cuando entre en un rango inelástico. Esto se hará entre dos puntos a lo largo del elemento, generalmente en la zona de plastificación o donde ocurrirá la plastificación. Para el cálculo de la rotación se complica porque en la zona de cálculo no se tienen en cuenta las fisuras provocadas por el corte, el deslizamiento del acero alrededor de las fisuras y la reducción de la deformación unitaria del acero al hormigón no fisurado. Como resultado, se tiene las pautas como ASCE/SEI 41-13 y FEMA 440 presentan un modelo simplificado que se construirá en función de algunos datos de sección que se pueden calcular fácilmente.

Tabla 12. Parámetros de modelado y criterios de aceptación numéricos para procedimiento no lineal en vigas de concreto armado.

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a				
	Plastic Rotation Angle (rad/mm)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle (rad/mm)				
	a	b		IO	LS	CP		
Condition i. Beams controlled by flexure^b								
$\rho - \rho'$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{f_c d \sqrt{f_c}}$						
≤0.1	C	≤3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
0.1	C	≤6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥0.5	C	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥0.5	C	≤6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
0.1	NC	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
0.1	NC	≤6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥0.5	NC	≤3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥0.5	NC	≤6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear^b								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span^b								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint^b								
			0.015	0.02	0.2	0.01	0.02	0.03

NOTE: f_c is in lb/in.² (MPa) units.
^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.
^bWhere more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
^c"C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/5, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.
^d V is the design shear force from NSP or NDP.

Fuente: ASCE/SEI 41-13, 2014





Tabla 11. Parámetros de modelado y criterios de aceptación numéricos para procedimiento no lineal en columnas de concreto armado.

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
	Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
	a	b		Performance Level		
				IO	LS	CP
Condition i.^b						
$\frac{P}{A_s f_c'}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$					
≤ 0.1	≥ 0.006		0.035	0.060	0.2	0.005 0.045 0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.010	0.010	0.0	0.003 0.009 0.010
≤ 0.1	≤ -0.002		0.027	0.034	0.2	0.005 0.027 0.034
≥ 0.6	≤ -0.002		0.005	0.005	0.0	0.002 0.004 0.005
Condition ii.^b						
$\frac{P}{A_s f_c'}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c'}}$				
≤ 0.1	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.032	0.060	0.2	0.005 0.045 0.060
≤ 0.1	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$	0.025	0.060	0.2	0.005 0.045 0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.010	0.010	0.0	0.003 0.009 0.010
≥ 0.6	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$	0.008	0.008	0.0	0.003 0.007 0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$	0.012	0.012	0.2	0.005 0.010 0.012
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$	0.006	0.006	0.2	0.004 0.005 0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$	0.004	0.004	0.0	0.002 0.003 0.004
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$	0.0	0.0	0.0	0.0 0.0 0.0
Condition iii.^b						
$\frac{P}{A_s f_c'}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$					
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.0	0.0 0.045 0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.0	0.0 0.007 0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.0	0.0 0.005 0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0 0.0 0.0
Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^b						
$\frac{P}{A_s f_c'}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$					
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.4	0.0 0.045 0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.4	0.0 0.007 0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.2	0.0 0.005 0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0 0.0 0.0

NOTE: f_c' is in lb/in.² (MPa) units.

^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

^bRefer to Section 10.4.2.2.2 for definition of conditions i, ii, and iii. Columns are considered to be controlled by inadequate development or splices where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-2). Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

^cWhere $P > 0.7A_s f_c'$, the plastic rotation angles should be taken as zero for all performance levels unless the column has transverse reinforcement consisting of hoops with 135-degree hooks spaced at $\leq d/3$ and the strength provided by the hoops (V_s) is at least 3/4 of the design shear. Axial load P should be based on the maximum expected axial loads caused by gravity and earthquake loads.

^d V is the design shear force from NSP or NDP.

Fuente: ASCE/SEI 41-13, 2014

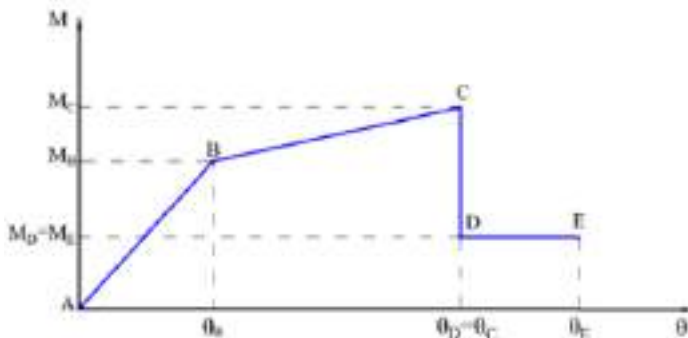


Figura 13. Diagramas momento-rotación simplificado

Fuente: ASCE/SEI 41-13, 2014

3.2.4.2.5 Rotulas plásticas

Corresponde a las zonas donde empiezan a ocurrir las plastificaciones, donde





observan grandes deformaciones debido al aumento de la carga. El motivo de la incorporación en el análisis, es que nos permiten observar en los elementos resistentes cuando estos alcancen sus momentos últimos resistentes y es que también servirá para poder dar cuenta de la secuencia del mecanismo de falla de los mismos.

Vigas

Se concentrarán la rotulas principalmente en zonas cercanas a los nudos dentro de una longitud l_p . Según Park y Paulay (1975) estas se aproximan en una longitud 0.4-0.5 del peralte de la viga.

Columnas

A diferencia de las vigas, la ductilidad de las columnas está relacionada a fuerza en compresión a la que esté sujeta y estaba no deberá ser mayor que la fuerza a compresión balanceada para asegurar un comportamiento dúctil.

Placas

Para el caso de las placas o muros de cortes, la ductilidad de estos elementos se presenta en el borde confinado, donde se formarán las rotulas plásticas a 0.5 de la longitud del muro.

3.2.4.3 Métodos de estimación del punto de desempeño

3.2.4.3.1 Método del espectro de capacidad ATC-40

El procedimiento se simplifica a hacer una intersección de espectro de demanda sísmica con una intersección de espectro de demanda de capacidad. Usando la curva de capacidad del edificio, la fuerza cortante se convertirá en aceleraciones espectrales (S_a) y los desplazamientos se convertirán en desplazamientos espectrales (S_d). Estos datos espectrales se conocen como Acceleration-Displacement Responde Spectra (ADRS).

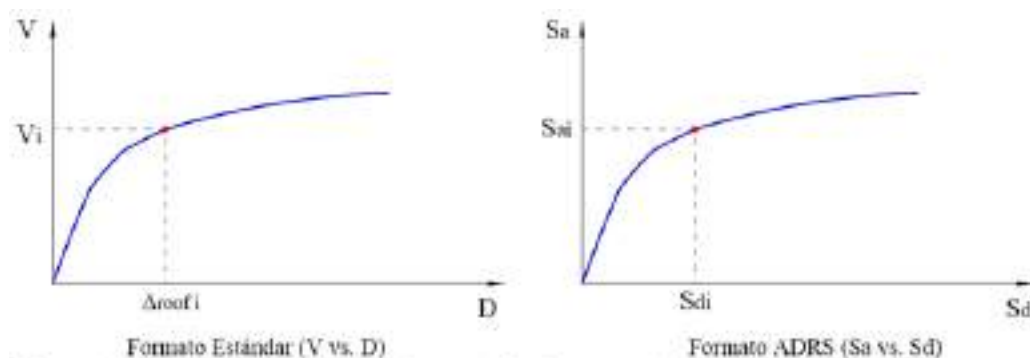


Figura 14. Conversión de curva de capacidad a espectro de capacidad.
Fuente: ATC-40, 1996

Se tiene que llevar a un formato ADRS a partir de la curva de capacidad de la edificación, para ello el ATC nos brinda las siguientes expresiones:

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha}$$

$$S_d = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \times \phi_{1,techo}}$$





Donde:

V=Fuera cortante.

W= Peso de la estructura.

Δ_{techo} = Desplazamiento producido en el techo.

$\phi_{1,techo}$ =Amplitud del modo i en el nivel i.

PF_1 = Factor de participación modal del modo predominante para la dirección de análisis.

El periodo se podrá calcular para cualquier punto del espectro de capacidad de la edificación utilizando la siguiente expresión.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}}$$

Para realizar la intersección con el espectro de capacidad, tanto el espectro de demanda sísmica como el espectro de capacidad deben estar en el mismo formato ADRS..El código nacional sismorresistente construye el espectro de demanda a partir de aceleraciones en función del tiempo, para realizar la conversión del tiempo en desplazamiento espectrales se usar la siguiente expresión.

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} \times S_{ai} \times g$$

Representación Bilineal del espectro de capacidad

Sera necesario realizar una equivalencia bilineal del espectro o lo que supone llevarlo a un sistema de 1GDL, esto con el fin de poder establecer los puntos de fluencia (d_y, a_y) donde la estructura permanece esencialmente elástica y también fijar un punto de desempeño tentativo (d_{pi}, a_{pi}), se deberá de tener en cuenta que para la representación bilineal deberá de haber una equivalencia de áreas ($A_1=A_2$) formadas por el pase de la bilineal y el espectro de capacidad, esto con el fin de ver si la bilineal trazada se hizo de manera correcta.

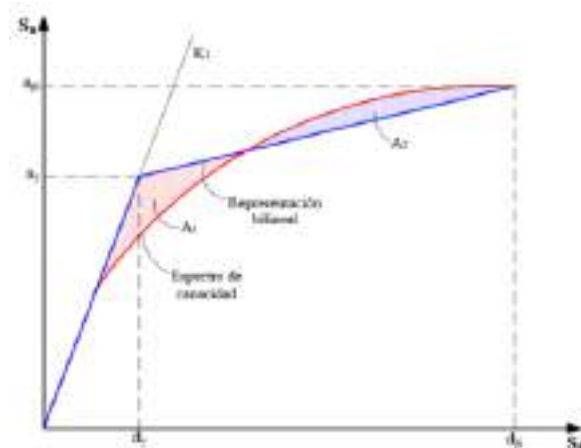


Figura 15. Representación Bilineal del espectro de capacidad
Fuente: ATC-40, 1996

Reducción del espectro de demanda

Se debe implementar una reducción en el espectro de demanda sísmica principalmente debido a la interacción que existe entre la edificación y la demanda





sísmica, ya que cuando la estructura entra en su rango inelástico se produce una degradación de la rigidez y resistencia, provocando que los periodos sean cada vez más largos , y especialmente cuando la estructura es capaz de soportar ciclos históricos cada vez mayores, lo que afecta directamente a su amortiguamiento efectivo.

Cuando es comprometida el amortiguamiento de la edificación, puede ser considerado como un acoplamiento entre el amortiguamiento viscoso y el amortiguamiento de la histéresis debido a la energía disipada. Esta combinación de amortiguamientos se conoce como amortiguamiento efectivo, y puede ser estimado a través de la siguiente expresión.

$$\beta_{eq} = \beta_o + +0.05$$

Donde:

β_{eq} = Amortiguamiento viscoso equivalente.

β_o = Amortiguamiento hysterético.

El amortiguamiento hysterético se puede calcularse con la siguiente expresión:

$$\beta_o = \frac{E_D}{4\pi E_{SO}}$$

Donde:

E_D = Energía disipada por amortiguamiento.

E_{SO} = Máxima energía por deformación.

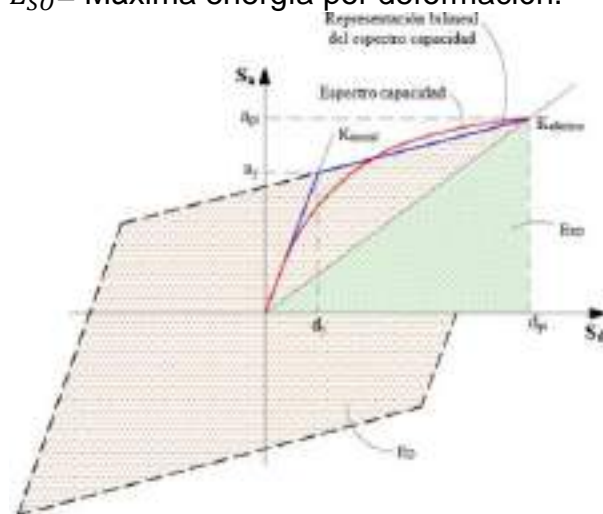


Figura 16. Derivación del amortiguamiento β_o para la reducción espectral
Fuente: ATC-40, 1996

La energía disipada por el amortiguamiento y por deformación se pueden expresar como:

$$E_D = 4(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})$$

$$E_{SO} = \frac{a_{pi} d_{pi}}{2}$$

El amortiguamiento efectivo podría expresarse también de la siguiente manera:

$$\beta_{eq} = \beta_o + +0.05 = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5$$

Esta expresión puede ser válida bajo ciertas condiciones tales como: la edificación





está sujeta a un sismo de duración y un amortiguamiento menor al 30%. Es por estas condiciones la representación puede llegar a ser inexacta y para ellos será necesario usar un factor de modificación del amortiguamiento “k”, entonces el amortiguamiento efectivo quedaría de la siguiente manera:

$$\beta_{eff} = k\beta_o + 0.05 = \frac{63.7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5$$

El factor “k” va depender del comportamiento de la estructura. El ATC-40 establece tres categorías A, B y C para los cuales se asigna un valor de k de acuerdo a la siguiente tabla.

Tabla 14. Valores para el factor de modificación de amortiguamiento.

Tipo de comportamiento estructural	β_o (%)	k
	≤ 16.25	1
Tipo A	> 16.25	$1.13 - \frac{0.51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
	≤ 25	0.67
Tipo B	> 25	$0.845 - \frac{0.446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo C	Cualquier valor	0.33

Fuente: ATC-40, 1996

Obtenido el amortiguamiento efectivo se puede realizar la reducción al espectro de demanda mediante la siguiente expresión:

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eff})}{2.12}$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})}{1.65}$$

Los valores obtenidos de SR_A y SR_V no serán menores los establecidos en la siguiente tabla.

Tabla 15. Valores mínimos permitidos de SR_A y SR_V

Tipo de comportamiento estructural	SR_A	SR_V
Tipo A	0.33	0.5
Tipo B	0.44	0.56
Tipo C	0.56	0.67

Fuente: ATC-40, 1996

Se deberá de multiplicar el espectro de demanda con los factores de reducción SR_A y SR_V .



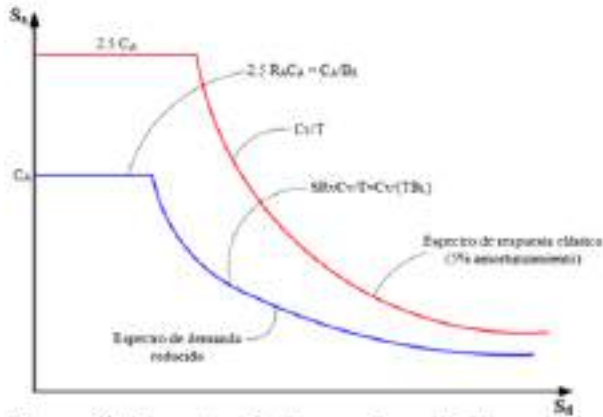


Figura 17. Espectro de demanda reducido
Fuente: ATC-40, 1996

3.2.4.3.2 Método del espectro de capacidad (Modificado) FEMA-440

El método de espectro de capacidad (ADRS) propuesto por ATC-40 implica realizar varias iteraciones, FEMA 440 propone un procedimiento llamado Enhanced Equivalent Linearization, esto con el fin de determinar el punto de mayor desplazamiento en el sistema no lineal mediante un sistema lineal similar, utilizando un periodo efectivo (T_{eff}) y un amortiguamiento efectivo (β_{eff}), estos a su vez dependerán de la curva de capacidad del edificio, el periodo inicial y la ductilidad (μ).

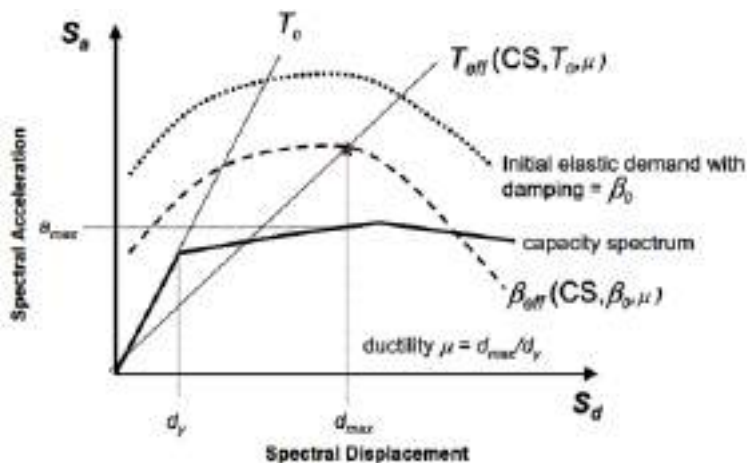


Figura 18. Espectro de aceleración-desplazamiento (ADRS) que muestra el periodo efectivo y los parámetros de amortiguamiento del sistema lineal equivalente
Fuente: FEMA 440, 2005

Amortiguamiento efectivo

El amortiguamiento efectivo viscoso se calculará de las siguientes expresiones:

Cuando $1.0 < \mu < 4.0$

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

Cuando $4.0 < \mu < 6.5$

$$\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0$$

Si $\mu > 6.5$





$$\beta_{eff} = 19 \left[\frac{0.64(\mu - 1) - 1}{0.64(\mu - 1)^2} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_o} \right)^2 + \beta_o$$

Periodo efectivo

Para obtener los valores del periodo efectivo se calcularán con las siguientes expresiones:

Cuando $1.0 < \mu < 4.0$

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

Cuando $4.0 < \mu < 6.5$

$$T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_o$$

Cuando $\mu > 6.5$

$$T_{eff} = \left\{ 0.89 \left[\sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + 0.05(\mu - 2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_o$$

Donde:

T_o = Periodo inicial de vibración de sistema.

μ = Ductilidad

Las expresiones mostradas solo se aplicarán para $T_o=0.2$ a 2 seg.

Espectro respuesta aceleración - desplazamiento modificado (MARDS)

Obtenidos los datos de amortiguamiento y periodo efectivos se realiza la disminución del espectro de demanda para realizar el cruce con el espectro de capacidad que a su vez coincidirá con la demanda en una línea radial de periodo efectivo.

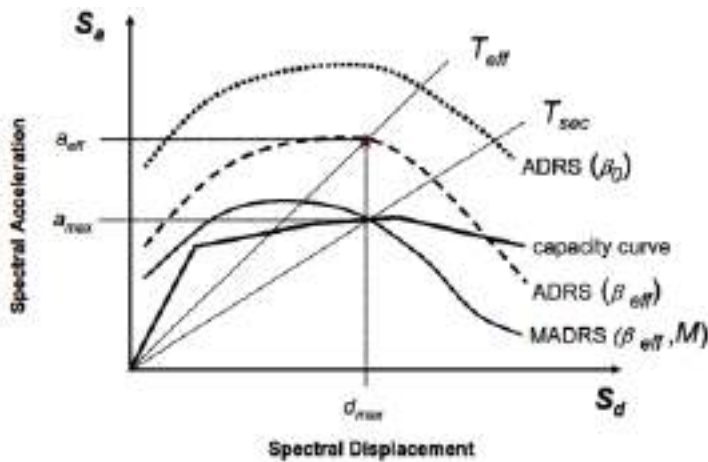


Figura 19. Espectro de respuesta modificado de aceleración-desplazamiento (MARDS) para uso con T_{sec}
Fuente: FEMA 440, 2005

El período efectivo (T_{eff}) como se observa no llega a ser mayor que el periodo secante (T_{sec}), definido para un máximo desplazamiento (d_{max}) en lo que va de la curva de capacidad. La aceleración máxima (a_{max}) será deberá de estar por encima de la curva de capacidad y deberá de concurrir a su vez con el desplazamiento máximo. Se debe realizar el producto de las aceleraciones espectrales con el amortiguamiento efectivo por el factor M, obteniéndose así la demanda en un formato MARDS y esta será la que se intersectará con la curva de capacidad, el factor M se obtendrá con la siguiente expresión:





$$M = \frac{a_m}{a_{eff}}$$

Donde:

a_{eff} = Aceleración efectiva.

Las aceleraciones están relacionadas directamente con el periodo, así que el factor M se puede expresar de la siguiente manera:

$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_{sec}}\right)^2 = \left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 \left(\frac{T_0}{T_{sec}}\right)^2$$

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

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

Disminución espectral para amortiguamiento efectivo

La disminución de la aceleración espectral estará en relación con el amortiguamiento efectivo B, la reducción se realizará mediante la siguiente expresión:

$$(Sa)_\beta = \frac{(Sa)_0}{B(\beta_{eff})}$$

Si se quiere obtener el valor de B, se podrá utilizar la siguiente expresión:

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff})}$$

3.2.5. Limitaciones del análisis no lineal estático

Las limitaciones del análisis no lineal provienen principalmente por su incapacidad de poder capturar la respuesta dinámica de la estructura, incluyendo las siguientes:

- Comportamiento dinámico multimodo, que es especialmente importante para edificios más altos (> 4 pisos) y /o edificios con irregularidades geométricas o estructurales.
- Características únicas del movimiento del suelo por el sismo, con una configuración espectral única, el pulso cercano a la falla y los efectos de duración.
- Imposibilidad de capturar la degradación de materiales y comportamiento histerético de los mismos.

3.3 Dimensionamiento

La edificación en estudio será una vivienda de cuatro niveles ubicado en la ciudad de Quillabamba, con una altura del 1° entrepiso de 3.00m, 2° al 4° entrepiso con una altura de 2.8m. Se desestima el uso de la albañilería como sistema estructural debido a que en la ciudad solo se encuentra unidades de albañilería artesanales, y según el art. 5 de la norma E.070 limita las edificaciones a 2 pisos en zona sísmica 2 si se hace uso de unidades albañilería artesanales.

Materiales empleados

Concreto:





- Resistencia característica a compresión ($f'c$) : 210 Kg/cm² (todo)
- Módulo de Elasticidad (E) : 217,370.65 Kg/cm²
- Módulo de Poisson (u) : 0.15
- Peso Específico (γ_c) : 2400 Kg/m³

Acero corrugado (ASTM A-615):

- Resistencia a la fluencia (f_y) : 4,200 Kg/cm²
- Módulo de elasticidad (E) : 2'000,000 Kg/cm²

Recubrimientos mínimos (r):

- Columnas y vigas : 4.00 cm
- Losas, muros y escalera : 2.50 cm

En esta etapa se decidirá el sistema estructural del edificio y el dimensionamiento de sus partes estructurales. La arquitectura determinará dónde irán los elementos estructurales resistentes a las fuerzas laterales y estos no interfieran ni cambien la arquitectura. Se propone un sistema dual, con el hormigón armado como material principal. Las placas y columnas actuarán como elementos resistentes y le darán al edificio la rigidez suficiente para controlar las derivas del entrepiso.



Figura 20. Vista en planta

Sistema proyectado

Se tomará en cuenta algunas de las columnas propuesta por arquitectura y se añadirán 4 placas en la dirección con menor rigidez. Por condiciones de arquitectura la caja de escalera se situará en la parte trasera de la edificación y se mantendrá aislada de la estructura principal.

Para el predimensionamiento de utilizaron los siguientes criterios:

Losa aligerada

Se dimensiona la altura de la losa usando el siguiente criterio:





$$h = \frac{L}{25} = \frac{4.0m}{25} = 0.16m \approx 0.20m$$

$$h = 0.20m$$

Donde:

L=Luz entre ejes

Viga

Para realizar el predimensionamiento de la altura de la viga se usó el siguiente criterio: L/10.

Para vigas que cargan losa

$$h = \frac{4.25m}{10} = 0.42m \approx 0.45m$$

Para vigas con dirección ortogonal al armado de la losa

$$h = \frac{4.0m}{10} = 0.40m$$

Columnas

Las columnas se predimensionaron con el criterio $P/0.45 \cdot f'c$ para las columnas centrales y excéntrica $P/0.35 \cdot f'c$.

$$Ag = \frac{1000 \frac{kg}{m^2} * 4Niveles * 16.17m^2}{0.45 * 210 \text{ kg/cm}^2}$$

$$Ag = 1026.7cm^2$$

Las columnas propuestas por arquitectura fueron 30x50 que es equivalente a 1500 cm² de área gruesa de columna, se tomara las dimensiones propuestas por arquitectura.

Placas

El predimensionamiento de las placas resulta difícil y no es exacto, para este caso en particular se propondrán 4 placas de 25x150.

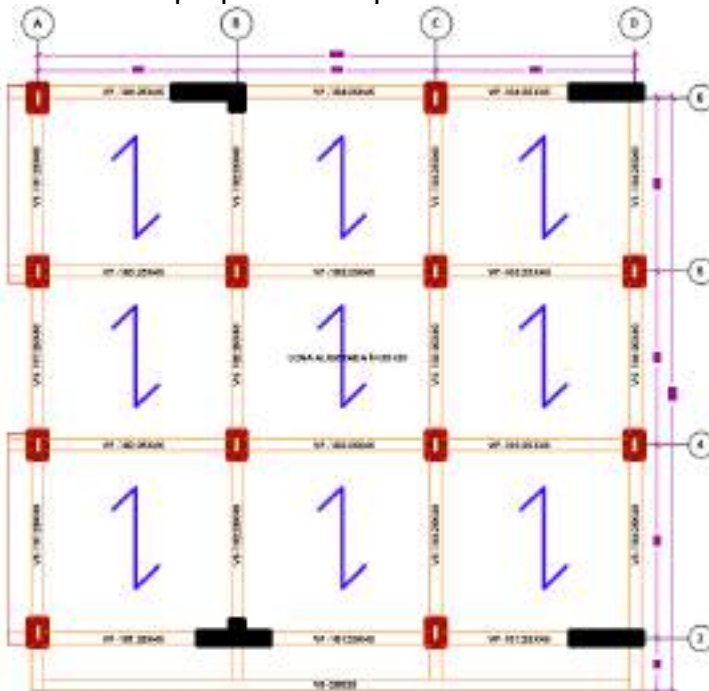


Figura 21. Estructuración de la edificación





3.4 Cálculos

Análisis sísmico estático lineal

Antes de comenzar el análisis sísmico, se requiere identificar las especificaciones del sitio de construcción, las cuales se derivan del código nacional E.030 y se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 16. Parámetros sísmicos.

Factor	Nomenclatura	Clasificación Categoría Tipo	Valor	Justificación
Zona	Z	2	0.25	Zona Sísmica 2: Santa Ana
Uso	U	C	1.0	Edificaciones Comunes: Viviendas
Suelo	S Tp (s)	S2	1.20 0.6- 2.0	Grava Mal graduada (de E.M.S.)
Coeficiente de reducción	Rx	Dual	7.0	Pórticos de C°A° y Muros (regular)
	Ry	Pórticos	8.0	Pórticos de C°A° (regular)

Modelo matemático

Se realiza el modelo matemático con el software comercial ETABS en su versión 19.1.0. El modelo tridimensional representará los elementos importantes de la edificación a analizar.

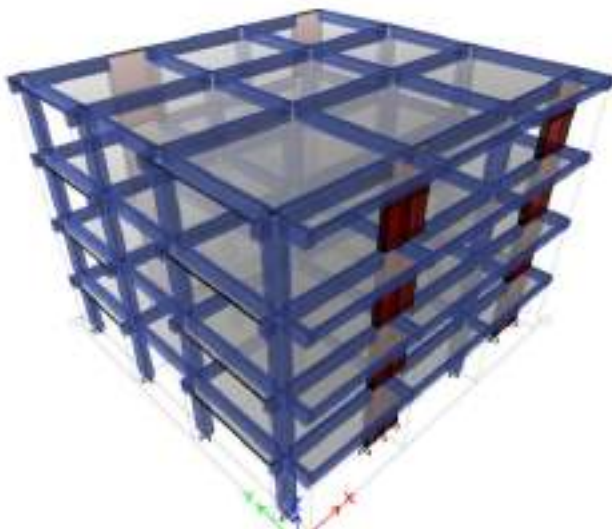


Figura 22. Vista 3D del modelo matemático

Cálculo de irregularidades

La estructura en estudio no muestra irregularidades en altura ni en planta, por tanto, el factor R no se verá afectado.





Tabla 17. Irregularidades en altura.

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA		la Dir X-X	la Dir Y-Y
Irregularidad de Rigidez – Piso Blando		1.00	1.00
Irregularidades de Resistencia – Piso Débil		1.00	1.00
Irregularidad Extrema de Rigidez		1.00	1.00
Irregularidad Extrema de Resistencia		1.00	1.00
Irregularidad de Masa o Peso		1.00	
Irregularidad Geométrica Vertical		1.00	1.00
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes		1.00	
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes		1.00	
Tener en cuenta las restricciones de la tabla N° 10	Se toma el valor más crítico	1.00	1.00

Tabla 18. Irregularidades en planta.

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA		Ip Dir X-X	Ip Dir Y-Y
Irregularidad Torsional		1.00	1.00
Irregularidad Torsional Extrema		1.00	1.00
Esquinas Entrantes		1.00	1.00
Discontinuidad del Diafragma		1.00	
Sistemas no Paralelos		1.00	1.00
Tener en cuenta las restricciones de la tabla N° 10	Se toma el valor más crítico	1.00	1.00

Fuerza cortante basal

La fuerza cortante basal estática se obtuvo de la expresión del código nacional sismorresistente E.030.

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

Según el código nacional E.030 para estructuras comunes, en la que se hará uso el programa ETABS, el peso sísmico se calcula de la siguiente manera: 100% de la carga muerta + 25% de la carga viva y 25% de la carga viva del techo..

$$V_x = \frac{0.25 \times 1 \times 2.5 \times 1.2}{7} 637.15 \text{ ton}$$

$$V_x = 68.27 \text{ ton}$$

$$V_y = \frac{0.25 \times 1 \times 2.5 \times 1.2}{8} 637.15 \text{ ton}$$

$$V_y = 59.73 \text{ ton}$$

Análisis sísmico dinámico modal espectral

Para el desarrollo del análisis dinámico de respuesta espectral, es necesario contar con un espectro normalizado, el cual se puede generar a partir de la norma E.030 con los parámetros de sitio ya obtenido anteriormente, la expresión para obtener el espectro de pseudoaceleraciones viene dado por:





$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g$$

Se plantea inicialmente un sistema dual en la dirección X y un sistema de pórticos en la dirección Y, así que se tiene un espectro para cada dirección de análisis.

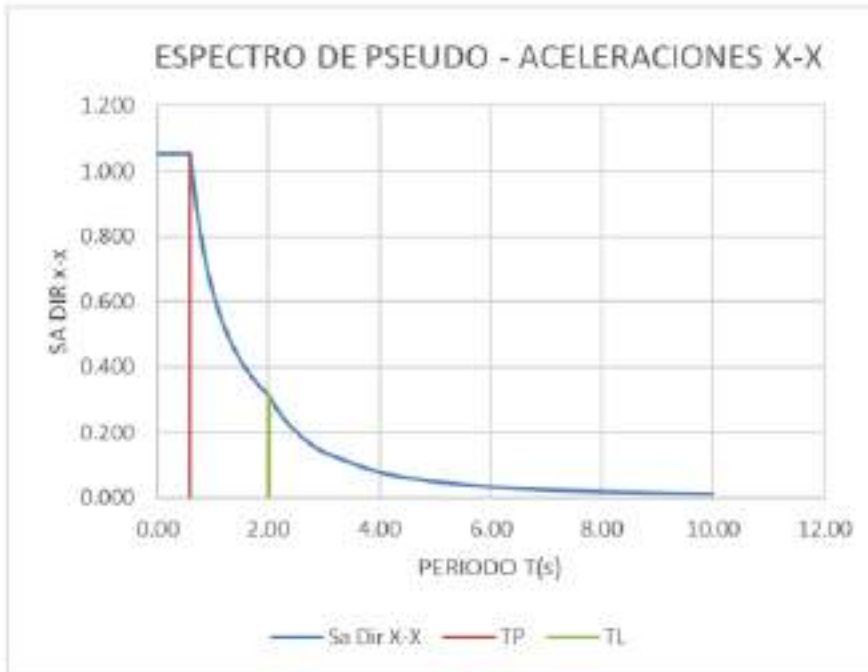


Figura 23. Espectro de pseudoaceleraciones para la dirección x-x.

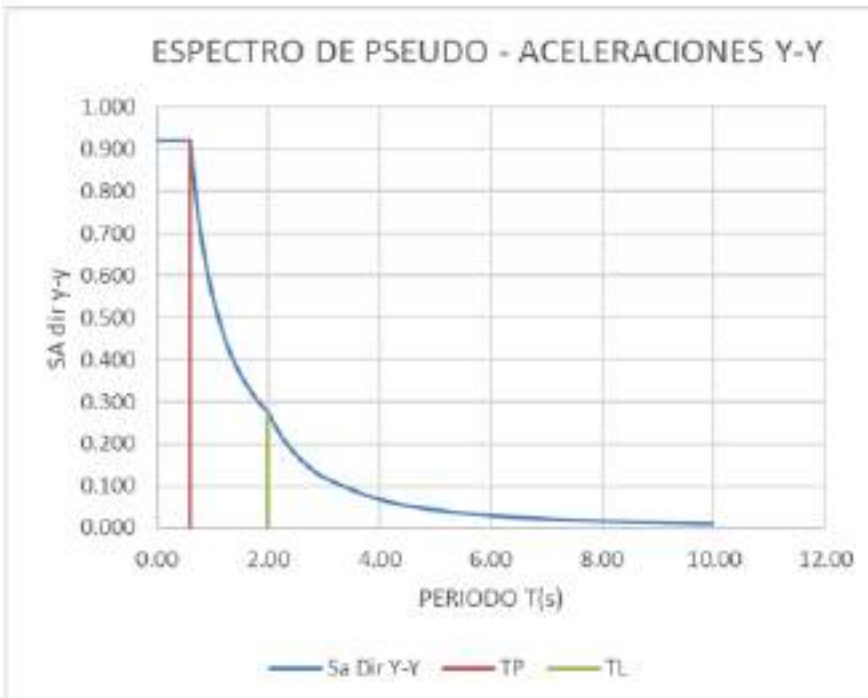


Figura 24. Espectro de pseudoaceleraciones para la dirección y-y.

Periodo de la estructura

Se obtiene como un primer análisis el periodo de la estructura asociado a su modo fundamental, se generaliza un diafragma rígido por nivel el cual considera 3 grados de libertad, teniendo un total de 12 modos de vibrar.





Tabla 19. Masa participativa.

Caso	Modo	Periodo sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Modal	1	0.542	0.003	0.824	0	0.003	0.824
Modal	2	0.403	0.6008	0.0057	0	0.6038	0.8297
Modal	3	0.356	0.1666	0.0008	0	0.7704	0.8305
Modal	4	0.162	0.0003	0.1153	0	0.7707	0.9458
Modal	5	0.107	0.101	0.0006	0	0.8717	0.9465
Modal	6	0.094	0.0576	0	0	0.9293	0.9465
Modal	7	0.083	0.0001	0.0417	0	0.9293	0.9882
Modal	8	0.054	5.18E-06	0.0117	0	0.9293	0.9999
Modal	9	0.048	0.032	4.67E-05	0	0.9614	0.9999
Modal	10	0.042	0.0238	0.0001	0	0.9851	1
Modal	11	0.03	0.0087	1.85E-05	0	0.9938	1
Modal	12	0.027	0.0062	8.35E-06	0	1	1

Tabla 20. Periodo de la edificación.

Dirección	Periodo
Ty=	0.542
Tx=	0.403

Verificación del sistema estructural

Para los sentidos “X” y “Y” se adoptaron inicialmente un sistema dual y de pórticos respectivamente, esto se puede verificar de acuerdo a la cortante que absorben las columnas y placas en comparación con la cortante dinámica.

En el sentido “X”:

Tabla 21. Cortante absorbida por placas en dirección XX.

Placa	Caso	V2 tonf
P1	SDX	13.9973
P2	SDX	13.1793
P3	SDX	12.399
P4	SDX	8.1509
	Σ=	47.7265

Tabla 22. Porcentaje de cortante absorbida por placas en dirección XX.

SISMO XX			
VDx=	46.684 ton	%placas=	102%
Placas XX=	47.7265 ton	RoXX=	6 Muros Estructurales

Como se aprecia la cortante que es absorbida por las placas excede a la cortante dinámica total, esto es un indicador de que el sistema estructural inicial fue errado y el verdadero sistema estructural corresponde a un sistema de muros estructurales en la dirección X-X.





Tabla 23. Cortante absorbida por placas en dirección YY.

Placa	Caso	V3 tonf
P1	SDY	6.3251
P2	SDY	1.5767
P3	SDY	5.9807
P4	SDY	0.9975
	$\Sigma=$	14.88

Tabla 24. Porcentaje de cortante absorbida por placas en dirección YY.

SISMO YY			
VDy=	48.8885 ton	%placas=	30%
Placas YY=	14.88 ton	RoYY=	7 Dual

Se verifica que la cortante absorbida por las placas en la dirección Y es superior al 20 % por tanto corresponde a un sistema estructural Dual Tipo II. Conociendo el coeficiente de reducción para cada dirección se hace modificación teniendo como resultado una nueva cortante dinámica y una nueva cortante estática.

Tabla 25. Cortantes estáticas y dinámicas.

Caso	Cortante tonf
V dinámica X	54.5758
V dinámica Y	55.7966
V estática X	79.64
V estática Y	68.27

Cortante de diseño

El artículo 29.4 del código sísmico nacional E.030 especifica que el esfuerzo cortante mínimo para estructuras regulares debe ser el 80% del cortante estático; se determinará si se debe escalar el cortante derivado del análisis dinámico.

Tabla 26. Factor de escala para la cortante dinámica.

CORTANTE ESTÁTICA	CORTANTE DINÁMICA	FACTOR DE ESCALA
79.6438	54.57	1.1675829
68.2661	55.79	0.9789005

Desplazamientos laterales relativos

Siguiendo los lineamientos de la norma E.030 Tabla N°11, indica que las estructuras que tienen como material predominante al concreto armado tendrán como límite una distorsión de entrepiso máxima de 0.007. Para obtener la distorsión de entrepiso se deberán de convertir los desplazamientos elásticos del análisis modal por 0.75R para estructuras regulares.





Para en el sentido X-X.

Tabla 27. Derivas de entrepiso para la dirección XX.

Nivel	Entrepiso (m)	Δ Absoluto Elástico (m)	Δ Relativo Elástico (m)	Δ Relativo Inelástico (m)	Deriva	Observación
T4	2.8	0.0086	0.0021	0.0096	0.0034	Ok!
T3	2.8	0.0065	0.0025	0.0114	0.0041	Ok!
T2	2.8	0.0040	0.0025	0.0113	0.0040	Ok!
T1	3	0.0014	0.0014	0.0065	0.0022	Ok!

En el sentido Y-Y.

Tabla 28. Derivas de entrepiso para la dirección YY.

Nivel	Entrepiso (m)	Δ Absoluto Elástico (m)	Δ Relativos Elásticos (m)	Δ Relativos Inelásticos (m)	Deriva	Observación
T4	2.8	0.0115	0.0021	0.0111	0.00395	Ok!
T3	2.8	0.0094	0.0031	0.0165	0.00590	Ok!
T2	2.8	0.0062	0.0037	0.0193	0.00688	Ok!
T1	3	0.0026	0.0026	0.0134	0.00446	Ok!

Como se puede observar se logran cumplir con las distorsiones máximas permitidas, se puede inducir por los resultados que el edificio es más rígido en la dirección X.

3.5 Resultados

3.5.1 Diseño de los elementos estructurales

Del análisis estructural se obtienen los diagramas de momentos flectores y cortantes, con los cuales se realizarán el diseño de los elementos estructurales.

Diseño de la losa aligerada

Inicialmente se propuso una losa aligerada unidireccional de una altura de 20cm, el diseño de las losas estará netamente ligado a las cargas de gravedad y el acero provisto será por flexión y una se realizará una verificación por corte.

Cargas

Carga muerta:

- Peso losa 20cm : 300 kg/m²
- Acabado : 100 kg/m²
- Tabiquería : 100 kg/m²

Carga viva:





- Vivienda : 200kg/m²

Carga última

$$Cu = 1.4CM + 1.7CV$$

$$Cu = 1.4 * 500 \frac{kg}{m^2} + 1.7 * 200 \frac{kg}{m^2}$$

$$Cu = 1040 kg/m^2$$

Del análisis estructural en el software ETABS se obtienen los siguientes resultados.



Figura 25. Diagrama de momento flectores de la losa aligerada

Diseño por flexión

Para el diseño por flexión se realizará en función de los momentos máximos positivos y negativos. Se muestra la sección de la vigueta a continuación.

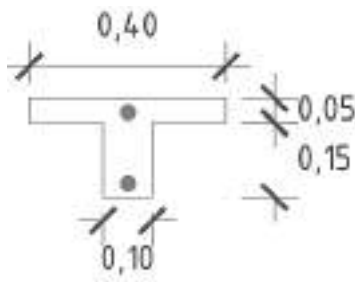


Figura 26. Detalle de vigueta de la losa aligerada

Para el momento positivo

$$\omega = 0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 \times Mu}{\phi \times f'c \times b \times d^2}}$$

$$\omega = 0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 \times 0.434 \times 10^5}{0.9 \times 210 \times 40 \times 17^2}}$$

$$\omega = 0.02013$$





$$A_s = \omega \times \frac{f'c}{fy} \times b \times d$$

$$A_s = 0.685 \text{ cm}^2$$

El momento será tomado por 1ø3/8" que equivale a un área de acero de 0.71cm².

Para el momento negativo

$$\omega = 0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 \times 0.415 \times 10^5}{0.9 \times 210 \times 10 \times 17^2}}$$

$$\omega = 0.02013$$

$$A_s = \omega \times \frac{f'c}{fy} \times b \times d$$

$$A_s = 0.678 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = \frac{0.8 \times \sqrt{f'c}}{fy} \times b \times d$$

$$A_{smin} = 0.469 \text{ cm}^2$$

El momento será tomado por 1ø3/8" que equivale a un área de acero igual a 0.71cm².

Tabla 29. Resumen de acero superior en la losa aligerada.

		EJE 1	EJE 2	EJE 3	EJE 4	EJE 5
	MOMENTOS NEGATIVOS A LAS CARAS DE LOS APOYOS	0.00	0.41	0.38	0.23	0.00
Mu		0	41400	38400	22800	0
Ku		0.00	14.33	13.29	7.89	0.00
p1		0.0000	0.0040	0.0037	0.0021	0.0000
As calculado		0.00	0.68	0.62	0.36	0.00
As minimo		0.47	0.47	0.47	0.47	0.47
As a colocar		0.47	0.68	0.62	0.47	0.47
Área ø 3/8"		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Área ø 1/2"		-	-	-	-	-
Área ø 5/8"		-	-	-	-	-
		0.71	0.71	0.71	0.71	0.71
		ok	ok	ok	ok	ok





Tabla 30. Resumen de acero inferior en la losa aligerada.

		ENTRE EJES 1-2	ENTRE EJES 2-3	ENTRE EJES 3-4
		0.43	0.23	0.42
Mu	MOMENTOS POSITIVOS	43400	22500	42400
Ku		3.75	1.95	3.67
ρ_1		0.0010	0.0005	0.0010
As calculado		0.68	0.35	0.67
As mínimo		0.47	0.47	0.47
As a colocar		0.68	0.47	0.67
Área Φ 3/8"		1.00	1.00	1.00
Área Φ 1/2"		-	-	-
Área Φ 5/8"		-	-	-
			0.71	0.71
		ok	ok	ok

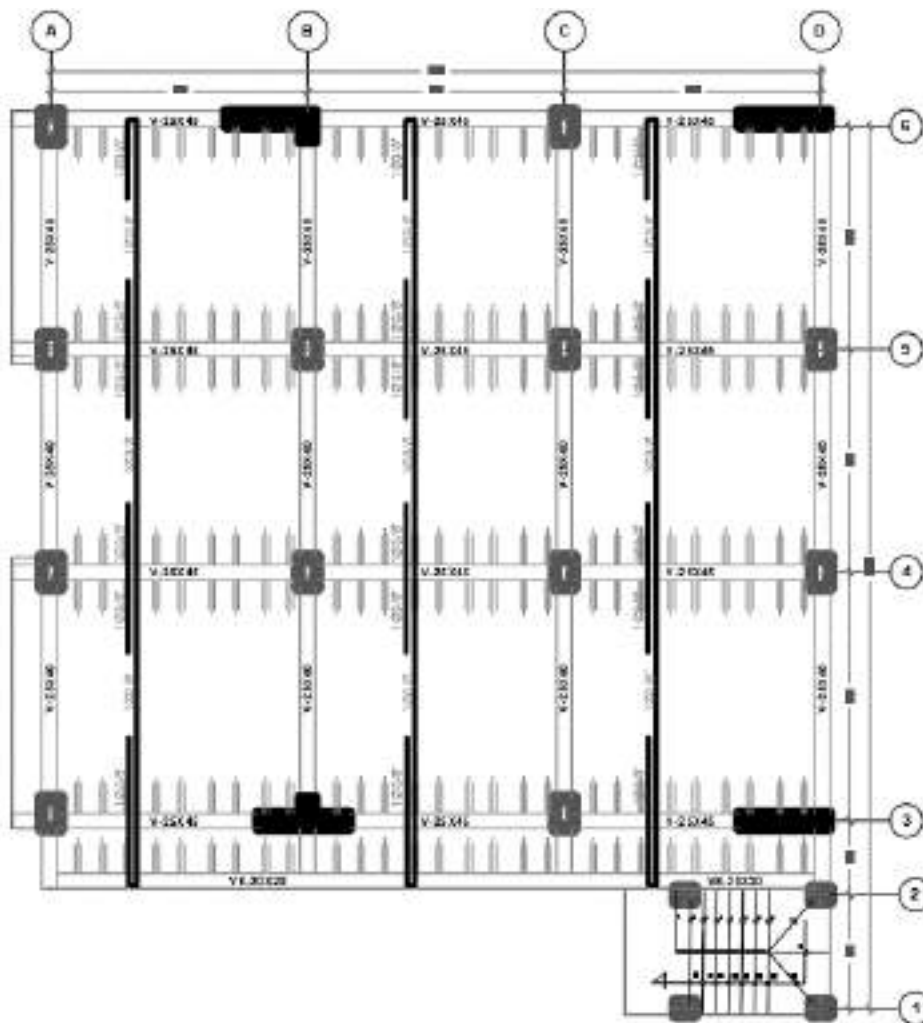
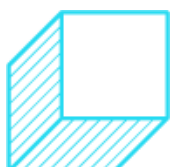


Figura 27. Plano de detalle de la losa aligerada





Diseño por corte

El corte último será tomado íntegramente por la resistencia del concreto a corte.

$$\phi V_c = 1.1 \times 0.85 \times 0.53 \sqrt{f'c} \times b \times d$$

Se deberá de cumplir que:

$$V_c > V_{ud}$$



Figura 28. Diagrama de fuerzas cortantes en la losa aligerada

$$\phi V_c = 1.1 \times 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 10 \times 17$$

$$\phi V_c = 1220.80 \text{ kg}$$

$$V_{ud} = 719.50 \text{ kg}$$

La resistencia del concreto a corte es mayor a la cortante última, por lo cual el diseño es correcto.

Control por deflexiones

Se deberá verificar las deflexiones si altura de la losa es mayor a la propuesta por la tabla 9.1 de la norma E.060 para ambos extremos continuos ($l/21$), inicialmente se propuso una losa de 20cm de altura.

$$h = \frac{l}{21}$$

$$h = \frac{4.12m}{21}$$

$$h = \frac{4.12m}{21} = 0.196m \approx 0.20m$$

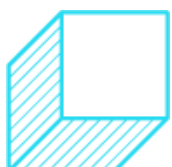
La altura propuesta es similar a la altura mínima establecida por la norma por lo cual no es necesario verificar deflexiones.

Refuerzo por temperatura

La norma E.060 dispone de un refuerzo mínimo en la losa.

$$A_{S_{temperatura}} = 0.0018 \times b \times h$$

$$A_{S_{temperatura}} = 0.0018 \times 100 \text{ cm} \times 5 \text{ cm}$$





$$A_{S_{temperatura}} = 0.9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Vigas

El diseño de las vigas se realizará utilizando los valores máximos derivados de la envolvente de las combinaciones de diseño.

- 1.4 CM+ 1.7 CV
- 1.25 (CM+CV) ± CS
- 0.9 CM ± CS

Diseño por flexión

Como ejemplo práctico se realizara el diseño de la viga 202 : 25x45 del segundo nivel.

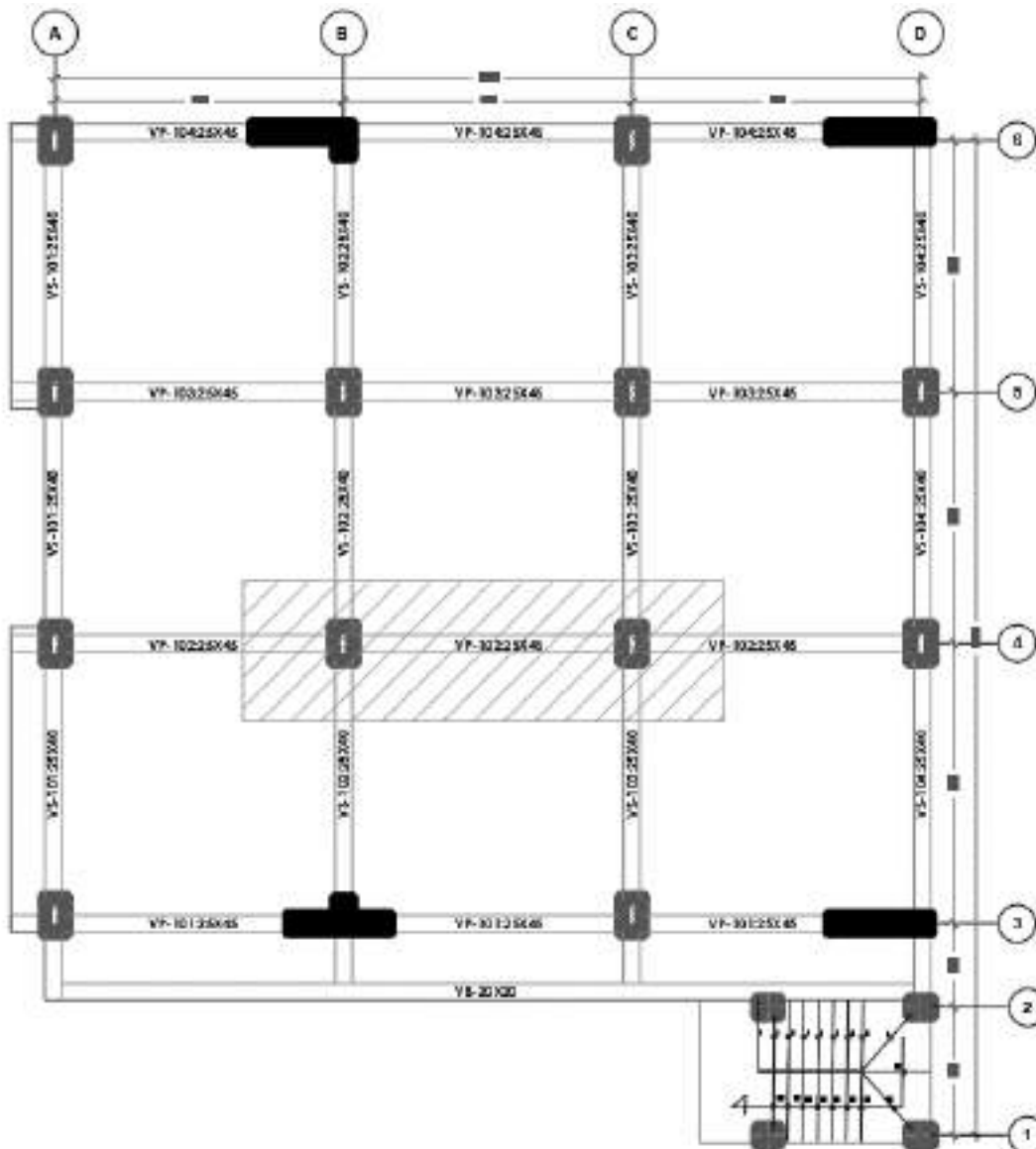


Figura 29. Viga 202 del 2do piso





Del análisis estructural con ayuda del software ETABS se obtuvo los siguientes esfuerzos.

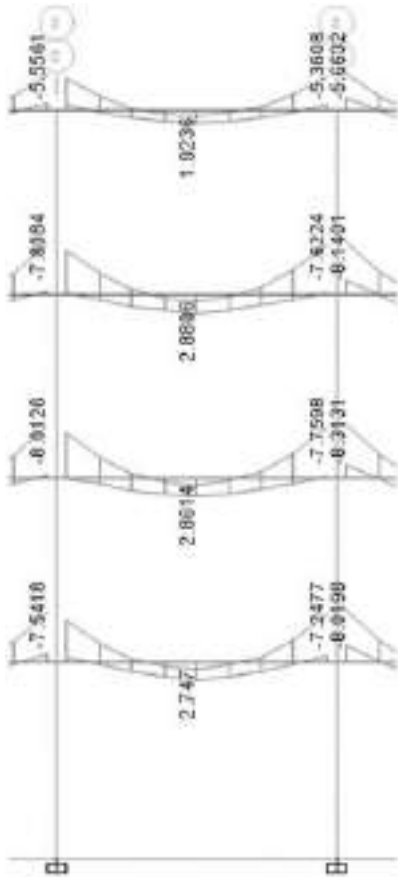


Figura 30. Diagrama de momentos flectores de la viga 202

Dimensiones de la viga

- Ancho de la viga=25cm
- Altura de la viga=45cm
- Luz libre de la viga=3.95m
- Peralte efectivo=39cm

Acero mínimo, el código ACI 318-14 ítem 9.6.1.2 recomienda un refuerzo mínimo de acero tal que sea el mayor de las siguientes expresiones:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.8\sqrt{f'c}}{f_y} \times b \times d = 2.69 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} \geq \frac{14}{f_y} \times b \times d = 3.25 \text{ cm}^2$$

Se usará un refuerzo mínimo conformado por 2ø5/8"





Tabla 31. Resumen de acero provisto en la viga 202

	Momento Último (ton.m)	$A_{s_{min}}$ (cm ²)	$A_{s_{requerido}}$ (cm ²)	$A_{s_{provisto}}$	
Extremo Izquierdo Superior	8.01	3.25	5.90	2ø5/8"+1ø5/8"	5.97cm ²
Extremo Izquierdo Inferior	0	3.25	0.00	2ø5/8"	3.98cm ²
Centro Superior	0	3.25	0.00	2ø5/8"	3.98cm ²
Centro Inferior	2.86	3.25	1.99	2ø5/8"	3.98cm ²
Extremo Derecho Superior	7.76	3.25	5.65	2ø5/8"+1ø5/8"	5.97cm ²
Extremo Derecho Inferior	0	3.25	0.00	2ø5/8"	3.98cm ²

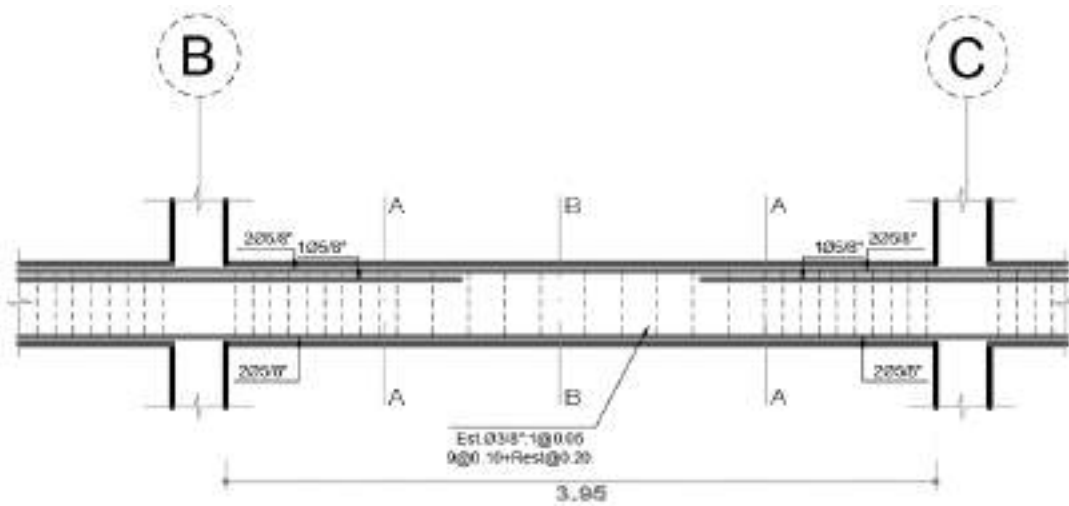


Figura 31. Detalle de armado de la viga 202

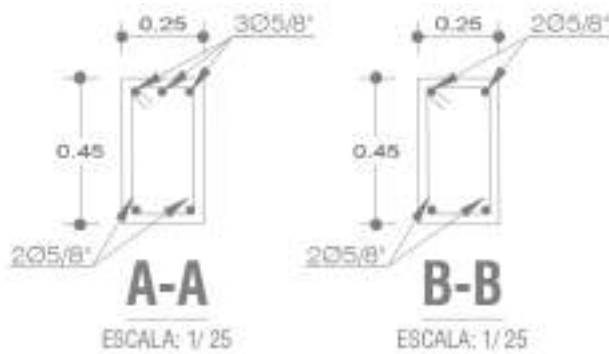


Figura 32. Vista en corte de la viga 202





Diseño por corte

En el diseño por corte de capacidad de las vigas, se considerará la contribución del hormigón y los estribos de confinamiento para resistir el cortante actuante; la siguiente ecuación se utilizará para calcular el corte de diseño.:

$$V_e = \frac{M_{ni} + M_{nj}}{l} + 1.25V_{servicio}$$

Donde:

V_e =Cortante de diseño

M_{ni} y M_{nj} : Momento nominales en los extremos de la viga asociado al acero colocado.

$V_{servicio}$: Cortante producto de las cargas de gravedad.

l : Luz libre de la viga.

Del software ETABS se extrae la cortante producida por las cargas gravitatorias.

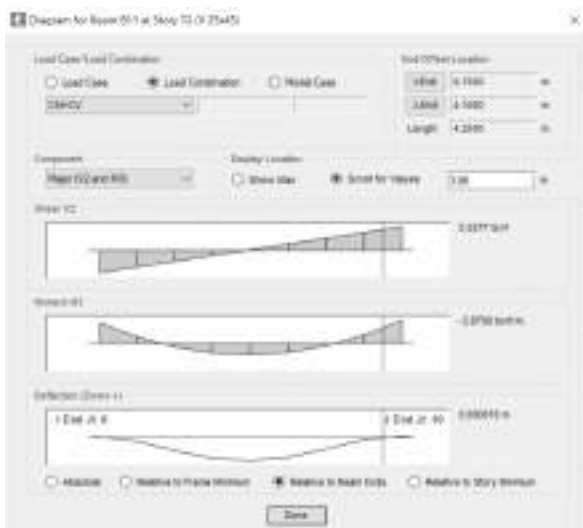


Figura 33. Diagrama de cortantes por cargas de gravedad en la viga 202

Tabla 32. Corte por capacidad en la viga 202.

	Sentido horario		Sentido antihorario	
	Extremo Izquierdo	Extremo Derecho	Extremo Izquierdo	Extremo Derecho
Área colocada Superior (cm ²)	5.97	5.97	5.97	5.97
Área colocada Inferior (cm ²)	3.98	3.98	3.98	3.98





Momento Nominal(ton.m)	6.21	9.07	9.07	6.21
Corte por Servicio (ton)	5.33		5.33	
Corte por capacidad (ton)	10.53		10.53	

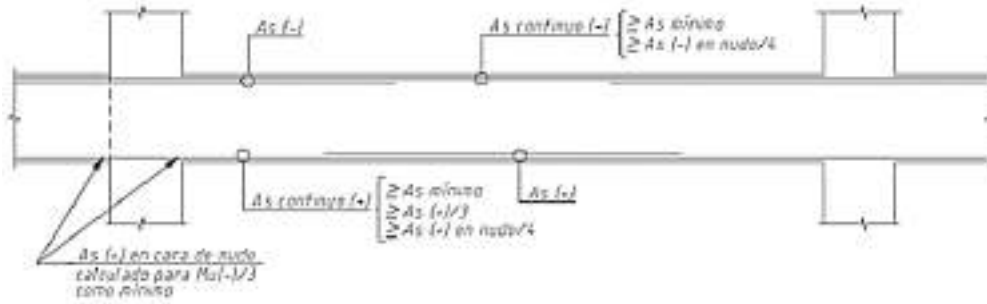


Figura 34. Disposiciones de refuerzo en vigas

Se tomará la cortante que sea mayor entre la obtenida por capacidad y la cortante ultima producida por la envolvente. Del mismo modo se extrae del software ETABS la cortante última.

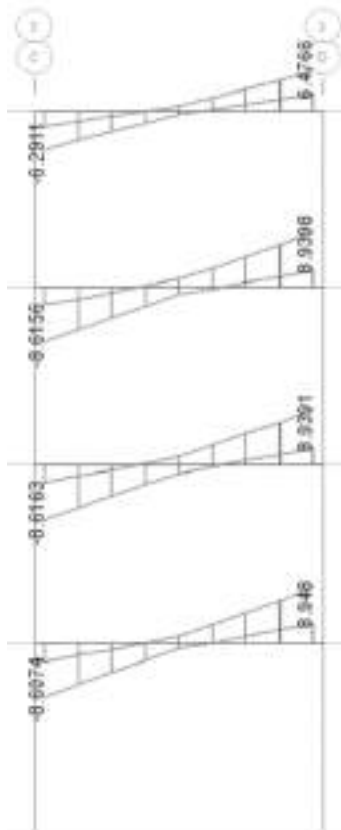


Figura 35. Diagrama de fuerzas cortantes en la viga 202





Se observa que la $V_u=8.94$ ton y la cortante por capacidad obtenida $V_e=10.53$ ton, por tanto, el diseño se realizará tomando este último.

El diseño se realiza por resistencia última.

$$\phi V_n > V_u$$

$$V_n > \frac{V_u}{\phi}$$

$$V_c + V_s > \frac{V_u}{\phi}$$

Resistencia del concreto a corte.

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$V_c = 7.48 \text{ ton}$$

Resistencia a corte por los estribos.

$$V_s = \frac{10.53 \text{ ton}}{0.85} - 7.48 \text{ ton}$$

$$V_s = 4.90 \text{ ton}$$

Se utilizar un estribo de diámetro 3/8", por tanto, la separación máxima que puede tener a la cortante asociada es:

$$S_m = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s}$$

$$S_m = \frac{2 \times 0.71 \text{ cm}^2 \times 4200 \text{ kg/cm}^2 \times 39 \text{ cm}}{4900 \text{ kg}}$$

$$S_m = 47.47 \text{ cm}$$

Zona de confinamiento.

$$L_c = 2h$$

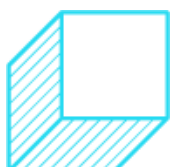
$$L_c = 90 \text{ cm}$$

Para los espaciamientos en la zona de confinamiento se utilizará en menor valor de:

- $S_1 = \frac{d}{4}$, pero no menor que 15cm
- Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
- 24 veces el diámetro de la barra del estribocerrado de confinamiento.
- 30 cm

$$S_1 = \frac{39}{4} = 9.75 \text{ cm}$$

$$S_{2=} = 10(5/8") = 15.88 \text{ cm}$$





$$S_3 = 24(3/8") = 22.86cm$$

$$S_4 = 30cm$$

El espaciamiento fuera de la zona de confinamiento no debe ser menor que:

$$S_1 = \frac{d}{2} = 19.5$$

La distribución queda de la siguiente manera: 1@5cm, 9@10cm, R@20cm.

Diseño de columnas

Serán diseñadas por flexocompresión y por corte, lo que requiere la generación del diagrama de interacción de la sección de la columna, en el cual se colocarán los puntos de coordenadas de carga axial y momento en base a las combinaciones de diseño. Como ejemplo, se diseñará la columna central entre los ejes B y 4.

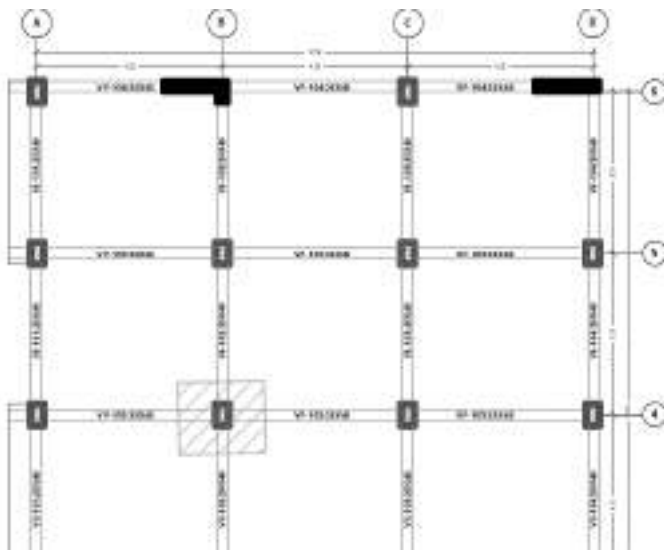


Figura 36. Columna central C-1

Diseño por flexocompresión

Se dispondrá de una cantidad mínima de acero equivalente al 1% del área de sección de la columna.

$$A_{s_{min}} = 0.001 \times 30cm \times 50cm$$

$$A_{s_{min}} = 15cm^2$$

Para 15cm² de acero, bastaría con usar 8ø5/8":



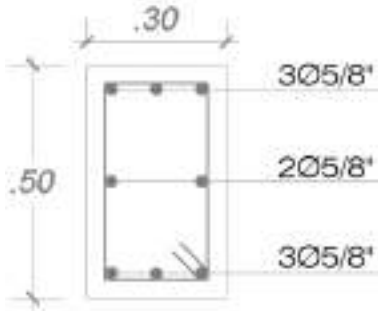


Figura 37. Disposición del acero de refuerzo inicial en la columna C-1

Se extrae las cargas axiales y momentos del software ETABS.

Tabla 33. Cargas actuantes en la columna C-1.

Nivel	Columna	Caso	P tonf	V2 tonf	V3 tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
T1	C6	CM	-48.2351	-0.035	-0.1788	-0.1915	-0.1134
T1	C6	CV	-11.3826	-0.0391	-0.0251	-0.0271	-0.0627
T1	C6	SX	0.3428	0.6038	1.0168	1.6674	1.1783
T1	C6	SY	1.2232	3.7705	0.1706	0.2764	7.1769

Se realiza las combinaciones de diseño.

Tabla 34. Combinaciones de diseño para la columna C-1.

		COMBINACIONES DE DISEÑO				
		P (ton)	M22 (ton.m)	M33 (ton.m)	V22 (ton)	V33 (ton)
SISMO XX	U1=1.4CM+1.7CV	86.88	-0.31	-0.27	-0.12	-0.29
	U2=1.25(CM+CV) +SXDISEÑO	74.86	1.39	0.96	0.51	0.76
	U3=1.25(CM+CV)-SXDISEÑO	74.18	-1.94	-1.40	-0.70	-1.27
	U4=0.9CM+SXDISEÑO	43.75	1.50	1.08	0.57	0.86
	U5=0.9CM-SXDISEÑO	43.07	-1.84	-1.28	-0.64	-1.18
SISMO YY	U2=1.25(CM+CV) +SYDISEÑO	75.75	0.00	6.96	3.68	-0.08
	U3=1.25(CM+CV)-SYDISEÑO	73.30	-0.55	-7.40	-3.86	-0.43
	U4=0.9CM+SYDISEÑO	44.63	0.10	7.07	3.74	0.01
	U5=0.9CM-SYDISEÑO	42.19	-0.45	-7.28	-3.80	-0.33



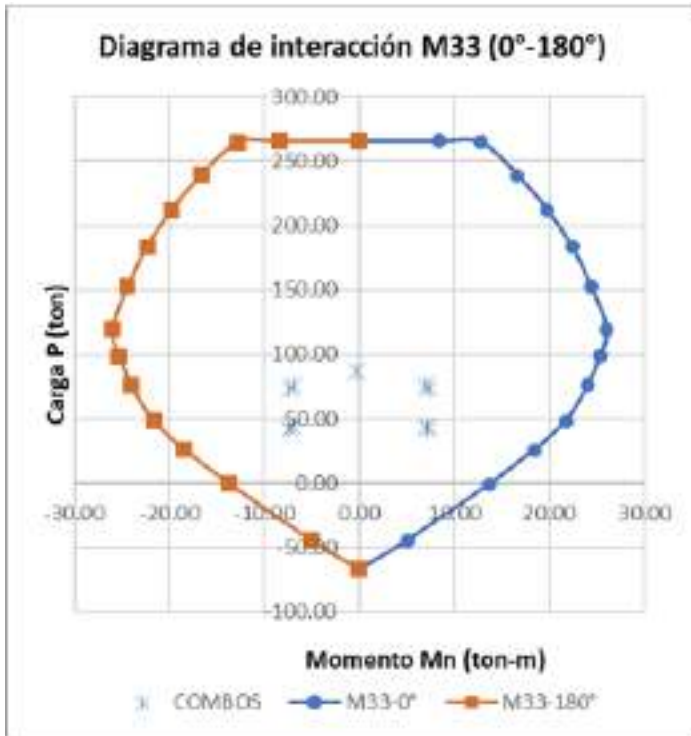


Figura 38. Diagrama de interacción de la columna C-1

Se puede notar que las combinaciones de diseño representados por puntos se encuentran dentro del diagrama de interacción, por lo que se puede concluir que el diseño por flexo compresión queda satisfecho

Diseño por corte

En el diseño por corte por capacidad de la columna en la dirección Y, el hormigón y los estribos asumirán el corte. La capacidad de corte de la columna se calculará utilizando las fórmulas siguientes y se utilizará el valor más bajo.

$$V_u = \frac{M_{ni} + M_{ns}}{H_c}$$

$$V_u = 1.25V_{cm} + 1.25V_{22cv} \pm 2.5V_{sismo}$$

Utilizando el diagrama de interacción nominal, se puede calcular el momento nominal igual a 23,9 ton-m asociado a una carga axial de 73,30 ton.

$$V_{u_1} = \frac{23.90 \text{ ton.m} + 23.90 \text{ ton.m}}{2.45m}$$

$$V_{u_1} = 18.75 \text{ ton}$$





$$Vu_2 = 1.25(-0.035) + 1.25(-0.0391) + 2.5(3.77)$$

$$Vu_2 = 9.33 \text{ ton}$$

$$Vu_2 = 1.25(-0.035) + 1.25(-0.0391) - 2.5(3.77)$$

$$Vu_2 = 9.52 \text{ ton}$$

Se tomará como cortante último 9.52 ton. El aporte del concreto a corte será:

$$Vc = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times \left(1 + \frac{Pu}{140Ag}\right) \times b \times d$$

$$Vc = 0.53 \times \sqrt{210} \times \left(1 + \frac{73.3 \text{ ton}}{140(30 \times 50)}\right) \times 30 \times 44$$

$$Vc = 13.68 \text{ ton}$$

Como se observa el cortante es tomado por el concreto, pero de igual manera se dispondrá estribos para el confinamiento de la columna.

En la zona de confinamiento no será menor que:

- Una sexta parte de la luz libre.
- La mayor dimensión de la sección transversal de la columna.
- 500mm.

$$Lo_1 = \frac{2.55m}{6} = 0.425m$$

$$Lo_2 = 50cm$$

$$Lo_3 = 50cm$$

El espaciamiento en la zona de confinamiento no deberá de ser mayor al menor de:

- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
- La mitad de la menor dimensión de la sección transversal de la columna.
- 100 mm.

$$So_1 = 8 \times 5/8" = 12.7cm$$

$$So_2 = 0.5 \times 30 = 15cm$$

$$So_3 = 10cm$$

La distribución de estribos será de la siguiente manera: 1@5cm, 5@10cm, R@25cm.

Diseño de placas

El código nacional de diseño de hormigón armado define cuantías mínimas para la malla vertical y horizontal en función de la resistencia al corte de las placas o muros





de hormigón armado, que son los componentes estructurales que ofrecen mayor rigidez lateral a la estructura.

Tabla 35. Cuantías mínimas para placas.

Condición	ρ horizontal mínima	ρ vertical mínima
$V_u > \phi V_c$	0.0025	0.0025
$\frac{\phi V_c}{2} \leq V_u \leq \phi V_c$	0.025	0.0020
$\frac{\phi V_c}{2} > V_u$	0.0020	0.0015

De manera práctica se diseñará el muro que se intersecta entre el eje 6 y eje D.

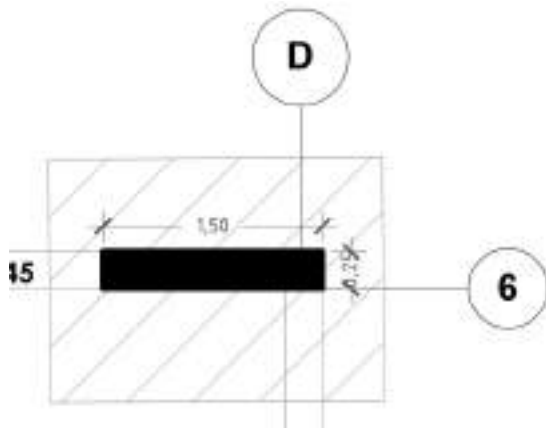


Figura 39. Placa PL-1

Dimensiones del muro:

- Longitud del muro: 1.50 m.
- Espesor el muro: 0.25 m.
- Altura del muro: 11.40 m.

Diseño por flexocompresión

Se propone una malla vertical de 3/8”@20cm y en los extremos 4@5/8” en la placa.

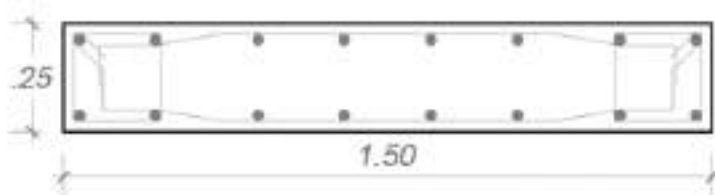


Figura 40. Disposición de acero de refuerzo inicial en la placa PL-1





Tabla 36. Cargas actuantes en la placa PL-1.

CASO	P	V2	V3	M2	M3
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
CM	-28.8463	0.4505	-0.0081	-0.0495	1.1421
CV	-3.9979	0.1414	-0.0032	-0.0188	0.2761
SX	10.6317	11.1122	0.1888	0.7366	44.0396
SY	3.2751	2.2302	1.1385	3.5457	6.8087

Tabla 37. Combinaciones de diseño para la placa PL-1.

		COMBINACIONES DE DISEÑO				
		P	M22	M33	V22	V33
		(ton)	(ton.m)	(ton.m)	(ton)	(ton)
	U1=1.4CM+1.7CV	47.18	-0.10	2.07	0.87	-0.02
SISMO	U2=1.25(CM+CV)+SXDISEÑO	51.69	0.65	45.81	11.85	0.17
XX	U3=1.25(CM+CV)-SXDISEÑO	30.42	-0.82	-42.27	-10.37	-0.20
	U4=0.9CM+SXDISEÑO	36.59	0.69	45.07	11.52	0.18
	U5=0.9CM-SXDISEÑO	15.33	-0.78	-43.01	-10.71	-0.20
SISMO	U2=1.25(CM+CV)+SYDISEÑO	44.33	3.46	8.58	2.97	1.12
YY	U3=1.25(CM+CV)-SYDISEÑO	37.78	-3.63	-5.04	-1.49	-1.15
	U4=0.9CM+SYDISEÑO	29.24	3.50	7.84	2.64	1.13
	U5=0.9CM-SYDISEÑO	22.69	-3.59	-5.78	-1.82	-1.15

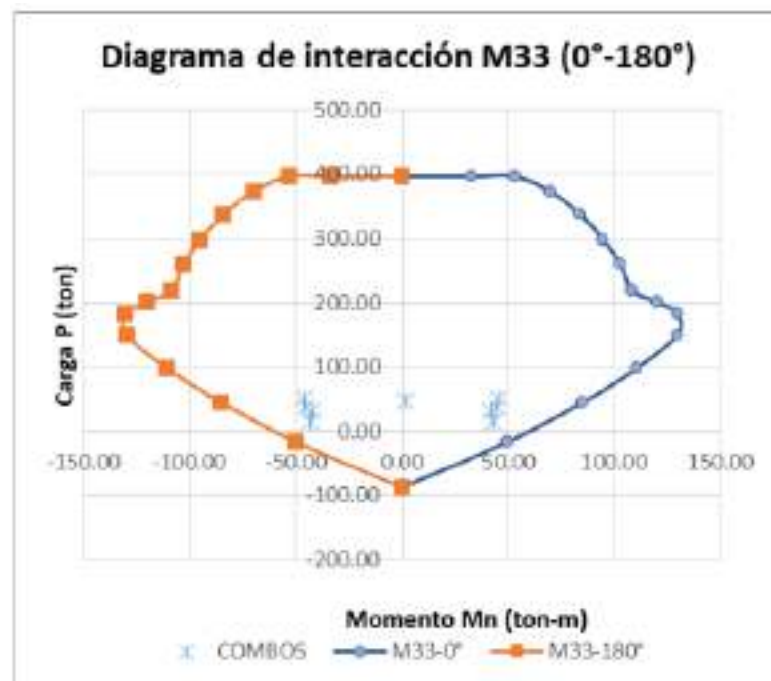


Figura 41. Diagrama de interacción de la placa PL-1





El diseño de flexocompresión se cumple ya que las combinaciones representadas por punto aparecen en el diagrama de interacción placa.

Diseño por corte

Con las siguientes fórmulas se puede calcular el cortante último por capacidad:

$$\begin{aligned} \phi V_n &> V_u \\ V_n &> \frac{V_u}{\phi} \\ V_c + V_s &> \frac{V_u}{\phi} \\ V_u &\geq V_{ua} \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right) \end{aligned}$$

Donde:

V_{ua} =Cortante última proveniente de las combinaciones de diseño.

M_{ua} =Momento último asociado a V_{ua} .

M_n =Momento nominal asociado a V_{ua} .

$$\begin{aligned} V_u &\geq 11.85 \text{ ton} \left(\frac{95.39 \text{ ton.m}}{45.81 \text{ ton.m}} \right) \\ V_u &\geq 24.68 \text{ ton} \\ \phi V_c &= 0.85 \times \alpha \times A_{cw} \times \sqrt{f'_c} \\ \phi V_c &= 0.85 \times 0.53 \times 25 \text{ cm} \times 150 \text{ cm} \times 0.8 \times \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} \\ \phi V_c &= 19.59 \text{ ton} \\ V_s &= \frac{V_u}{\phi} - V_c \\ V_s &= 5.99 \text{ ton} \end{aligned}$$

Usando una doble malla de 3/8" se tendrá una separación de :

$$\begin{aligned} S &= \frac{2 \times A_v \times f_y \times d}{V_s} \\ S &= \frac{2 \times 0.71 \text{ cm}^2 \times 4200 \text{ kg/cm}^2 \times 0.8 \times 150 \text{ cm}}{5990 \text{ kg}} \end{aligned}$$





$$S = 119.51cm$$

$$\rho h_{c\acute{a}lculado} = \frac{Ash}{100 \times s \times t}$$

$$\rho h_{c\acute{a}lculado} = \frac{2 \times 0.71cm^2}{100 \times 119.51cm \times 25cm}$$

$$\rho h_{c\acute{a}lculado} = 0.00000475$$

Como la cantidad de acero horizontal que se estimó es inferior a la cantidad mínima que exige la norma, el trazado de la malla horizontal se realizará utilizando la cantidad mínima en lugar de la cantidad determinada.

$$Ash = 0.0025 \times 100cm \times 25cm$$

$$Ash = 6.25cm^2/m$$

Usando una doble malla 3/8".

$$S = \frac{2 \times 0.71cm^2 \times 100cm}{6.25cm^2}$$

$$S = 22.72cm \approx 20cm$$

La cuantía de acero vertical será la misma que el acero horizontal, por lo que se hace las distribuciones de las mallas vertical y horizontal iguales a 3/8"@20cm.

Elementos de borde

Se verificará a necesidad de confinar el borde de manera especial, para ello se usará las siguientes expresiones.

$$C \geq \frac{lm}{600\left(\frac{1.5\delta}{hm}\right)}$$

Para encontrar la profundidad del eje neutro se realizará por relación de deformaciones.

$$\frac{\epsilon c}{c} = \frac{\epsilon c + \epsilon s}{d}$$

Se obtiene la deformación del acero con ayuda del software SAP 2000.



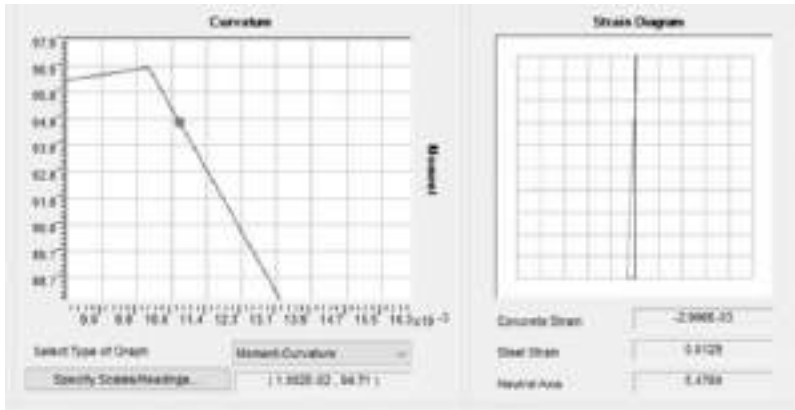


Figura 42. Diagrama momento curvatura de la placa PL-1

Tabla 38. Profundidad del eje neutro de la placa PL-1.

0°		
$P_u =$	51.69	ton
$\epsilon_c =$	0.003	m/m
$\epsilon_s =$	0.0129	m/m
$c =$	0.28	

Tabla 39. Confinamiento en la placa PL-1.

$l_m =$	1.5	m
$h_m =$	11.4	m
$\delta u(\text{inelástico}) =$	0.0245	m
$\delta u/h_m =$	0.0021	
$\delta u/h_m \text{ min} =$	0.005	
$C \text{ limite} =$	0.33	m

El valor de C es menor que el C limite, por tanto, no es necesario realizar un confinamiento especial, pero se recuerda que un concreto confinado proporciona una mayor ductilidad, esto lo sabemos por el modelo constitutivo del material, es por ello que se recomienda siempre confinar.

3.5.2. Análisis no lineal estático

Cuando se ha planificado la estructura, se pueden dar las secciones y regiones de refuerzo para que pueda comenzar el análisis estático no lineal. Después de este paso, se puede conocer de los componentes estructurales sus respectivos rangos inelásticos mediante el análisis de los diagramas momento-curvatura y momento-rotación.





Diagrama de momento curvatura en vigas

De manera práctica se encontrará el diagrama de momento-curvatura de la viga-202:25x45 que fue diseñada anteriormente.

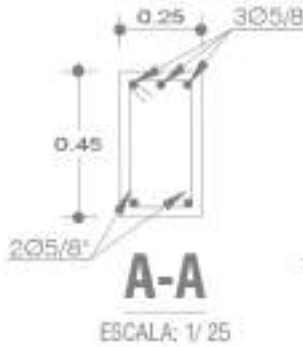


Figura 43. Disposición de aceros de la viga 202

Datos de la viga:

- Altura: 45cm
- Base: 25cm
- Acero en tracción: 5.97cm²
- Acero en compresión: 3.98cm²
- Peralte efectivo del acero en tracción: 39.75cm
- Peralte efectivo del acero en compresión: 5.25cm

Se analizarán 3 estados:

Inicio del agrietamiento

El acero no entra en fluencia y estará asociado a un momento que genera la primera grieta, se asociará a ese momento la curvatura del elemento mediante una relación de deformaciones.

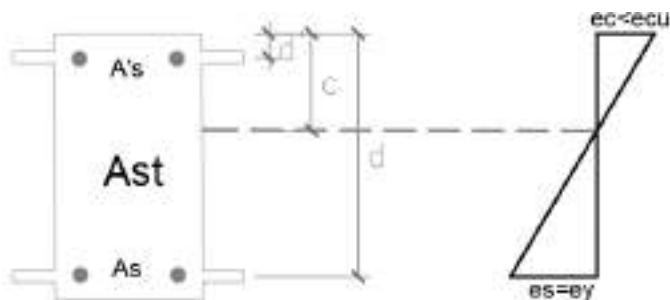


Figura 44. Relación esfuerzo deformación en la viga 202





Se deberá de primero calcular la profundidad del eje neutro, será calculado con la siguiente expresión.

$$c = \frac{b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + (n-1) \cdot A_s \cdot d + (n-1) \cdot A'_s \cdot d'}{b \cdot h + (n-1) \cdot A_s + (n-1) \cdot A'_s}$$

$$Y_{cg} = 22.73 \text{ cm}$$

$$I_g = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left(\frac{h}{2} - c\right)^2 + (n-1) \cdot A_s \cdot (c-d)^2 + (n-1) \cdot A'_s \cdot (c-d')^2$$

$$I_g = 213775.10 \text{ cm}^4$$

Se calcula es esfuerzo de agrietamiento.

$$f_r = 2\sqrt{f'_c}$$

$$f_r = 29.98 \text{ kg/cm}^2$$

Se calcula la deformación y momento producido por el esfuerzo de agrietamiento.

$$\varepsilon_{grieta} = 0.00013$$

$$\varepsilon_{grieta} = \frac{f_r}{E_c}$$

$$M_{grieta} = \frac{f_r \cdot I_g}{(h - c)}$$

$$M_{grieta} = 2.77 \text{ ton.m}$$

$$\varphi_{grieta} = \frac{\varepsilon_{grieta}}{(h - c)}$$

$$\varphi_{grieta} = 0.0006 \text{ rad/m}$$

Primera cedencia

Se hacen las siguientes consideraciones:

- El acero en tracción se encuentra en fluencia.
- El acero en compresión no fluye.
- El concreto no alcanza su agotamiento y se comporta linealmente.



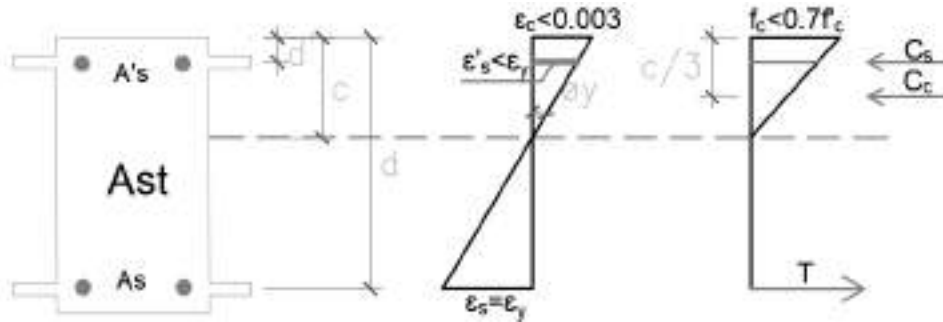


Figura 45. Esfuerzos de deformación por cedencia en la viga 202

Se obtiene por equilibrio:

$$\frac{f_c \cdot c \cdot b}{2} = A_s \cdot f_y - A' s \cdot f' s$$

$$\frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot c \cdot b}{2} = A_s f_y - A' s (E_s \cdot \epsilon' s)$$

Si se sabe que:

$$\epsilon_s = \frac{f_s}{E_s}$$

Donde:

ϵ_s = Deformación del acero

f_s = Esfuerzo del acero

E_s = Módulo de elasticidad del acero.

Se obtiene:

$$f_c = E_c \left(\frac{c \cdot \epsilon_y}{d - c} \right)$$

$$f' s = E_s \left(\frac{\epsilon_y (c - d')}{d - c} \right)$$

$$c^2 \left(\frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot b}{2} \right) + c (f_y (A_s + A' s)) - f_y (A' s \cdot d' + A_s \cdot d) = 0$$

$$c^2 ((217370.65 \text{ kg/cm}^2 \times 0.0021 \times 25) / 2) + c (4200 \text{ kg/cm}^2 (5.97 \text{ cm}^2 + 3.98 \text{ cm}^2)) - 4200 \text{ kg/cm}^2 (3.98 \text{ cm}^2 \times 5.75 \text{ cm} + 5.97 \text{ cm}^2 \times 39.25 \text{ cm}) = 0$$

$$c = 10.57 \text{ cm}$$

Obtenido el valor de “c” por relación de deformaciones se puede obtener las deformaciones y esfuerzos del acero y concreto.





$$\epsilon_c = \frac{\epsilon_y \cdot c}{d - c} = 0.0008$$

$$\epsilon'_y = \frac{\epsilon_y \cdot (c - d')}{d - c} = 0.00035$$

$$f'_s = \epsilon'_y \cdot E_s = 706.94 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_c = \epsilon_s \cdot E_c = 168.72 kg/cm^2$$

Se tiene que verificar que el concreto permanece elástico, por tanto, no debe exceder a $0.7 \cdot f'_c$, se verifica:

$$f_c = 0.7 \cdot f'_c = 147 kg/cm^2$$

Se comprueba que el acero en compresión no llega a la fluencia y el concreto no se encuentra elástico, por tanto, es necesario considerar un comportamiento no lineal del concreto, se usará un modelo elastoplástico con un valor de $\epsilon_{cy} = 0.0007$.

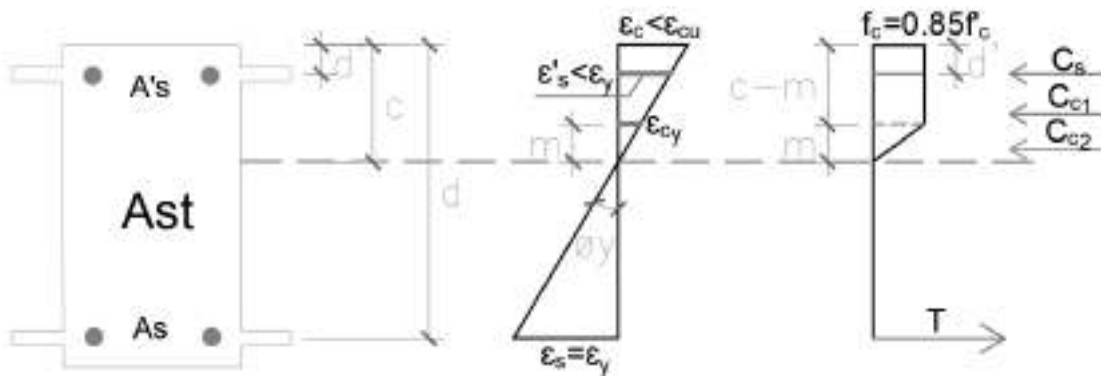


Figura 46. Esfuerzos de la viga 202 cuando el concreto tiene un comportamiento no lineal

Por equilibrio se obtiene:

$$c \left(1 + \frac{\epsilon_{cy}}{2\epsilon_y} \right) = \frac{A_s \cdot f_y - A' \cdot s \cdot f_y \left(\frac{c - d'}{d - c} \right)}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} + \frac{\epsilon_{cy} \cdot d}{\epsilon_y}$$

Desarrollando en función de "c".

$$c^2 (2\epsilon_y + \epsilon_{cy}) (0.85 \cdot f'_c \cdot b) - c \left((2\epsilon_y + \epsilon_{cy}) (0.85 \cdot f'_c \cdot b) + 2\epsilon_y \cdot f_y (A_s + A' \cdot s) + 0.85 \cdot b \cdot \epsilon_{cy} \cdot d \right) + 2\epsilon_y \cdot f_y (A_s \cdot d + A' \cdot s \cdot d') + 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \epsilon_{cy} \cdot d^2 = 0$$

$$c = 9.96 cm$$

$$\epsilon_c = \frac{\epsilon_y \cdot c}{d - c} = 0.0007$$





$$m = \frac{\varepsilon_{cy}(d - c)}{\varepsilon_y} = 9.76\text{cm}$$

Se verifica que el acero en compresión no fluya.

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_y(c - d')}{d - c} = 0.000258$$

$$f'_s = \varepsilon'_s \cdot E_s = 603.84 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 0.85f'_c = 178.5 \text{ kg/cm}^2$$

Se determinaran para el concreto y el acero sus resultantes compresión y tracción respectivamente.

$$Cc_1 = 0.85f'_c(c - m)b = 0.89 \text{ ton}$$

$$Cc_2 = 0.85f'_c \left(\frac{m}{2}\right) b = 21.78 \text{ ton}$$

$$C's = A's \cdot f'_s = 2.40 \text{ ton}$$

$$T = A_s \cdot f_y = 25.07 \text{ ton}$$

$$\phi_y = \frac{\varepsilon_y}{d - c} = 0.00717 \frac{\text{rad}}{\text{m}}$$

$$M_y = Cc_1 \left(d - \frac{c - m}{2}\right) + Cc_2 \left(d - \frac{2m}{3}\right) + C's(d - d') = 8.949 \text{ ton.m}$$

Después del agrietamiento (agotamiento)

Se hacen las siguientes consideraciones:

- El acero en tracción a cedido y se asume un comportamiento elastoplástico.
- El acero en compresión no fluye.
- El concreto alcanza su agotamiento.

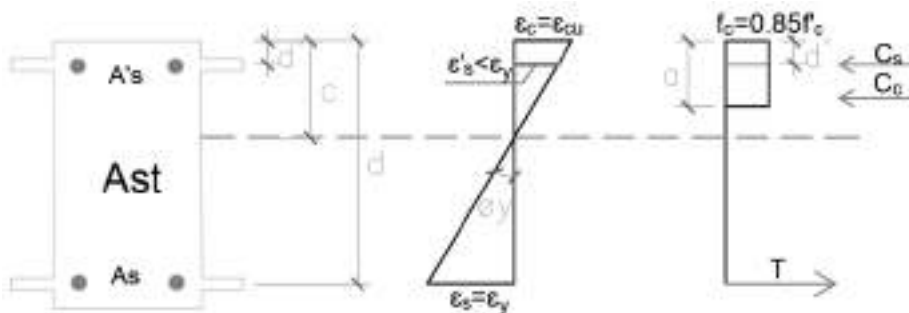


Figura 47. Esfuerzos de deformación en la viga para una condición agotamiento





Por equilibrio se obtiene:

$$c^2(0.85f'c \cdot \beta_1 \cdot b) + c(A's \cdot Es \cdot \epsilon_c - Asfy) - A's \cdot Es \cdot \epsilon_c \cdot d' = 0$$

Se obtiene un $\beta_1 = 0.85$ para un $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$

$$c = 6.18 \text{ cm}$$

$$a = \beta_1 \cdot c = 5.25 \text{ cm}$$

$$\epsilon'_s = \frac{\epsilon_{cu}(c - d')}{c} = 0.00021$$

$$f's = \epsilon'_s \cdot Es = 413.86 \text{ kg/cm}^2$$

$$Mu = (As \cdot fy - A's \cdot f's) \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) + A's \cdot f's \cdot (d - d') = 9.132 \text{ ton} \cdot m$$

$$\varphi_u = \frac{\epsilon_{cu}}{c} = 0.049 \text{ rad/m}$$

Se puede obtener la ductilidad de la sección mediante una relación entre curvatura última y la curvatura de cedencia.

$$\mu = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} = 6.78$$

Tabla 40. Resumen de curvatura y momento para la viga 202.

	Inicio del Agrietamiento	Primera Cedencia	Agotamiento
Curvatura (rad/m)	0.0006	0.00717	0.049
Momento (ton-m)	2.77	8.949	9.132

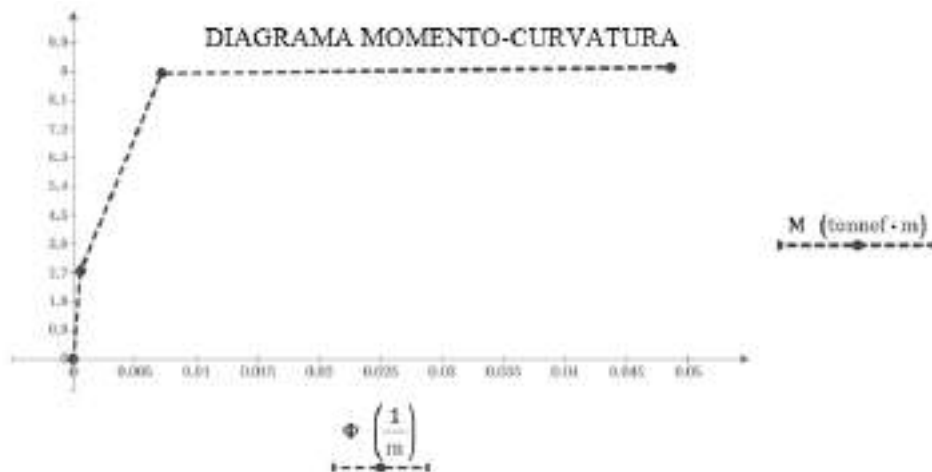


Figura 48. Diagrama momento curvatura de la viga 202

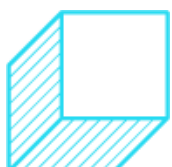




Diagrama momento-rotación en vigas

Para el diagrama de momento rotación se hará uso de la tabla 10.7 del ASCE 41-13. Teniendo como valores de $a=0.024$, $b=0.046$ y $c=0.2$. Los datos de carga y sección de la viga 202:25x45 son:

- $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$.
- $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.
- $E_c=2173706.51 \text{ ton/m}^2$.
- $V=10.53 \text{ ton}$.
- Luz libre de la viga= 3.95m .
- Acero en tracción= 5.97 cm^2 .
- Acero en compresión= 3.98 cm^2 .

Para el estado de cedencia se usará las siguientes expresiones:

$$\theta_y = \frac{L \cdot M_y}{6 \cdot E \cdot I}$$

$$\theta_y = \frac{3.95\text{m} \times 8.949 \text{ ton} \cdot \text{m}}{6 \times 2173706.51 \text{ ton/m}^2 \times 0.00189\text{m}^4}$$

$$\theta_y = 0.00143$$

Para el estado último se usará las siguientes expresiones:

$$\theta_u = \theta_y + a$$

$$\theta_u = 0.02143$$

$$M_u = M_y + 0.05EI(\theta_u - \theta_y)$$

$$M_u = 13.07 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Para el estado residual se tendrá como rotación la última y para el momento residual se usará la siguiente expresión:

$$M_r = c \cdot M_y$$

$$M_r = 1.789 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$\theta_r = 0.036$$



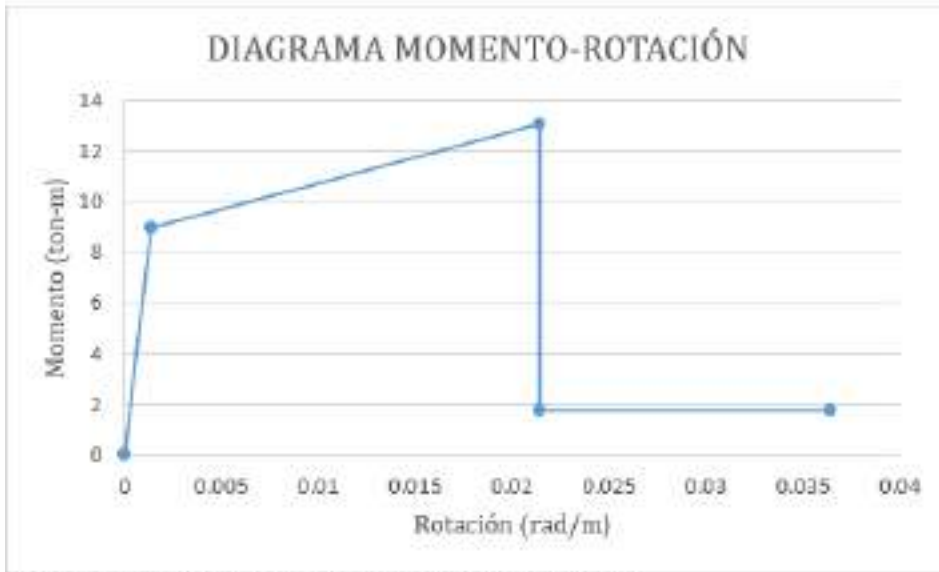


Figura 49. Diagrama momento rotación de la viga 202

Diagrama de momento curvatura en columnas

Para hallar el diagrama momento curvatura en columnas al igual que en vigas, se plantean hipótesis dentro del diagrama de interacción y hallar la curvatura del elemento.

Se plantean las hipótesis para los puntos característicos:

1. Compresión pura:
 - El concreto alcanza su agotamiento.
 - Cedencia del área de acero total en compresión.
 - Se comporta de manera elastoplástica el acero.
2. Tracción pura:
 - No se considera la resistencia del concreto a tracción.
 - Cedencia del área de acero total en compresión.
 - Se comporta de manera elastoplástica el acero.
3. Falla balanceada:
 - Se encuentra en su estado de agotamiento el concreto.
 - Cedencia del área de acero en tracción.
 - Cedencia del área de acero en compresión.
 - Se comporta de manera elastoplástica el acero.





4. Falla por compresión:

- Se encuentra en su estado de agotamiento el concreto.
- No llega a ceder el acero a tracción.
- Cedencia del área de acero en compresión.
- Se comporta de manera elastoplástica el acero.

5. Falla tracción:

- Se encuentra en su estado de agotamiento el concreto.
- Cedencia del área de acero en tracción.
- Cedencia del área de acero en compresión.
- Se comporta de manera elastoplástica el acero.

6. Flexión pura:

- Se encuentra en su estado de agotamiento el concreto.
- Cedencia del área de acero en tracción.
- No llega a ceder el acero a compresión.
- Se comporta de manera elastoplástica el acero.

De manera práctica se genera el diagrama de interacción de la columna C-1 diseñada anteriormente.

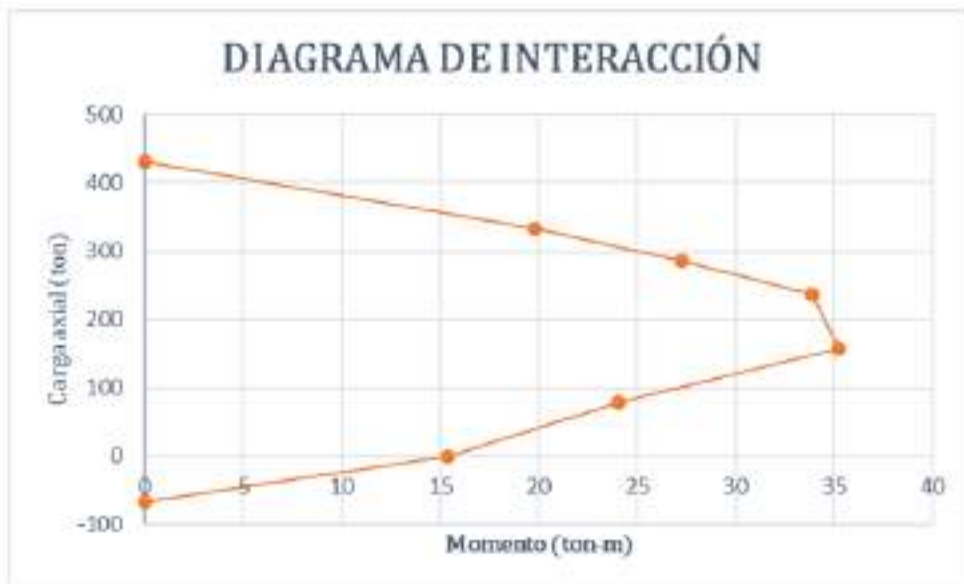


Figura 50. Diagrama de interacción de la columna C-1



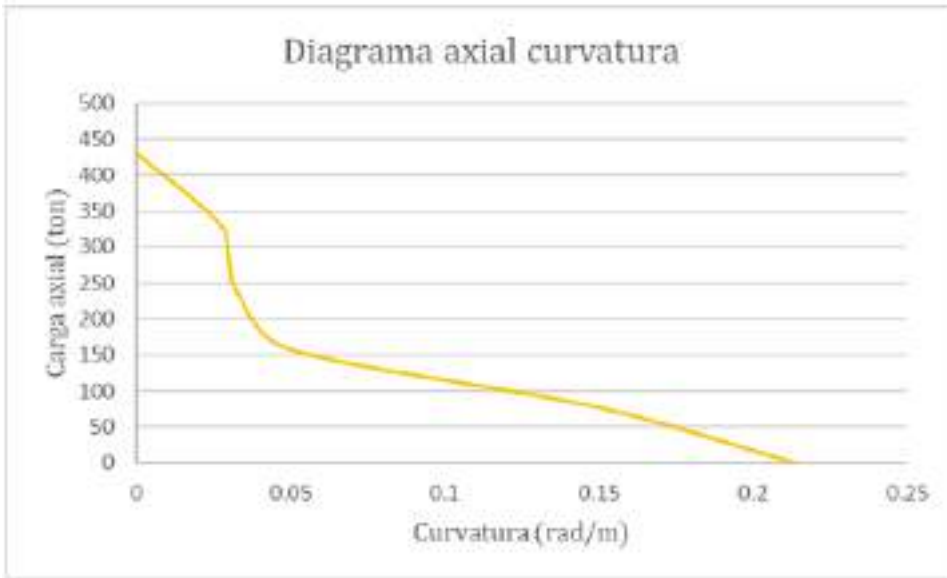


Figura 51. Diagrama axial curvatura de la columna C-1

Para hallar el diagrama momento rotación de la columna se usará el mismo método usado en vigas, es decir por tablas del ASCE 41-13.

Diagrama momento curvatura en placas

Para hallar el diagrama momento curvatura de las placas se usará el software ETABS, para lo cual los datos de los materiales fueron insertados con sus propiedades no lineales

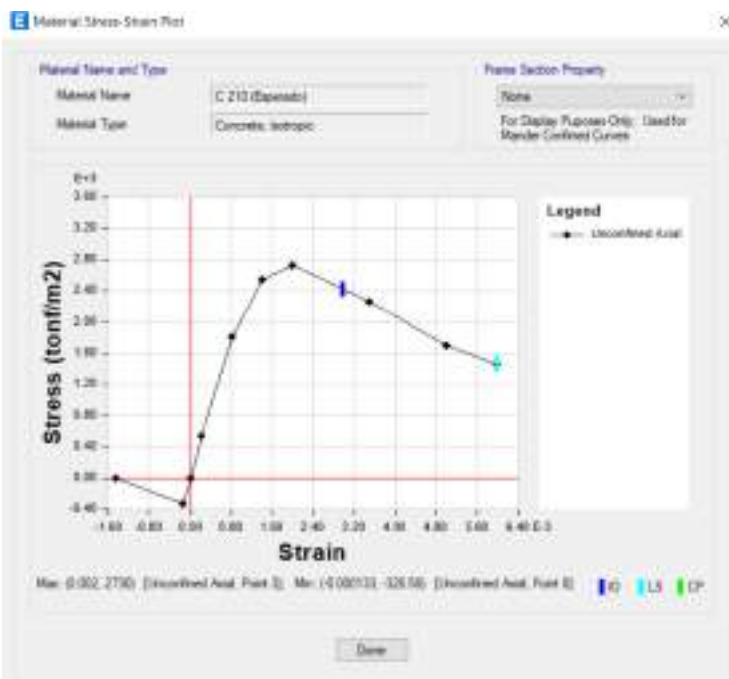


Figura 52. Modelo constitutivo del concreto para la placa PL-1



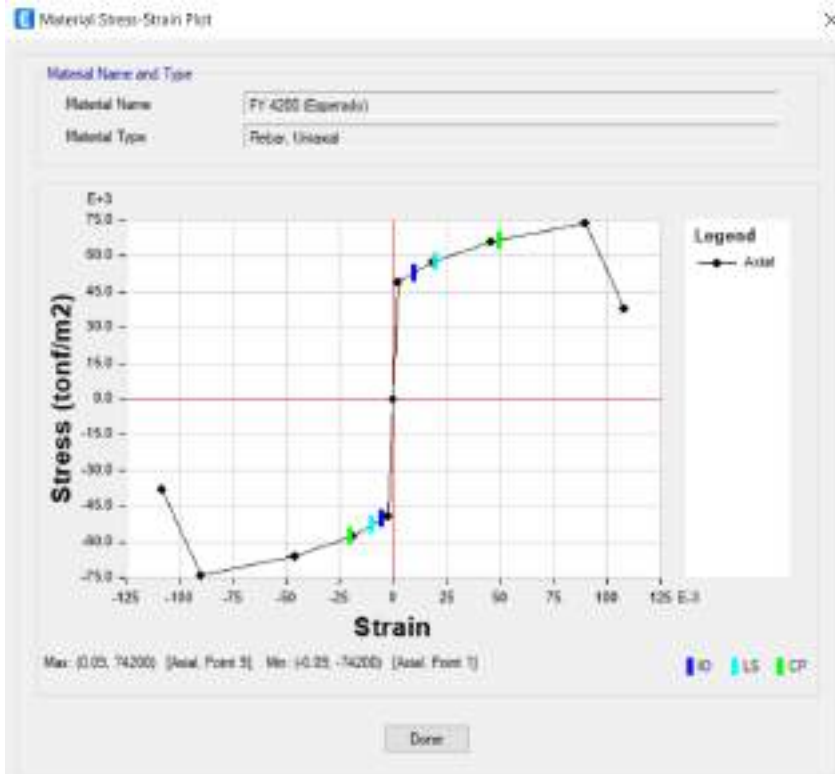


Figura 53. Modelo constitutivo del acero de refuerzo para la placa PL-1

Rebar Material

Material Flexure: FR 4200 (Espanado)

Material Shear: FR 4200 (Espanado)

Bar Clear Cover: 0.03 in

Geometry

Start X (in)	Start Y (in)	End X (in)	End Y (in)	Length (in)	Thickness (in)	Start Zone Size (in)	End Zone Size (in)
11.25	1	11.75	1	1.5	0.25	0.25	0.25

Reinforcement

Reinforcement Detail - Each Face

Station	Bar Size	Bar Spacing (in)	Number of Bars
Start	#5	-	2
Center	#3	0.2	5
End	#5	-	2

Shear/Confinement Detail

Station	Bar Size	Bar Spacing (in)	Confined
Start	#3	0.1	Yes
Center	#3	0.2	No
End	#3	0.1	Yes

Hinge Detail (Additional Individual Bars)

Material	Distance (in)	Area (in ²)

Buttons: OK, Cancel

Figura 54. Asignación del acero de refuerzo en el elemento shell



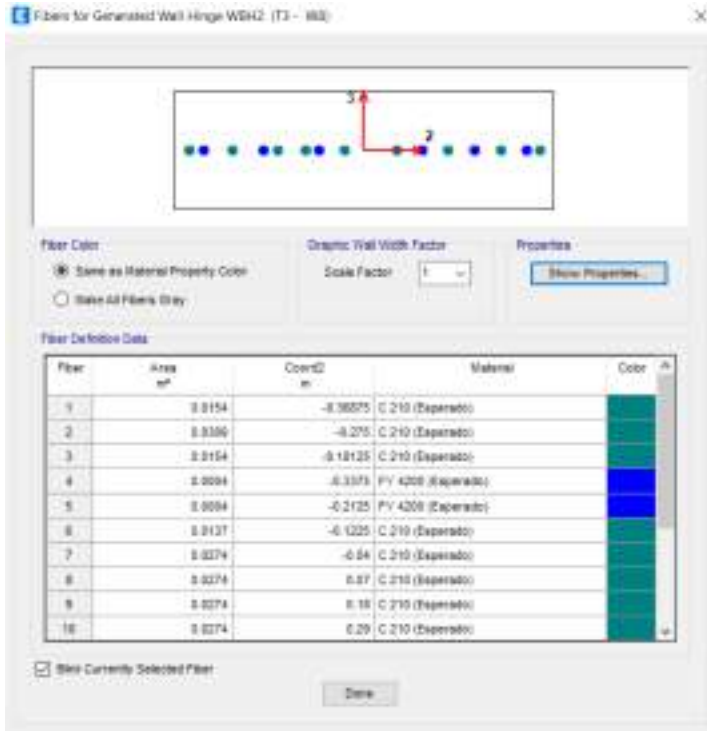


Figura 55. Vista del modelo de fibras de la placa PL-1

Desarrollo del análisis no lineal estático

Antes de comenzar el análisis estático no lineal, se deben conocer las características de los materiales previstos y el deterioro de la rigidez de las partes estructurales para tener en cuenta los impactos de agrietamiento del concreto, deslizamiento de adherencia, efectos de corte, etc. En la tabla A.8.4 del apéndice A de ACI 318-19, se recomienda el uso de las rigideces efectivas para cortante y flexión.

Tabla 41. Valores de rigidez efectivas según el ACI 318-19.

Valores de Rigideces Efectivas ¹				
COMPONENTE		Axial	Flexión	Corte
Vigas	No-Preesforzadas	$1.0E_cA_g$	$0.3E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
	Preesforzadas	$1.0E_cA_g$	$1.0E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
Columnas con compresión causada por cargas de diseño de gravedad ²	$\geq 0.5A_gf'_c$	$1.0E_cA_g$	$0.7E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
	$\leq 0.1A_gf'_c$ o tracción	$1.0E_cA_g$ (compresión) $1.0E_sA_{st}$ (tensión)	$0.3E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
Muros estructurales ³	en el plano	$1.0E_cA_g$	$0.35E_cI_g$	$0.2E_cA_g$
	fuera del plano	$1.0E_cA_g$	$0.25E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
Diafragmas (solo en el plano) ⁴	No-Preesforzadas	$0.25E_cA_g$	$0.25E_cI_g$	$0.25E_cA_g$





	Preesforzadas	$0.5E_cA_g$	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
Vigas de acople	Con o sin refuerzo diagonal	$1.0E_cA_g$	$0.07(\ln/h)E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
			$\leq 0.3E_cI_g$	
Losas de cimentación	en el plano	$0.5E_cA_g$	$0.5E_cA_g$	$0.4E_cA_g$
	fuera del plano ⁵		$0.5E_cA_g$	

Fuente: ACI 318-19, 2019

Nota: 1. Valores tabulados para carga axial, flexión y cortante se deben de aplicar simultáneamente al definir la rigidez de un elemento, a menos que se justifiquen combinaciones alternativas.

2. Para columnas con compresión axial dentro de los límites establecidos, la rigidez a la flexión se determinará por interpolación.

3. Los valores tabulados son apropiados cuando los miembros se modelan utilizando elementos tipo línea para representar sus propiedades.

4. Se permitirá que los diafragmas se modelen como rígidos en su propio plano si esto no genera diferencias en los resultados del análisis.

5. Los valores de rigidez especificados dados para losas de cimentación dependen de las condiciones generales de la losa de cimentación. Cuando los muros u otros miembros verticales imponen fuerzas suficientemente grandes, incluyendo fuerzas locales en aberturas locales de los muros debidas a la reversión de las fuerzas, los valores de rigidez deben disminuirse.



Figura 56. Asignación de la rigidez efectiva en vigas

Las vigas se modelarán utilizando un modelo de plasticidad focalizada o tipo bisagra, mientras que las columnas y placas se modelarán con un modelo tipo fibra. Se debe tener en cuenta de que las rigideces efectivas no se aplican a los componentes caracterizados como tipo fibra, ya que el modelo de fibra captura el deterioro de la rigidez del elemento.





Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type
 F-M2-M3 Design (Column)
 M3 Design Only (Beam)

Rebar Material
 Longitudinal Bars: FY 4200 (Esperado)
 Confinement Bars (Ties): FY 4200 (Esperado)

Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid
 Top Bars: 0.05 m
 Bottom Bars: 0.05 m

Reinforcement Area Overrides for Ductile Beams
 Top Bars at I-End: 3.97 cm²
 Top Bars at J-End: 3.97 cm²
 Bottom Bars at I-End: 3.98 cm²
 Bottom Bars at J-End: 3.98 cm²

OK Cancel

Figura 57. Asignación del refuerzo en vigas



Figura 58. Asignación del refuerzo en columnas para un modelo de fibras

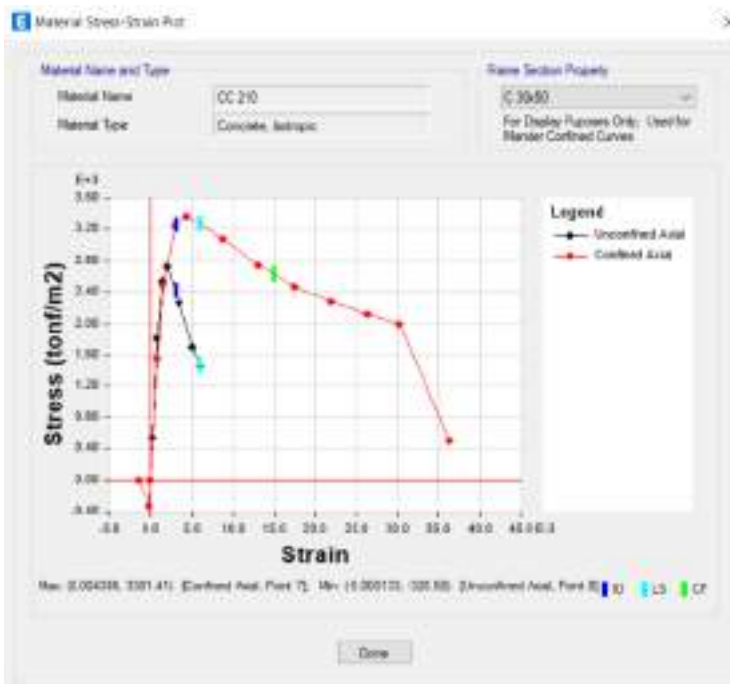


Figura 59. Modelo constitutivo de concreto confinado para columnas



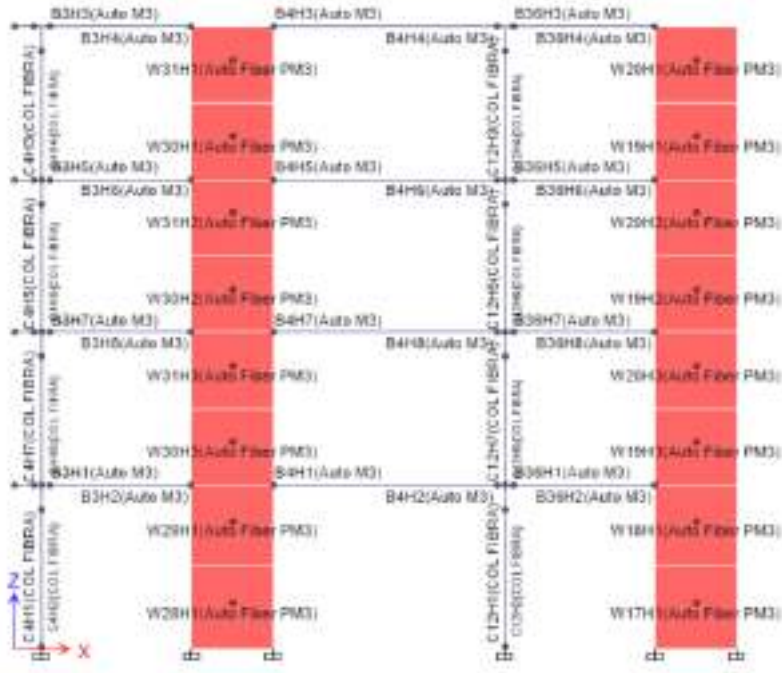


Figura 60. Asignación de la rotulas plásticas para elemento frame y Shell

Patrón de cargas

Se usará una carga gravitatoria para el análisis no lineal igual a la estipulada en la norma E.030:

- 100% Carga muerta.
- 25% Carga viva.
- 25% Carga viva de techo.

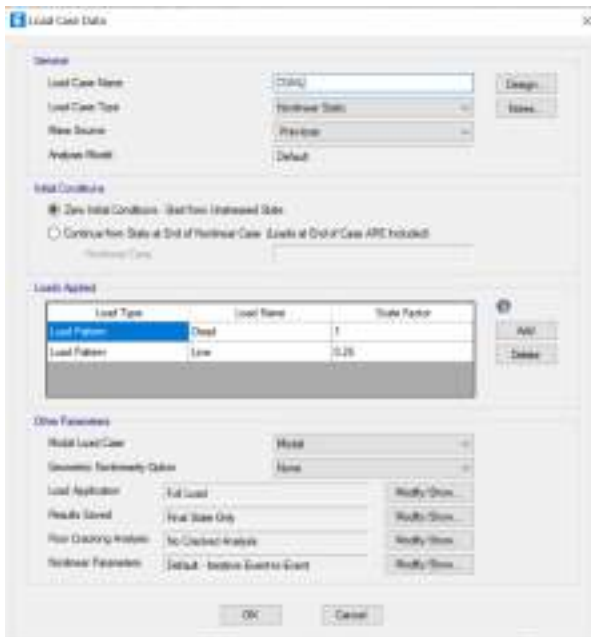


Figura 61. Asignación de la carga no lineal gravitatoria





Se asigna el patrón de fuerzas que impulsarán la estructura hasta agotar su capacidad. En este caso, la distribución de cargas estará determinada por el modo dominante en cada dirección a evaluar.



Figura 62. Definición del patrón de fuerza

Con las fuerzas asignadas se verifican los desplazamientos y la formación de las rotulas plásticas debido a la fuerza incremental.

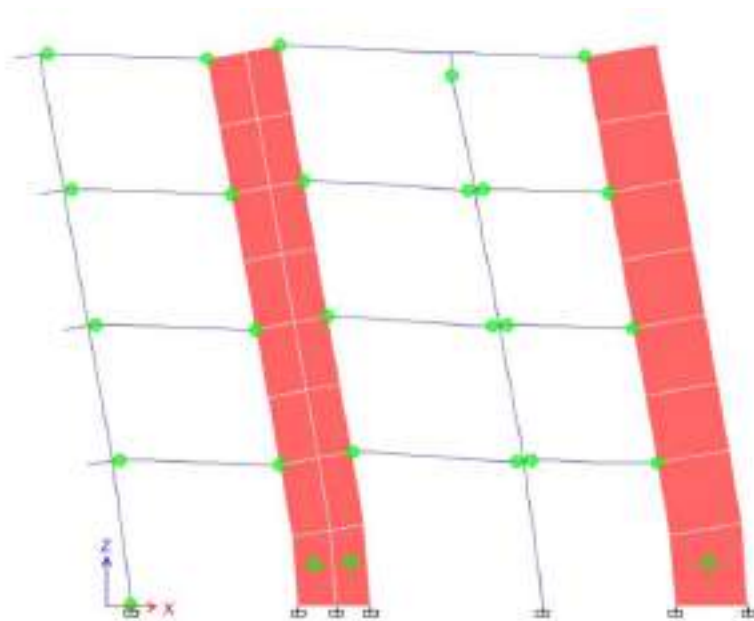


Figura 63. Distribución de rotulas plásticas



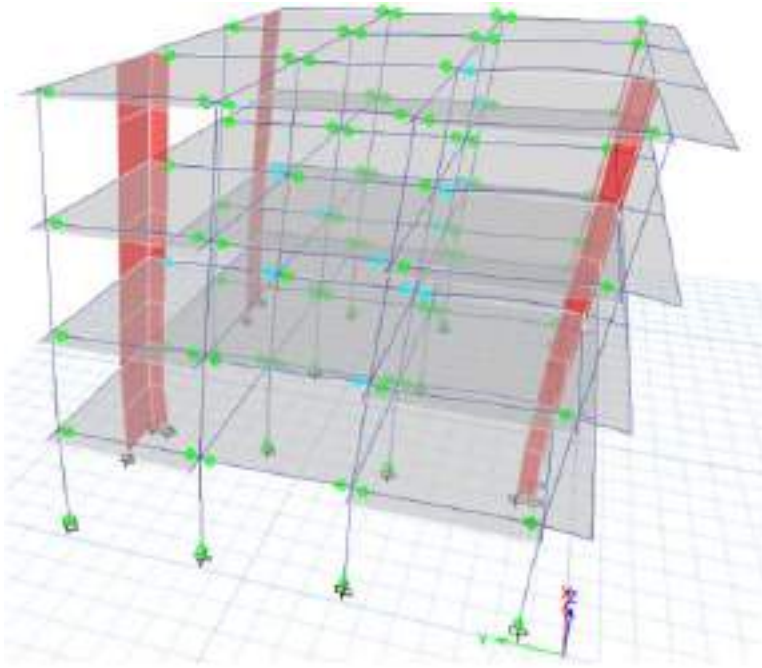


Figura 64. Visualización de las rotulas plásticas en el modelo matemático

Se extrae del software ETABS la curva de capacidad de la edificación analizada en las direcciones analizadas, tiene como abscisas los desplazamientos y como ordenadas la fuerza cortante la curva de capacidad construida con el software.



Figura 65. Curva de capacidad de la estructura





Con la curva de capacidad de puede observar una zona lineal y elástica, para luego incursionar en su rango inelástico hasta agotar su capacidad y llegar el colapso.

Tabla 42. Valores de cortante y desplazamiento de la curva de capacidad.

Desplazamiento (m)	Cortante (ton)		
0	0	0.16106876	190.748248
0.004375	21.24401	0.16644963	192.33613
0.00875	41.694317	0.16645313	188.14933
0.013125	58.2864861	0.16750254	188.952766
0.0175	72.5095435	0.17177761	190.450854
0.021875	84.9214586	0.17178111	183.204009
0.02258725	86.6671036	0.1727549	184.092403
0.02736204	98.5659664	0.1727584	181.712799
0.02929862	103.048347	0.17323607	182.256544
0.02933268	102.783277	0.18079717	185.534819
0.03414156	111.867965	0.18092843	185.534121
0.03912469	119.827473	0.18093193	184.952647
0.04460084	126.025133	0.18395716	185.609369
0.05195303	133.850057	0.18569285	185.471554
0.05696161	138.688413	0.18569635	183.546879
0.06153268	142.896504	0.18589585	183.737383
0.06716483	147.469241	0.18618489	183.870304
0.07191722	151.099892	0.1869551	183.909906
0.07766644	155.219471	0.18811868	184.081937
0.08248279	158.503953	0.18812218	183.571486
0.08685779	161.230168	0.19010862	182.579738
0.09293096	164.708696		
0.09812544	167.370154		
0.10250044	169.389247		
0.10691243	171.390288		
0.11332413	174.064624		
0.11937304	176.501495		
0.12374804	178.163589		
0.12843718	179.899521		
0.13424979	181.953953		
0.13862479	183.457481		
0.14299979	184.956529		
0.14737479	186.395566		
0.15249318	188.080722		





Figura 86. Curva de capacidad de la estructura en la dirección x-x

Espectro de capacidad

Para determinar el punto aproximado de desempeño en el edificio, la curva de capacidad debe convertirse en un espectro de capacidad. La conversión se logró usando las ecuaciones que se muestran a continuación

$$S_a = \frac{V}{L^2/M}$$

$$S_d = \frac{D}{L/M}$$

$$M = m\phi^2$$

$$L = m\phi$$

Donde:

S_a =Aceleración espectral.

S_d =Desplazamiento espectral.

L= Masa participante.

M= Masa generalizada.

m= Masa por piso.

ϕ = Forma del modo.

D= Desplazamiento.

V= Fuerza cortante.





Tabla 43. Factores de masa participante y masa generalizada.

Nivel	Masa(ton.s ² /m)	Forma Modo	Masa Participante (L)	Masa Generalizada (M)
4	13.29	1.00	13.295	13.295
3	16.76	0.71	11.886	8.428
2	16.76	0.40	6.705	2.682
1	16.85	0.13	2.144	0.273
Σ=	63.67	Σ=	34.030	24.678

$$\frac{L^2}{M} = 46.93 \text{ ton.} \frac{s^2}{m}$$

$$\frac{L}{M} = 1.38$$

Tabla 44. Valores del espectro de capacidad en la dirección XX.

Sd (m)	Sa (g)
0	0
0.00317266	0.04614767
0.00634533	0.09057121
0.00951799	0.12661383
0.01269065	0.15751012
0.01586331	0.18447212
0.01637982	0.18826413
0.01984241	0.21411164
0.02124677	0.22384857
0.02127147	0.22327276
0.02475878	0.24300714
0.02837244	0.26029732
0.03234364	0.27376029
0.0376753	0.29075812
0.04130742	0.30126832
0.04462227	0.31040942
0.04870659	0.32034263
0.05215293	0.32822937
0.05632215	0.3371782
0.05981487	0.34431297
0.06298753	0.35023504
0.06739168	0.35779133





0.07115861	0.36357273
0.07433127	0.36795874
0.07753076	0.37230554
0.0821804	0.37811491
0.08656695	0.38340845
0.08973961	0.38701896
0.09314008	0.39078987
0.09735527	0.39525265
0.10052793	0.39851871
0.10370059	0.40177504
0.10687325	0.40490102
0.11058501	0.40856162
0.11680384	0.41435621
0.12070595	0.41780551
0.12070848	0.40871066
0.1214695	0.41045594
0.12456969	0.41371019
0.12457223	0.3979681
0.1252784	0.39989793
0.12528094	0.39472879
0.12562734	0.39590995
0.1311105	0.40303124
0.13120568	0.40302973
0.13120822	0.40176661
0.13340205	0.40319319
0.13466074	0.40289381
0.13466328	0.3987129
0.13480796	0.39912673
0.13501756	0.39941547
0.1355761	0.3995015
0.13641991	0.39987519
0.13642245	0.39876636
0.13786297	0.39661202



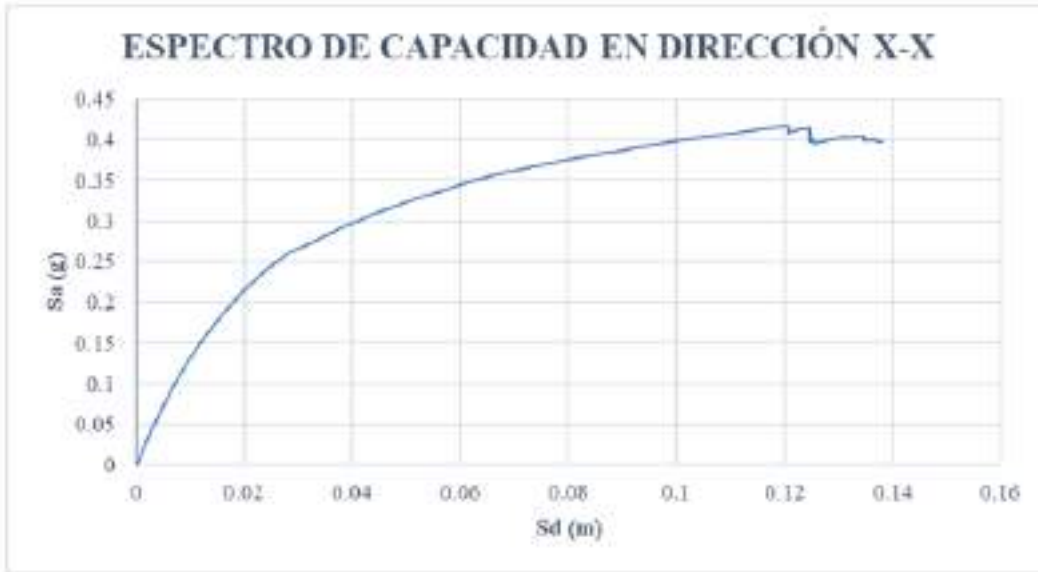


Figura 67. Espectro de capacidad de la estructura en la dirección x-x

Para la dirección Y se encontró que la masa efectiva es 50.13 ton.s²/m y un factor de participación de 1.35.

Tabla 45. Valores del espectro de capacidad en la dirección YY.

Desplazamiento (m)	Cortante (ton)	Sd (m)	Sa (g)
0.0	0.0	0.0	0.0
0.0044	11.9144	0.0032	0.0242
0.0088	23.8602	0.0065	0.0485
0.0131	35.6948	0.0097	0.0726
0.0175	47.3491	0.0130	0.0963
0.0219	58.7684	0.0162	0.1195
0.0263	69.7546	0.0195	0.1418
0.0306	80.3258	0.0227	0.1633
0.0317	82.7392	0.0235	0.1682
0.0364	92.8100	0.0270	0.1887
0.0411	100.5210	0.0305	0.2044
0.0472	107.2292	0.0350	0.2180
0.0530	112.4022	0.0393	0.2285
0.0582	116.3181	0.0432	0.2365
0.0634	119.8587	0.0470	0.2437
0.0678	122.2060	0.0503	0.2485
0.0737	124.6648	0.0547	0.2535
0.0792	126.5972	0.0588	0.2574
0.0878	128.8903	0.0651	0.2621
0.0922	130.0235	0.0684	0.2644
0.0982	131.6527	0.0729	0.2677
0.1026	132.7243	0.0761	0.2699
0.1070	133.7725	0.0794	0.2720
0.1114	134.8063	0.0826	0.2741
0.1157	135.8263	0.0859	0.2762
0.1201	136.9604	0.0891	0.2785





0.1245	138.190 0	0.092 4	0.281 0
0.1289	139.442 3	0.095 6	0.283 5
0.1332	140.672 4	0.098 8	0.286 0
0.1376	141.878 6	0.102 1	0.288 5
0.1420	143.025 7	0.105 3	0.290 8
0.1464	144.128 9	0.108 6	0.293 1
0.1507	145.225 8	0.111 8	0.295 3
0.1551	146.302 5	0.115 1	0.297 5
0.1595	147.364 6	0.118 3	0.299 6
0.1639	148.419 6	0.121 6	0.301 8
0.1682	149.491 2	0.124 8	0.304 0
0.1726	150.548 4	0.128 1	0.306 1
0.1770	151.601 0	0.131 3	0.308 3
0.1814	152.665 8	0.134 6	0.310 4
0.1831	153.091 4	0.135 9	0.311 3
0.1831	151.050 4	0.135 9	0.307 1
0.1836	151.406 7	0.136 2	0.307 9
0.1894	152.938 7	0.140 5	0.311 0
0.1894	151.042 2	0.140 5	0.307 1
0.1899	151.468 9	0.140 9	0.308 0
0.1906	151.798 9	0.141 4	0.308 7
0.1964	153.278 4	0.145 7	0.311 7
0.2008	154.337 3	0.149 0	0.313 8
0.2052	155.390 8	0.152 2	0.316 0
0.2096	156.428 5	0.155 5	0.318 1
0.2139	157.451 9	0.158 7	0.320 1
0.2183	158.471 8	0.162 0	0.322 2
0.2183	156.481 6	0.162 0	0.318 2

0.2190	157.183 7	0.162 5	0.319 6
0.2201	157.656 5	0.163 3	0.320 6
0.2245	158.664 5	0.166 6	0.322 6
0.2289	159.640 5	0.169 8	0.324 6
0.2333	160.600 8	0.173 1	0.326 6
0.2376	161.549 9	0.176 3	0.328 5
0.2419	160.854 6	0.179 5	0.327 1
0.2419	158.280 4	0.179 5	0.321 8
0.2445	159.435 3	0.181 4	0.324 2
0.2445	157.712 7	0.181 4	0.320 7
0.2450	158.225 5	0.181 8	0.321 7
0.2471	158.869 5	0.183 4	0.323 0
0.2477	158.940 9	0.183 8	0.323 2
0.2483	159.104 1	0.184 2	0.323 5
0.2483	157.578 5	0.184 2	0.320 4
0.2488	157.890 9	0.184 6	0.321 0
0.2360	118.699 4	0.175 1	0.241 4





Figura 68. Curva de capacidad de la estructura en la dirección y-y

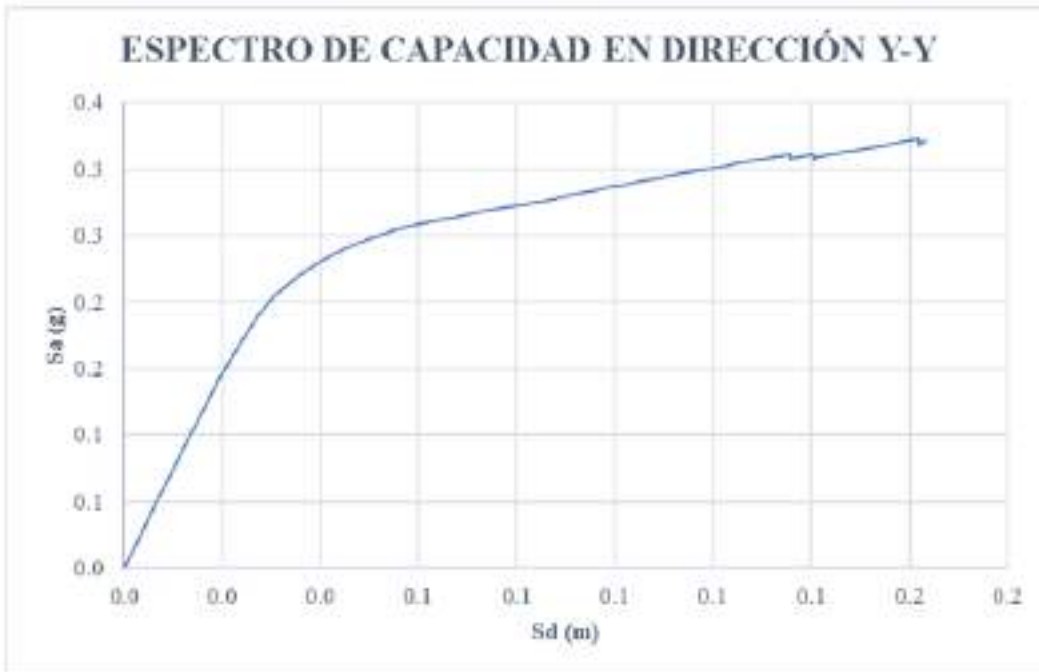


Figura 69. Espectro de capacidad de la estructura en la dirección y-y

Demanda sísmica

La edificación se clasifica como una edificación común, por el cual según los objetivos de desempeño de acuerdo al SEAOC-Visión 2000 mostrados en la tabla N°46 se establece que, si ocurriese un sismo con un periodo de retorno de 475 años, la edificación debe permanecer en un desempeño de seguridad de vida.



Peligro sísmico

Los eventos sísmicos se relacionarán con su periodo de retorno y probabilidad de ser excedida, la siguiente expresión relaciona ambos parámetros.

$$T_r = \frac{1}{1 - (1 - p)^{1/n}}$$

Donde:

T_r = Periodo de retorno.

p = Probabilidad de excedencia.

n = Vida útil de diseño.

Cuando se conozca los valores de aceleración del suelo producto del sismo, es posible relacionarlos con los periodos de retorno con la siguiente expresión.

$$\frac{a_2}{a_1} = \left(\frac{T_2}{T_1}\right)^k$$

Donde:

a_2 = Aceleración a determinar.

a_1 = Aceleración conocida.

T_2 = Periodo de retorno asociado a la aceleración a determinar.

T_1 = Periodo de retorno asociado a la aceleración conocida.

k = Factor 0.4.

Se conoce del factor de zona corresponde a una aceleración del suelo para la edificación estudiada es de 0.25g, se realizará el escalamiento de esta aceleración para que llegue a ser igual al de un sismo de ocasional y un sismo máximo.

- Sismo de diseño, es aquel movimiento del suelo que tiene un 10% de probabilidad de ser excedido en 50 años con un periodo de retorno de 475 años, que es categorizado como un sismo raro.

$$T_r = \frac{1}{1 - (1 - 0.10)^{1/50}}$$

$$T_r = 475.06 \text{ años}$$

$$a = 0.25g$$



- Sismo ocasional, es aquel movimiento del suelo que tiene un 50% de probabilidad de ser excedido en 50 años con un periodo de retorno de 75 años, que es categorizado como un sismo ocasional.

$$T_r = \frac{1}{1 - (1 - 0.50)^{1/50}}$$

$$T_r = 72.63 \text{ años}$$

$$\frac{a_2}{0.25g} = \left(\frac{72.63}{475.06}\right)^{0.4}$$

$$a_2 = 0.118g$$

- Sismo de máximo, es aquel movimiento del suelo que tiene un 5% de probabilidad de ser excedido en 50 años con un periodo de retorno de 975 años, que es categorizado como un sismo ocasional.

$$T_r = \frac{1}{1 - (1 - 0.05)^{1/50}}$$

$$T_r = 975.28 \text{ años}$$

$$\frac{a_2}{0.25g} = \left(\frac{975.28}{475.06}\right)^{0.4}$$

$$a_2 = 0.333g$$

Con las aceleraciones obtenidas para cada sismo, se hará modificación para el espectro definido por la norma E.030 con un factor de reducción igual a 1. Para la presente edificación de estudio se usará una demanda sísmica del tipo ocasional, raro o de diseño y un sismo máximo.

Tabla 46. Sismos de demanda.

Periodo	Sa Diseño	Sa Servicio	Sa Máximo
0.000	0.750	0.354	0.999
0.020	0.750	0.354	0.999
0.040	0.750	0.354	0.999
0.060	0.750	0.354	0.999
0.080	0.750	0.354	0.999
0.100	0.750	0.354	0.999



0.120	0.750	0.354	0.999
0.140	0.750	0.354	0.999
0.160	0.750	0.354	0.999
0.180	0.750	0.354	0.999
0.200	0.750	0.354	0.999
0.250	0.750	0.354	0.999
0.300	0.750	0.354	0.999
0.350	0.750	0.354	0.999
0.400	0.750	0.354	0.999
0.450	0.750	0.354	0.999
0.500	0.750	0.354	0.999
0.550	0.750	0.354	0.999
0.600	0.750	0.354	0.999
0.650	0.692	0.327	0.922
0.700	0.643	0.303	0.856
0.750	0.600	0.283	0.799
0.788	0.571	0.270	0.761
0.850	0.529	0.250	0.705
0.900	0.500	0.236	0.666
0.950	0.474	0.224	0.631
1.000	0.450	0.212	0.599
1.100	0.409	0.193	0.545
1.200	0.375	0.177	0.500
1.300	0.346	0.163	0.461
1.400	0.321	0.152	0.428
1.500	0.300	0.142	0.400
1.600	0.281	0.133	0.375
1.700	0.265	0.125	0.353
1.800	0.250	0.118	0.333
1.900	0.237	0.112	0.315
2.000	0.225	0.106	0.300
2.250	0.178	0.084	0.237
2.500	0.144	0.068	0.192
2.750	0.119	0.056	0.159
3.000	0.100	0.047	0.133
4.000	0.056	0.027	0.075
5.000	0.036	0.017	0.048
6.000	0.025	0.012	0.033
7.000	0.018	0.009	0.024
8.000	0.014	0.007	0.019
9.000	0.011	0.005	0.015
10.000	0.009	0.004	0.012

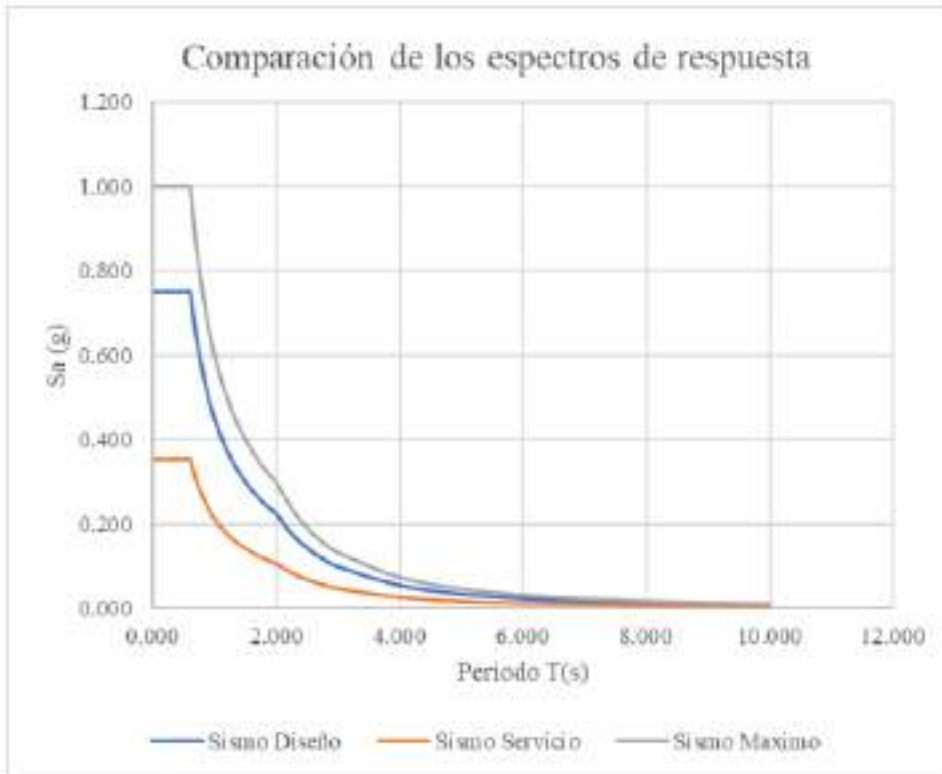


Figura 70. Espectros de demanda para un sismo ocasional, sismo de diseño y un sismo máximo

Espectro de demanda

Se tiene que realizar el cambio del espectro a un formato ADRS, por consiguiente la aceleración espectral ya no estará en función del tiempo, ahora dependerá de un desplazamiento espectral, para lo cual se utilizará la siguiente expresión.

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi} S_{ai} \cdot g$$

Tabla 47. Sismo de demanda en formato ADRS.

Sa Diseño	Sd Diseño (m)	Sa Servicio	Sd Servicio (m)	Sa Máximo	Sd Máximo (m)
0.750	0.000	0.354	0.000	0.999	0.000
0.750	0.000	0.354	0.000	0.999	0.000
0.750	0.000	0.354	0.000	0.999	0.000
0.750	0.001	0.354	0.000	0.999	0.001
0.750	0.001	0.354	0.001	0.999	0.002
0.750	0.002	0.354	0.001	0.999	0.002
0.750	0.003	0.354	0.001	0.999	0.004
0.750	0.004	0.354	0.002	0.999	0.005
0.750	0.005	0.354	0.002	0.999	0.006



0.750	0.006	0.354	0.003	0.999	0.008
0.750	0.007	0.354	0.004	0.999	0.010
0.750	0.012	0.354	0.005	0.999	0.016
0.750	0.017	0.354	0.008	0.999	0.022
0.750	0.023	0.354	0.011	0.999	0.030
0.750	0.030	0.354	0.014	0.999	0.040
0.750	0.038	0.354	0.018	0.999	0.050
0.750	0.047	0.354	0.022	0.999	0.062
0.750	0.056	0.354	0.027	0.999	0.075
0.750	0.067	0.354	0.032	0.999	0.089
0.692	0.073	0.327	0.034	0.922	0.097
0.643	0.078	0.303	0.037	0.856	0.104
0.600	0.084	0.283	0.040	0.799	0.112
0.571	0.088	0.270	0.042	0.761	0.117
0.529	0.095	0.250	0.045	0.705	0.127
0.500	0.101	0.236	0.048	0.666	0.134
0.474	0.106	0.224	0.050	0.631	0.141
0.450	0.112	0.212	0.053	0.599	0.149
0.409	0.123	0.193	0.058	0.545	0.164
0.375	0.134	0.177	0.063	0.500	0.179
0.346	0.145	0.163	0.069	0.461	0.194
0.321	0.157	0.152	0.074	0.428	0.209
0.300	0.168	0.142	0.079	0.400	0.223
0.281	0.179	0.133	0.084	0.375	0.238
0.265	0.190	0.125	0.090	0.353	0.253
0.250	0.201	0.118	0.095	0.333	0.268
0.237	0.212	0.112	0.100	0.315	0.283
0.225	0.224	0.106	0.106	0.300	0.298
0.178	0.224	0.084	0.106	0.237	0.298
0.144	0.224	0.068	0.106	0.192	0.298
0.119	0.224	0.056	0.106	0.159	0.298
0.100	0.224	0.047	0.106	0.133	0.298
0.056	0.224	0.027	0.106	0.075	0.298
0.036	0.224	0.017	0.106	0.048	0.298
0.025	0.224	0.012	0.106	0.033	0.298
0.018	0.224	0.009	0.106	0.024	0.298
0.014	0.224	0.007	0.106	0.019	0.298
0.011	0.224	0.005	0.106	0.015	0.298
0.009	0.224	0.004	0.106	0.012	0.298

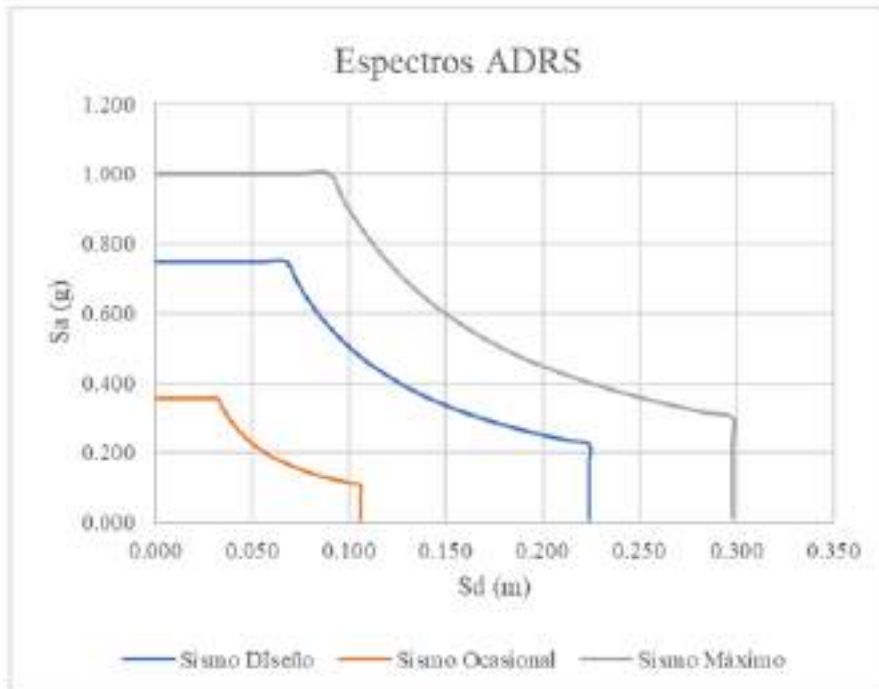


Figura 71. Espectros de demanda en formato ADRS

3.5.3 Nivel de desempeño de la edificación Determinación de punto de desempeño según SEAOC

Para determinar el punto de rendimiento del edificio, será fundamental realizar una intersección entre el espectro de capacidad y el espectro de demanda en formato MARDS utilizando el programa ETABS.

Nivel de desempeño en la dirección X-X

Nivel de desempeño para un sismo de diseño en la dirección X-X

Se deberá de primero realizar un sistema bilineal de 1GDL del espectro de capacidad, del cual se extraerá las cortantes y desplazamientos en los puntos de fluencia y colapso.

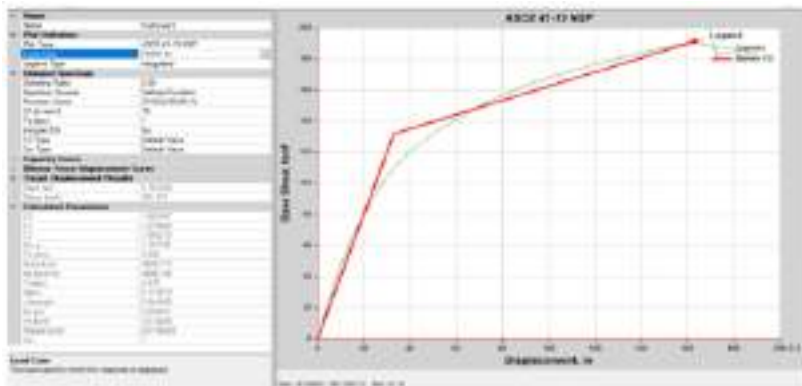


Figura 72. Representación bilineal de la curva de capacidad para la dirección x-x



Tabla 48. Puntos de fluencia y colapso de la bilineal en la dirección XX.

Dy(m)	Vy(ton)	Dc(m)	Vc(ton)
0.0329	131.925	0,1633	191.42

Se obtienen los desplazamientos y cortantes, cuándo se cruzan las gráficas del espectro de demanda y el espectro de capacidad.

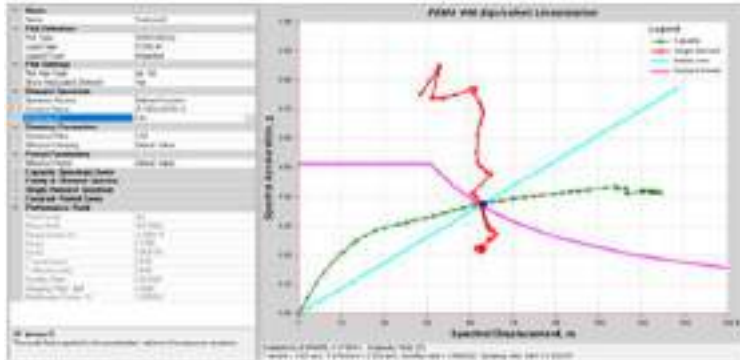


Figura 73. Punto de desempeño para dirección x-x para un sismo de diseño

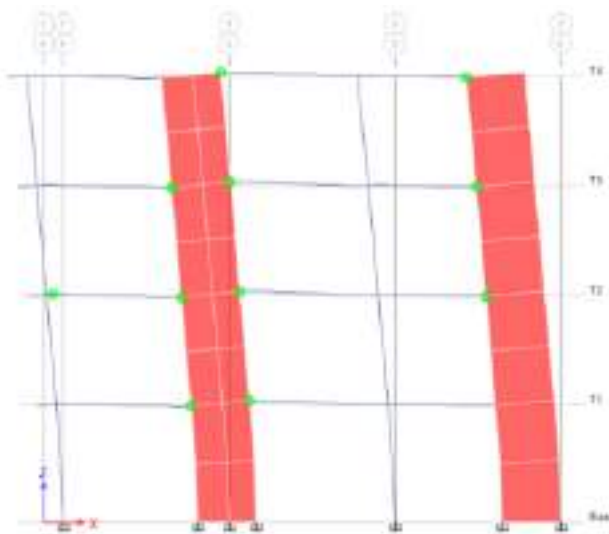


Figura 74. Formación de las rotulas plásticas para el punto de desempeño de un sismo de diseño en la dirección x-x

De la intersección se extrae que el desplazamiento para un sismo de diseño es de 0.0964m. Con los desplazamientos y cortantes obtenidos se realiza una curva sectorizada como lo indica el SEAOC-Visión 2000 del marco de teórico y la ubicación del desempeño de la edificación.



Tabla 49. Puntos de sectorización de la curva de capacidad para dirección XX.

$\Delta p =$	0.1304 m
$0.3\Delta p =$	0.03912 m
$0.3\Delta p =$	0.03912 m
$0.2\Delta p =$	0.02608 m
$0.2\Delta p =$	0.02608 m

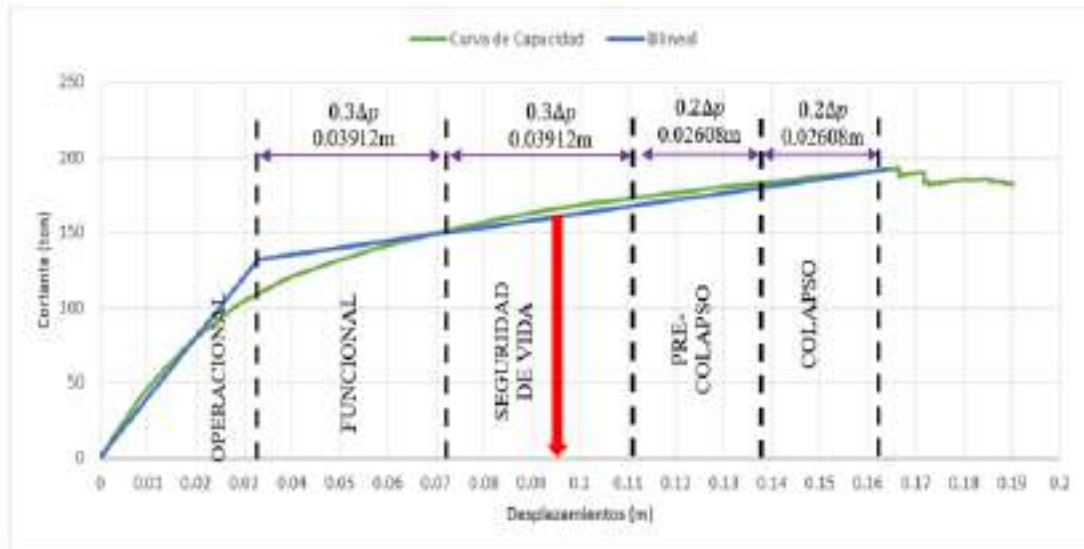


Figura 75. Nivel de desempeño de la estructura frente a un sismo de diseño en la dirección x-x

Nivel de desempeño para un sismo de ocasional en la dirección X-X

Se realiza el mismo procedimiento de cruce de graficas de la demanda del sismo ocasional y espectro de capacidad.

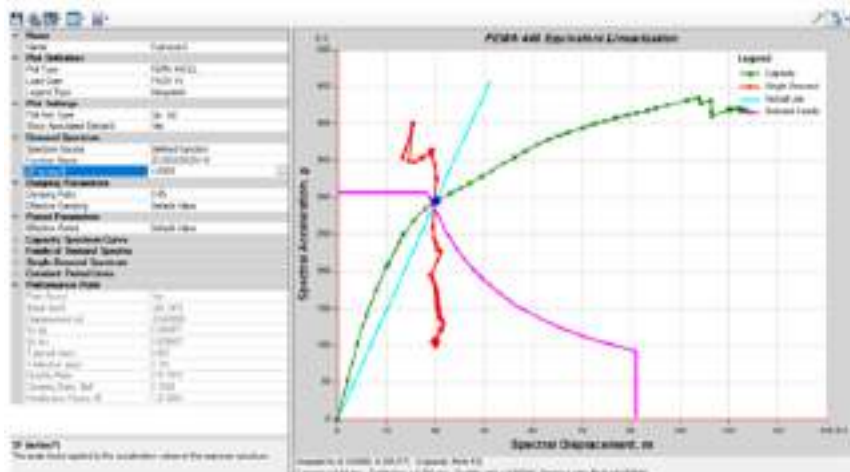


Figura 76. Punto de desempeño para la dirección x-x para un sismo ocasional

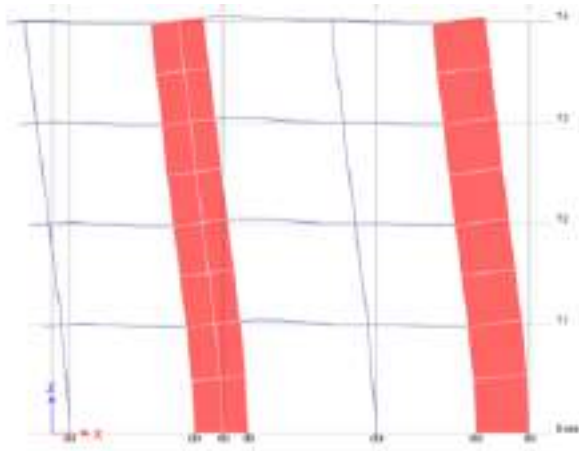


Figura 77. Comportamiento elástico de la estructura frente a un sismo ocasional en la dirección x-x

De la intersección con el espectro de capacidad se extrae que el desplazamiento para un sismo de ocasional es de 0.0438m.

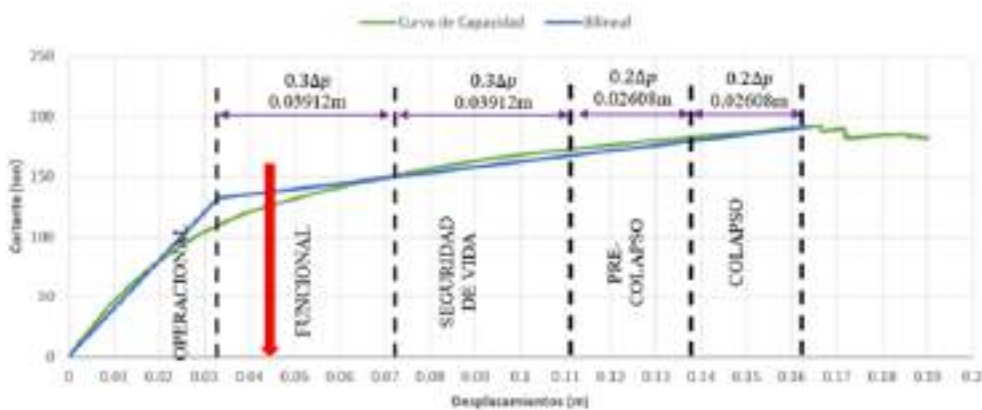


Figura 78. Nivel de desempeño de la estructura frente a un sismo ocasional en la dirección x-x

Nivel de desempeño para un sismo de máximo en la dirección X-X

Se sigue exactamente el mismo proceso para cruzar las gráficas del espectro de capacidad y el espectro de demanda resultante del sismo máximo.

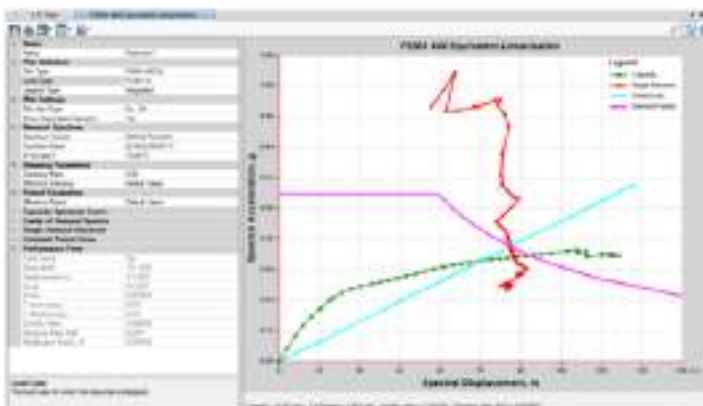


Figura 79. Punto de desempeño para la dirección x-x para un sismo máximo

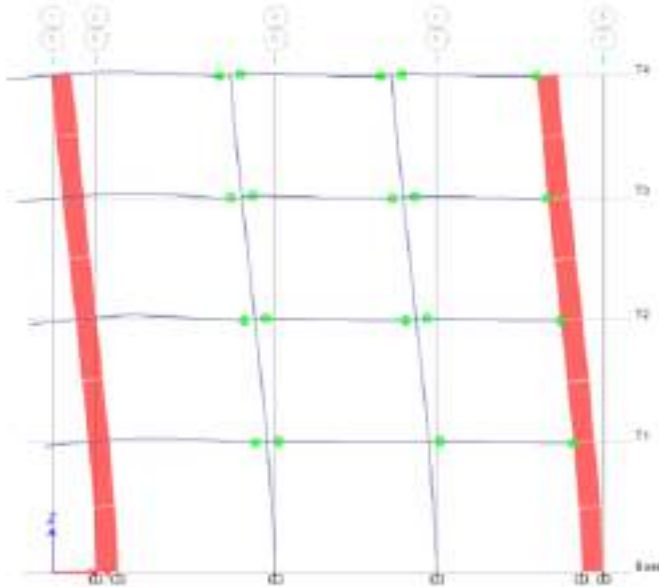


Figura 80. Formación de las rotulas plásticas para el punto de desempeño de un sismo máximo en la dirección x-x

Como resultado de la intersección de la curva de capacidad con la curva de demanda, se determinó que el desplazamiento para el peor sismo posible es de 0.132 metros.

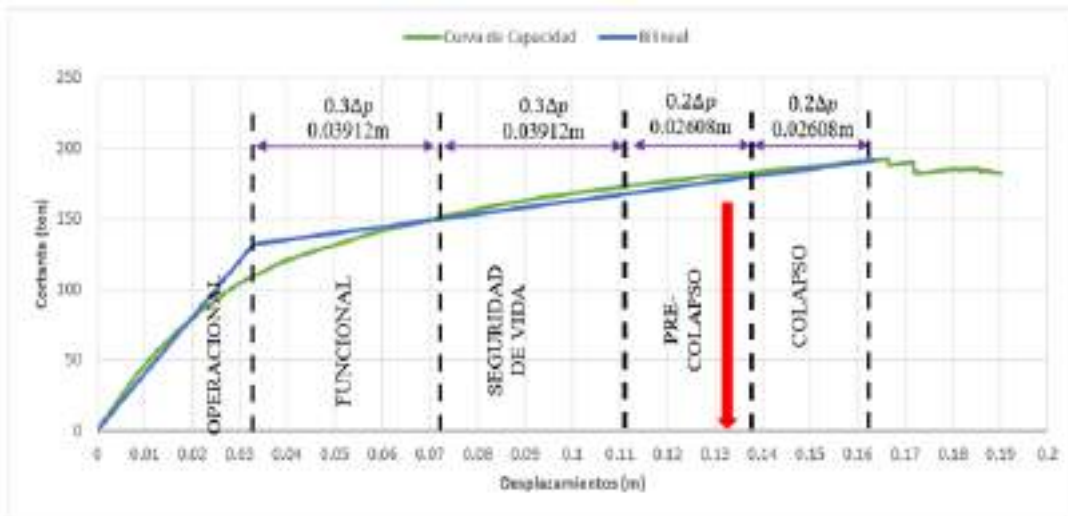


Figura 81. Nivel de desempeño de la estructura frente a un sismo máximo en la dirección x-x.

Nivel de desempeño en la dirección Y-Y

Nivel de desempeño para un sismo de diseño en la dirección Y-Y

Se deberá de primero realizar un sistema de 1GDL bilineal del espectro de capacidad, del cual se extraerá las cortantes y desplazamientos en los puntos de fluencia y colapso.

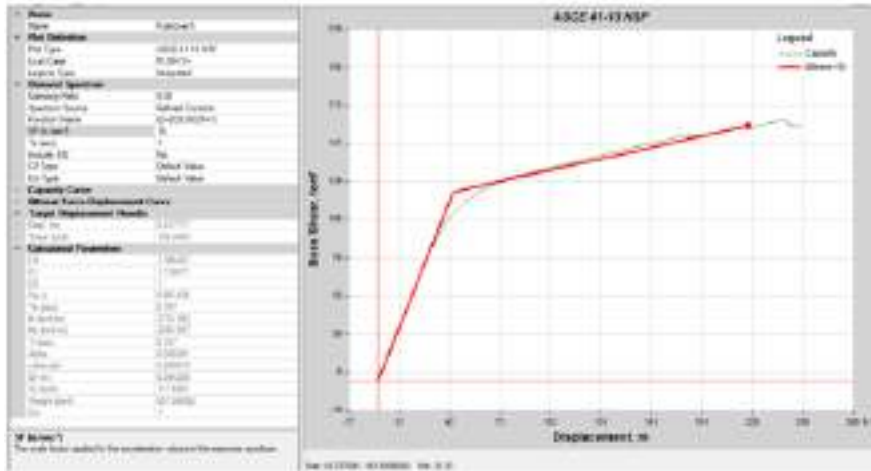


Figura 82. Representación bilineal de la curva de capacidad para la dirección y-y

Tabla 50. Puntos de fluencia y colapso de la bilineal en la dirección YY.

Dy(m)	Vy(ton)	Dc(m)	Vc(ton)
0.0442	117.656	0.217	158.34

Para adquirir los desplazamientos y cortantes se cruzan las gráficas del espectro de demanda y el espectro de capacidad.

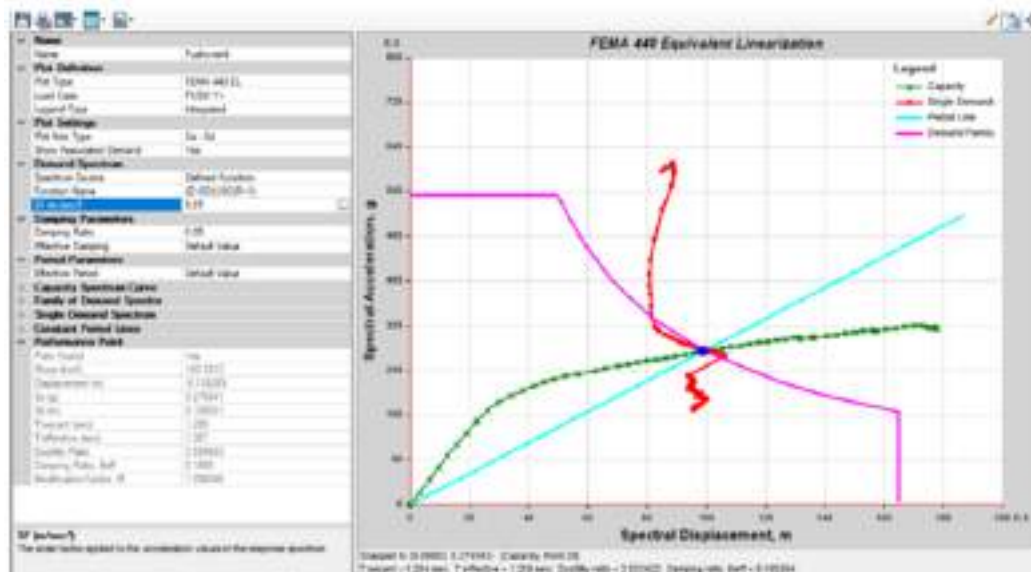


Figura 83. Punto de desempeño en la dirección y-y para un sismo de diseño

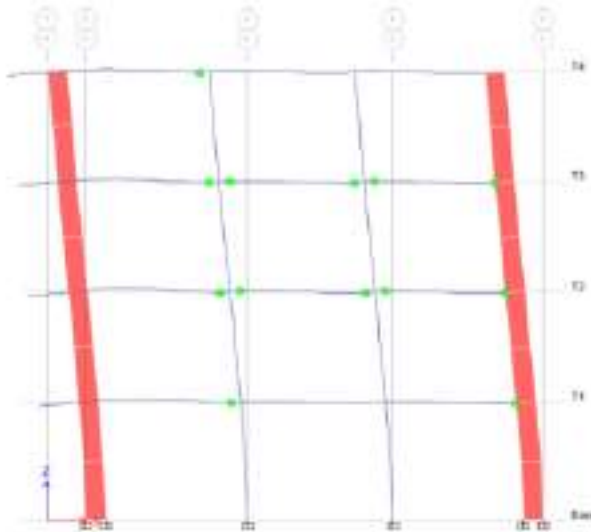


Figura 84. Formación de las rotulas plásticas para el punto de desempeño de un sismo de diseño en la dirección y-y

De la intersección se extrae que el desplazamiento para un sismo de diseño es de 0.139m. Con los desplazamientos y cortantes obtenidos se crea una curva sectorizada en base a la curva de capacidad de la edificación y se ubica del desplazamiento obtenido y es de esa manera que establece desempeño de la edificación.

Tabla 51. Puntos de sectorización de la curva de capacidad para dirección YY.

$\Delta p =$	0.1728 m
$0.3\Delta p =$	0.05184 m
$0.3\Delta p =$	0.05184 m
$0.2\Delta p =$	0.03456 m
$0.2\Delta p =$	0.03456 m

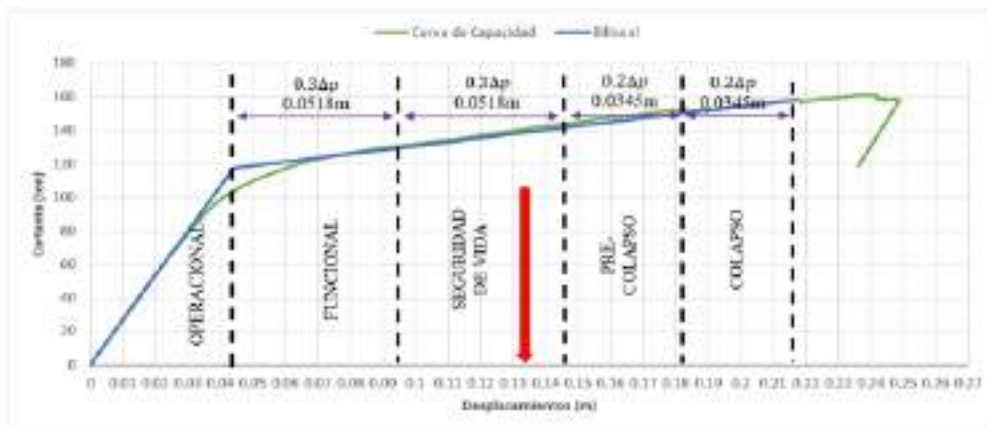


Figura 85. Nivel de desempeño de la estructura frente a un sismo de diseño en la dirección y-y



Nivel de desempeño para un sismo de ocasional en la dirección Y-Y

Utilizando el mismo método de cruzar las gráficas del espectro de capacidad y el espectro de demanda, que tiene en cuenta la posibilidad de un terremoto ocasional.

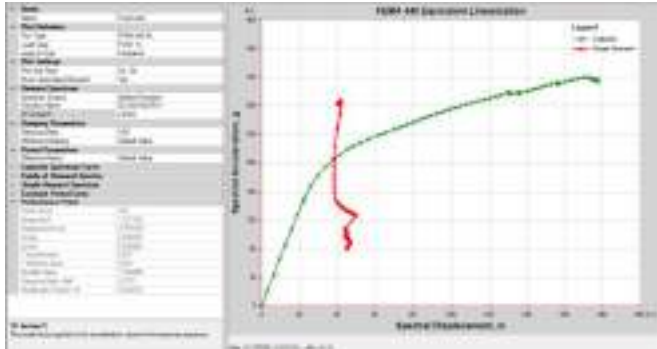


Figura 86. Punto de desempeño en la dirección y-y para un sismo ocasional

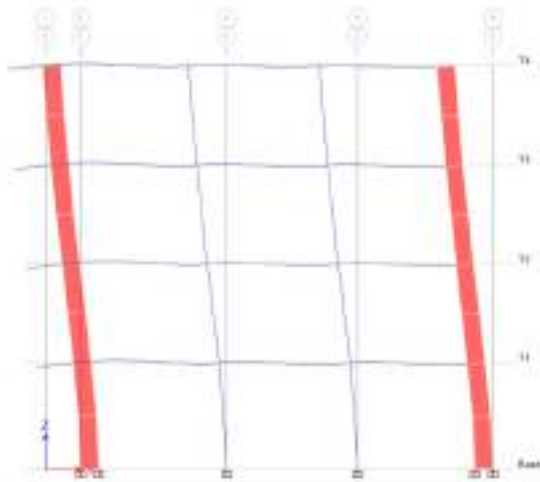


Figura 87. Comportamiento elástico de la estructura frente a un sismo ocasional en la dirección y-y

Del cruce con el espectro de capacidad se puede concluir que el desplazamiento para un sismo ocasional es de 0,053 m.

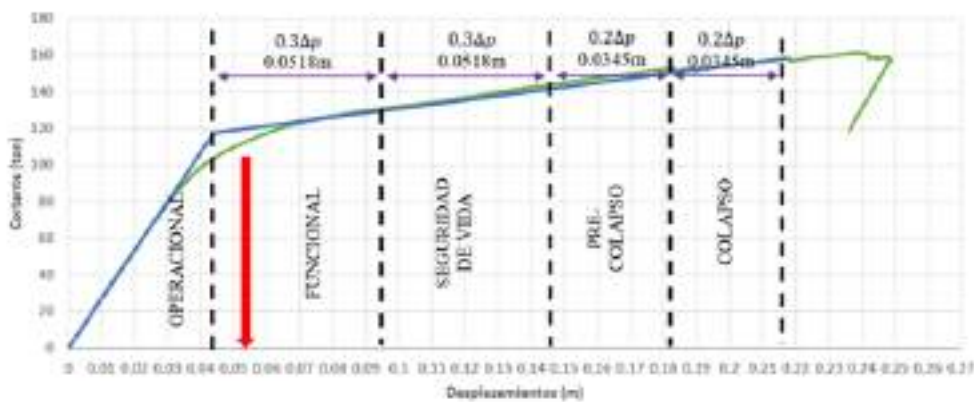


Figura 88. Nivel de desempeño de la estructura frente a un sismo ocasional en la dirección y-y



Nivel de desempeño para un sismo de máximo en la dirección Y-Y

Utilizando el mismo método de cruce de gráficos entre el espectro de capacidad y el espectro de demanda del mayor sismo se obtienen los siguientes resultados.

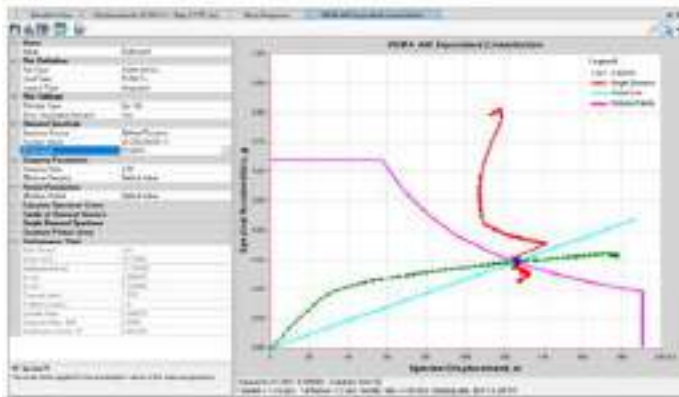


Figura 89. Punto de desempeño en la dirección y-y para un sismo máximo

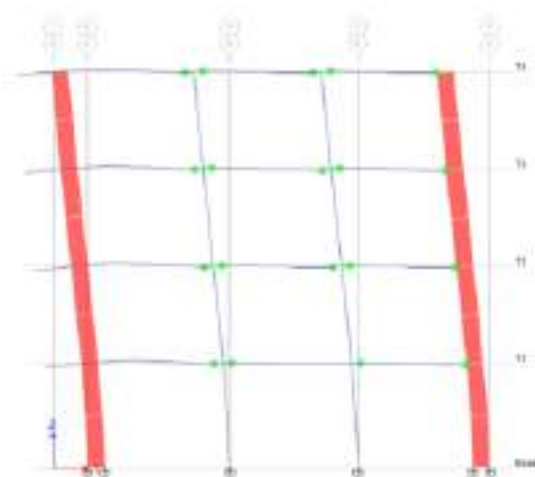


Figura 90. Formación de las rotulas plásticas para el punto de desempeño de un sismo máximo en la dirección y-y

Obtenido del cruce entre el espectro de capacidad y demanda se extrae que el desplazamiento para un sismo de máximo es de 0.176m.

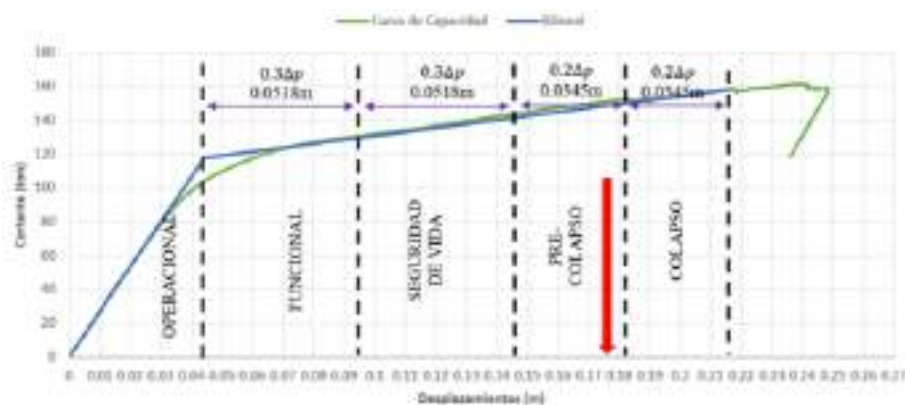


Figura 91. Nivel de desempeño de la estructura frente a un sismo máximo en la dirección y-y



3.6 Equipos utilizados

Para la realización del presente trabajo de suficiencia profesional se utilizó los siguientes equipos y softwares.

- Laptop Core i5
- Software ETABS V.19.1
- Software Mathcad Prime V.7
- Software AutoCad 2020



CAPÍTULO IV

DISEÑO METODOLOGICO

4.1 Tipo y diseño de investigación

El presente trabajo de suficiencia profesional es del tipo aplicada porque se basa en un objetivo en concreto que es el diseño basado en desempeño sísmico de una vivienda multifamiliar donde se hará la aplicación de las recomendaciones y técnicas de las guías norteamericanas como el FEMA 440, TBI y la guía de los Ángeles.

El diseño del presente trabajo es no experimental, porque para evaluar el desempeño de la vivienda multifamiliar, se empleará un análisis no lineal estático y determinar el desempeño bajo los estados límites establecidos por el SEAOC-Vision 2000.

4.2 Método de investigación

Según Victor R. Villalta Mejia (2019): El método científico es un proceso (serie de etapas) destinado a explicar fenómenos, establecer relaciones entre los hechos y anunciar leyes que expliquen los fenómenos físicos del mundo y permitan obtener, con estos conocimientos, aplicaciones útiles al hombre. Lo que hace este método es minimizar la influencia de la subjetividad del científico en su trabajo (p. 7).

El método científico es una técnica que consiste en una secuencia de pasos, mediante el cual se pretende alcanzar explicaciones a los diferentes hechos que expliquen el funcionamiento del mundo.

4.3 Población y muestra

Población

La población será las viviendas multifamiliares en la ciudad de Quillabamba.

Muestra

Proyecto de vivienda multifamiliar de 4 niveles en la ciudad de Quillabamba.

4.4 Lugar de estudio

El proyecto de vivienda multifamiliar de cuatro niveles se situará en la ciudad de



Quillabamba, La Convención, Cusco.

4.5 Técnicas e instrumentos para la recolección de la información

a) Técnicas

Se realiza la revisión de la bibliografía, normativa nacional y extranjera.



CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

-La metodología de diseño basado en desempeño en la vivienda multifamiliar de cuatro niveles en la ciudad de Quillabamba permitió determinar el nivel de desempeño que alcanzó y se pudo conocer de mejor manera la respuesta de la edificación antes los sismos inducidos.

-Con los resultados del análisis no lineal estático podemos comprender el comportamiento de la estructura de forma más exacta a través de la curva de capacidad del mismo. Donde se podrá conocer la ductilidad de la edificación y formación de la rotulas en los elementos estructurales.

-Para el diseño apropiado de los elementos estructurales se deberá de cumplir los requisitos de resistencia y tener presente el confinamiento, ya que, según los modelos constitutivos de los materiales, un concreto confinado tendrá mayor ductilidad frente a un no confinado.

-El nivel de desempeño de la estructura alcanzado cumple con los objetivos planteado por el comité Visión 2000, que a su vez se asemeja a los principios del diseño sismorresistente planteados en la norma E.030, donde se acepta daños importantes a la estructura, pero sin colapsar. Esta metodología de diseño permitirá determinar el nivel de desempeño de las estructuras, que servirá como un medio probatorio de los objetivos de desempeño que se proponga inicialmente, ya que en la norma E.030 no brinda una solución o salida con respecto a ello.

5.2 Recomendaciones

-Se recomienda realizar el diseño basado en el desempeño de las edificaciones para tener estructuras resilientes.

-Se recomienda realizar un análisis no lineal estático a los proyectos de edificación para tener mayor alcance del comportamiento de la estructura.

-Se recomienda siempre confinar los elementos estructurales para asegurar una



buena ductilidad a nivel local y global de la estructura.

-Se recomienda alcanzar los objetivos de desempeño propuesto por el comité Visión 2000 que asegurará daños importantes a la estructura, pero este no colapsará, y de tal manera se cumplirá con los principios de la filosofía sismorresistentes planteados en la norma E.030.



CAPÍTULO VI

GLOSARIO DE TERMINOS, REFERENCIA

6.1 Glosario de términos

- Análisis lineal estático. Consiste en la aplicación de una carga lateral que aumenta hasta que se alcance un desplazamiento que agote la capacidad de la estructura por el aumento gradual de la fuerza.
- Curva de capacidad. Curva que relaciona la deformación de la estructura frente a una fuerza incremental.
- Ductilidad. Capacidad de deformación de un elemento antes de su falla.
- Espectro de capacidad. Se construirá a partir de la curva de capacidad convirtiendo la fuerza cortante en aceleraciones espectrales (S_a) y los desplazamientos en desplazamientos espectrales (S_d).
- Modelo constitutivo. Comportamiento de material expresado en curvas esfuerzo-deformación.
- Nivel de desempeño. Nivel de daño que puede aceptar la estructura.
- Peligro sísmico. Sismo con un periodo de retorno definido con una probabilidad de ser excedido según su magnitud.
- Resiliencia. Es la capacidad de un material de recuperar su estado inicial luego de presentar deformaciones.
- Rigidez. Es la oposición de un elemento a sufrir deformaciones.
- Rotula plástica. Zona donde se presentan grandes deformaciones por el aumento de la carga a la cual está sometida.

6.2 Libros

- ACI. (2019). Building code requirements for reinforced concrete (AC1 318-19). In J Amer Concrete Inst (Vol. 68, Issue 8).
- ASCE/SEI 41-13, 2014. Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, American Society of Civil Engineers. S.l.: s.n.
- ATC, 2017. Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings Part IIb – Reinforced Concrete Moment Frames. National Institute of Standards and Technology,
- ATC, A., 1996. 40, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. 1996. S.l.: s.n. Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design. ACI Journal Proceedings, 1955. vol. 52, no. 12. ISSN 0002-8061. DOI 10.14359/11609.
- Design Of Reinforced Concrete Members Under Flexure Or Combined Flexure And Direct Compression. ACI Journal Proceedings, 1937. vol. 33, no. 3. ISSN 0002-8061. DOI 10.14359/8429.
- FEMA, 2005. Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. FEMA 440, Federal Emergency Management Agency, Washington DC, vol. 440, no. June.
- HERNÁNDEZ SAMPIERI, R., FERÁNADEZ, C. and BAPTISTA, M.D.P., 2014. Metodología de la investigación. S.l.: s.n.
- HOGNESTAD, E., 1951. A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members. Bulletin Series No. 399, ISSN 0002-8061.
- KOLSTON, D., 1975. "Reinforced Concrete Structures" by R. Park and T. Paulay, 769 pp., illus. Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, vol. 8,



- no. 4. ISSN 1174-9857. DOI 10.5459/bnzsee.8.4.291.
- LATBSDC 2017, 2017. An Alternative Procedure for Seismic Analysis and Design of Tall Buildings Located in the Los Angeles Region. Latbsdc,
- MANDER, J.B., PRIESTLEY, M.J.N. and PARK, R., 1988. Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. Journal of Structural Engineering, vol. 114, no. 8. ISSN 0733-9445. DOI 10.1061/(asce)0733-9445(1988)114:8(1804).
- MINISTERIO DE VIVIENDA, construcción y saneamiento, 2018. Norma Técnica E.030 Diseño Sismoresistente. El Peruano, vol. 53, no. 9. ISSN 1098-6596.
- MINISTERIO DE VIVIENDA, C. y Saneamiento., 2019. Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto Armado. DS 010-2009-Vivienda,
- NIST, 2017. Guidelines for Nonlinear Structural Analysis and Design of Buildings. 2017. S.l.: s.n.
- NORMA E0.20, C., 2020. E.020 cargas. Reglamento nacional de edificaciones,
- PAZ, ARANGO. & DUQUE, 2009. Propuesta metodológica para la evaluación del desempeño estructural de una estantería metálica. Revista EIA, vol. 12.
- PAULAY, T. and PRIESTLY, M.J.N., 1992. Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. S.l.: s.n.
- SEAOC, 1995. Vision 2000 - A Framework for Performance Based Earthquake Engineering. Structural Engineers Association of California, vol. I-III, no. April.
- VILLALTA MEJIA, V.R., 2019. SEMINARIO DE TESIS. S.l.: s.n.



CAPÍTULO VII

ÍNDICES

7.1 Índice de figuras

Figura 1. Niveles de desempeño.....	18
Figura 2. Secuencia del análisis no lineal estático.	21
Figura 3. Curva de capacidad	21
Figura 4. Modelo de Whitney para el concreto no confinado.	22
Figura 5. Modelo de Hognestad para el concreto no confinado.	23
Figura 6. Curva esfuerzo deformación para el concreto confinado.	24
Figura 7. Modelo de Mander para el concreto confinado.	25
Figura 8. Curva esfuerzo deformación para el modelo elastoplástico.	25
Figura 9. Curva esfuerzo deformación para el modelo trilineal.	26
Figura 10. Curva esfuerzo deformación para el modelo de curva completa.	27
Figura 11. Diagramas momento-curvatura aproximados.	27
Figura 12. Diagramas momento-curvatura.	28
Figura 13. Diagramas momento-rotación simplificado.	29
Figura 14. Conversión de curva de capacidad a espectro de capacidad.	30
Figura 15. Representación Bilineal del espectro de capacidad	31
Figura 16. Derivación del amortiguamiento β_0 para la reducción espectral	32
Figura 17. Espectro de demanda reducido	34
Figura 18. Espectro de aceleración-desplazamiento (ADRS) que muestra el periodo efectivo y los parámetros de amortiguamiento del sistema lineal equivalente.....	34
Figura 19. Espectro de respuesta modificado de aceleración- desplazamiento (MARDS) para uso con T_{sec}	35
Figura 20. Vista en planta	37
Figura 21. Estructuración de la edificación.....	38
Figura 22. Vista 3D del modelo matemático.....	39
Figura 23. Espectro de pseudoaceleraciones para la dirección x-x	41
Figura 24. Espectro de pseudoaceleraciones para la dirección y-y	41
Figura 25. Diagrama de momento flectores de la losa aligerada	45



Figura 26. Detalle de vigueta de la losa aligerada.....	45
Figura 27. Plano de detalle de la losa aligerada	47
Figura 28. Diagrama de fuerzas cortantes en la losa aligerada.	48
Figura 29. Viga 202 del 2do piso.....	49
Figura 30. Diagrama de momentos flectores de la viga 202.	50
Figura 31. Detalle de armado de la viga 202.....	51
Figura 32. Vista en corte de la viga 202.....	51
Figura 33. Diagrama de cortantes por cargas de gravedad en la viga 202	52
Figura 34. Disposiciones de refuerzo en vigas.....	53
Figura 35. Diagrama de fuerzas cortantes en la viga 202.....	53
Figura 36. Columna central C-1	55
Figura 37. Disposición del acero de refuerzo inicial en la columna C-1 ..	56
Figura 38. Diagrama de interacción de la columna C-1	57
Figura 39. Placa PL-1.....	59
Figura 40. Disposición de acero de refuerzo inicial en la placa PL-1	59
Figura 41. Diagrama de interacción de la placa PL-1.....	60
Figura 42. Diagrama momento curvatura de la placa PL-1	63
Figura 43. Disposición de aceros de la viga 202	64
Figura 44. Relación esfuerzo deformación en la viga 202.....	64
Figura 45. Esfuerzos de deformación por cedencia en la viga 202	66
Figura 46. Esfuerzos de la viga 202 cuando el concreto tiene un comportamiento no lineal	67
Figura 47. Esfuerzos de deformación en la viga para una condición agotamiento.....	68
Figura 48. Diagrama momento curvatura de la viga 202.....	69
Figura 49. Diagrama momento rotación de la viga 202.....	71
Figura 50. Diagrama de interacción de la columna C-1	72
Figura 51. Diagrama axial curvatura de la columna C-1	73
Figura 52. Modelo constitutivo del concreto para la placa PL-1	73
Figura 53. Modelo constitutivo del acero de refuerzo para la placa PL-1	74
Figura 54. Asignación del acero de refuerzo en el elemento shell	74
Figura 55. Vista del modelo de fibras de la placa PL-1	75



Figura 56. Asignación de la rigidez efectiva en vigas.....	76
Figura 57. Asignación del refuerzo en vigas	77
Figura 58. Asignación del refuerzo en columnas para un modelo de fibras	77
Figura 59. Modelo constitutivo de concreto confinado para columnas	77
Figura 60. Asignación de la rotulas plásticas para elemento frame y shell	78
Figura 61. Asignación de la carga no lineal gravitatoria	78
Figura 62. Definición del patrón de fuerza.....	79
Figura 63. Distribución de rotulas plásticas.....	79
Figura 64. Visualización de las rotulas plásticas en el modelo matemático	80
Figura 65. Curva de capacidad de la estructura.....	80
Figura 66. Curva de capacidad de la estructura en la dirección x-x	82
Figura 67. Espectro de capacidad de la estructura en la dirección x-x ...	85
Figura 68. Curva de capacidad de la estructura en la dirección y-y	87
Figura 69. Espectro de capacidad de la estructura en la dirección y-y ...	87
Figura 70. Espectros de demanda para un sismo ocasional, sismo de diseño y un sismo máximo	91
Figura 71. Espectros de demanda en formato ADRS	93
Figura 72. Representación bilineal de la curva de capacidad para la dirección x-x-.....	93
Figura 73. Punto de desempeño para dirección x-x para un sismo de diseño.....	94
Figura 74. Formación de las rotulas plásticas para el punto de desempeño de un sismo de diseño en la dirección x-x.....	94
Figura 75. Nivel de desempeño de la estructura frente a un sismo de diseño en la dirección x-x.....	95
Figura 76. Punto de desempeño para la dirección x-x para un sismo ocasional	95
Figura 77. Comportamiento elástico de la estructura frente a un sismo ocasional en la dirección x-x	96



Figura 78. Nivel de desempeño de la estructura frente a un sismo ocasional en la dirección x-x 96

Figura 79. Punto de desempeño para la dirección x-x para un sismo máximo..... 96

Figura 80. Formación de las rotulas plásticas para el punto de desempeño de un sismo máximo en la dirección x-x..... 97

Figura 81. Nivel de desempeño de la estructura frente a un sismo máximo en la dirección x-x. 97

Figura 82. Representación bilineal de la curva de capacidad para la dirección y-y 98

Figura 83. Punto de desempeño en la dirección y-y para un sismo de diseño..... 98

Figura 84. Formación de las rotulas plásticas para el punto de desempeño de un sismo de diseño en la dirección y-y..... 99

Figura 85. Nivel de desempeño de la estructura frente a un sismo de diseño en la dirección y-y..... 99

Figura 86. Punto de desempeño en la dirección y-y para un sismo ocasional 100

Figura 87. Comportamiento elástico de la estructura frente a un sismo ocasional en la dirección y-y 100

Figura 88. Nivel de desempeño de la estructura frente a un sismo ocasional en la dirección y-y 100

Figura 89. Punto de desempeño en la dirección y-y para un sismo máximo 101

Figura 90. Formación de las rotulas plásticas para el punto de desempeño de un sismo máximo en la dirección y-y..... 101

Figura 91. Nivel de desempeño de la estructura frente a un sismo máximo en la dirección y-y 101

7.2 Índice de tablas

Tabla 1. Niveles de desempeño según el comité Visión 2000 15

Tabla 2. Niveles de desempeño según el ATC-40 15

Tabla 3. Niveles de desempeño según el ASCE/SEI 41-13..... 16



Tabla 4. Niveles de desempeño para elementos estructurales según el ASCE/SEI 41-13.....	16
Tabla 5. Niveles de desempeño para elementos no estructurales según el ASCE/SEI 41-13.....	17
Tabla 6. Niveles de desempeño estructural según el ASCE/SEI 41-13 .	18
Tabla 7. Peligro sísmico-Visión 2000	19
Tabla 8. Objetivos de desempeño según Visión 2000	19
Tabla 9. Objetivos de desempeño según ATC-40.....	20
Tabla 10. Peligro sísmico-ASCE/SEI 41-13	20
Tabla 11. Objetivos de desempeño-ASCE/SEI 41-13	20
Tabla 12. Parámetros de modelado y criterios de aceptación numéricos para procedimiento no lineal en vigas de concreto armado.	28
Tabla 13. Parámetros de modelado y criterios de aceptación numéricos para procedimiento no lineal en columnas de concreto armado.	29
Tabla 14. Valores para el factor de modificación de amortiguamiento. ...	33
Tabla 15. Valores mínimos permitidos de <i>SRA</i> y <i>SRV</i>	33
Tabla 16. Parámetros sísmicos.....	39
Tabla 17. Irregularidades en altura.....	40
Tabla 18. Irregularidades en planta.....	40
Tabla 19. Masa participativa.	42
Tabla 20. Periodo de la edificación.	42
Tabla 21. Cortante absorbida por placas en dirección XX.	42
Tabla 22. Porcentaje de cortante absorbida por placas en dirección XX.	42
Tabla 23. Cortante absorbida por placas en dirección YY.	43
Tabla 24. Porcentaje de cortante absorbida por placas en dirección YY.	43
Tabla 25. Cortantes estáticas y dinámicas.....	43
Tabla 26. Factor de escala para la cortante dinámica.....	43
Tabla 27. Derivas de entrepiso para la dirección XX.....	44
Tabla 28. Derivas de entrepiso para la dirección YY.....	44
Tabla 29. Resumen de acero superior en la losa aligerada.	46
Tabla 30. Resumen de acero inferior en la losa aligerada.	47
Tabla 31. Resumen de acero provisto en la viga 202.	51
Tabla 32. Corte por capacidad en la viga 202.....	52



Tabla 33. Cargas actuantes en la columna C-1.	56
Tabla 34. Combinaciones de diseño para la columna C-1.	56
Tabla 35. Cuantías mínimas para placas.	59
Tabla 36. Cargas actuantes en la placa PL-1.	60
Tabla 37. Combinaciones de diseño para la placa PL-1.	60
Tabla 38. Profundidad del eje neutro de la placa PL-1.	63
Tabla 39. Confinamiento en la placa PL-1.	63
Tabla 40. Resumen de curvatura y momento para la viga 202.	69
Tabla 41. Valores de rigidez efectivas según el ACI 318-19.	75
Tabla 42. Valores de cortante y desplazamiento de la curva de capacidad.	81
Tabla 43. Factores de masa participante y masa generalizada.	83
Tabla 44. Valores del espectro de capacidad en la dirección XX.	83
Tabla 45. Valores del espectro de capacidad en la dirección YY.	85
Tabla 46. Sismos de demanda.	89
Tabla 47. Sismo de demanda en formato ADRS.	91
Tabla 48. Puntos de fluencia y colapso de la bilineal en la dirección XX.	94
Tabla 49. Puntos de sectorización de la curva de capacidad para dirección XX.	95
Tabla 50. Puntos de fluencia y colapso de la bilineal en la dirección YY.	98
Tabla 51. Puntos de sectorización de la curva de capacidad para dirección YY.	99



CAPÍTULO VIII



ANEXOS

ANEXO 1: COSTO DEL TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL

RECURSOS HUMANOS				
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO (s/.)	PRECIO TOTAL (s/.)
Asesoramiento de trabajo de suficiencia profesional	1	glb	4000	4000
SUBTOTAL				4000
RECURSOS MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO (s/.)	PRECIO TOTAL (s/.)
Útiles de escritorio	1	glb	350	350
Materiales	1	glb	200	200
SUBTOTAL				550
SERVICIOS				
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO (s/.)	PRECIO TOTAL (s/.)
Acceso a internet	3	mes	75	225
Fotocopias	1	glb	100	100
Comunicación	1	glb	100	100
SUBTOTAL				425
PRESUPUESTO TOTAL				4975



ANEXO 2: DIAPOSITIVAS





TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL

DISEÑO SISMICO BASADO EN DESEMPEÑO DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 4 NIVELES EN LA CIUDAD DE QUILLABAMBA, CUSCO. 2023

Presentado para optar el Título de Ingeniero Civil

Bach. IWO YAKU SARKA QUISPE

AREQUIPA - 2023



INTRODUCCIÓN

- Según los principios de la filosofía sismorresistente descrita en la norma E.030 establece que las edificaciones no deberían de colapsar, pero a su vez admite daños importantes a la estructura, así como la continuidad de los servicios. Sin embargo no brinda procedimientos o lineamientos para verificar dichos principios. Es por ello que en el presente trabajo se plantea el uso de un análisis no lineal estático con el cuál se determinara el desempeño alcanzado y poder corroborar los principios de la filosofía sismorresistente.



DESCRIPCIÓN DE LA REALIDAD PROBLEMÁTICA

- Con los métodos tradicionales de análisis y diseño se observa una limitante a la hora de corroborar los principios de la filosofía del diseño sismorresistente, y es por ello que se busca la manera de realizar el diseño de las nuevas edificaciones evaluando su desempeño sísmico.
- Se busca realizar el diseño adecuado de los elementos estructurales de concreto armado bajo la norma E.060 y E.030 en una edificación multifamiliar en la ciudad de Quillabamba, fijando un objetivo de desempeño esperado para este tipo de edificación y poder observar el nivel de desempeño alcanzado que deberá de estar alineado a los principios de la filosofía sismorresistente, en el cual la estructura deberá de tener la capacidad suficiente para disipar la energía en un eventual movimiento sísmico.



FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

PROBLEMA GENERAL

- ¿Cuál será el diseño sísmico basado en desempeño de una vivienda multifamiliar de 4 niveles en la ciudad de Quillabamba, Cusco 2023?

PROBLEMAS ESPECIFICOS

- ¿Qué resultados se obtienen de un análisis no lineal estático del diseño sísmico basado en desempeño de una multifamiliar de 4 niveles en la ciudad de Quillabamba, Cusco 2023?
- ¿Cuál es el diseño adecuado de los elementos estructurales del diseño sísmico basado en desempeño de una vivienda multifamiliar de 4 niveles en la ciudad de Quillabamba, Cusco 2023?
- ¿Cuál es el nivel de desempeño del diseño sísmico basado en desempeño de una vivienda multifamiliar de 4 niveles en la ciudad de Quillabamba, Cusco 2023?



UAP

OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

- Establecer el diseño sísmico basado en desempeño de una vivienda multifamiliar de 4 niveles en la ciudad de Quillabamba. Cusco 2023.

OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Obtener los resultados del análisis no lineal estático del diseño sísmico basado en desempeño de una multifamiliar de 4 niveles en la ciudad de Quillabamba, Cusco 2023.
- -Establecer el diseño apropiado de los elementos estructurales del diseño sísmico basado en desempeño de una multifamiliar de 4 niveles en la ciudad de Quillabamba, Cusco 2023.
- -Determinar el nivel de desempeño del diseño sísmico basado en desempeño de una multifamiliar de 4 niveles en la ciudad de Quillabamba, Cusco 2023.

UAP

ANÁLISIS LINEAL Y DISEÑO SISMORRESISTENTE

1

- 1. Estructuración
- 2. Análisis sísmico (E.030)
- 3. Diseño

2

3



ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y NIVEL DE DESEMPEÑO

1. Modelo constitutivos de los materiales

2. Creación del caso pushover (X,Y)

3. Formación de la rotulas plásticas

ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y NIVEL DE DESEMPEÑO

4. Curva de capacidad de la estructura

5. Inserción de los espectros de demanda

6. Obtención del desempeño de la estructura

Representación Bilineal de la C.C.

Punto de desempeño X-X (D=0.0964m)





CONCLUSIONES

- El diseño sísmico basado en desempeño es un procedimiento para determinar el nivel de desempeño que alcanza una estructura a través de un análisis no lineal estático, donde se podrá conocer de mejor manera la respuesta de la estructura.
- De los resultados del análisis no lineal estático podemos comprender el comportamiento de la estructura de forma más exacta a través de la curva de capacidad del mismo. Donde se podrá conocer la ductilidad de la edificación y formación de la rotulas en los elementos estructurales.
- Para el diseño apropiado de los elementos estructurales se deberá de cumplir los requisitos de resistencia y tener presente el confinamiento, ya que, según los modelos constitutivos de los materiales, un concreto confinado tendrá mayor ductilidad frente a un no confinado.
- El nivel de desempeño de la estructura alcanzado cumple con los objetivos planteado por el comité Visión 2000, que a su vez se asemeja a los principios del diseño sismorresistente planteados en la norma E.030, donde se acepta daños importantes a la estructura, pero sin colapsar. Esta metodología de diseño permitirá determinar el nivel de desempeño de las estructuras, que servirá como un medio probatorio de los objetivos de desempeño que se proponga inicialmente, ya que en la norma E.030 no brinda una solución o salida con respecto a ello.

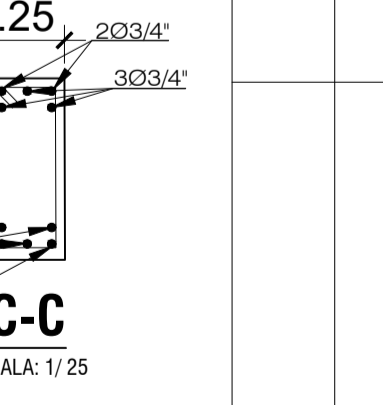
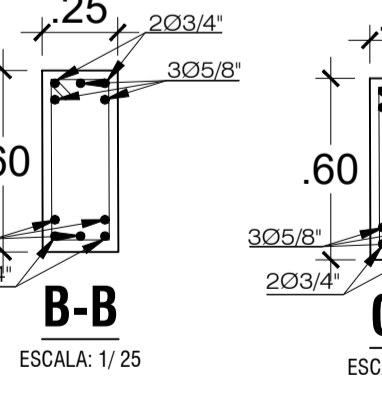
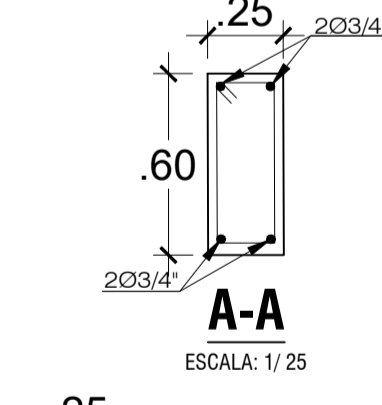
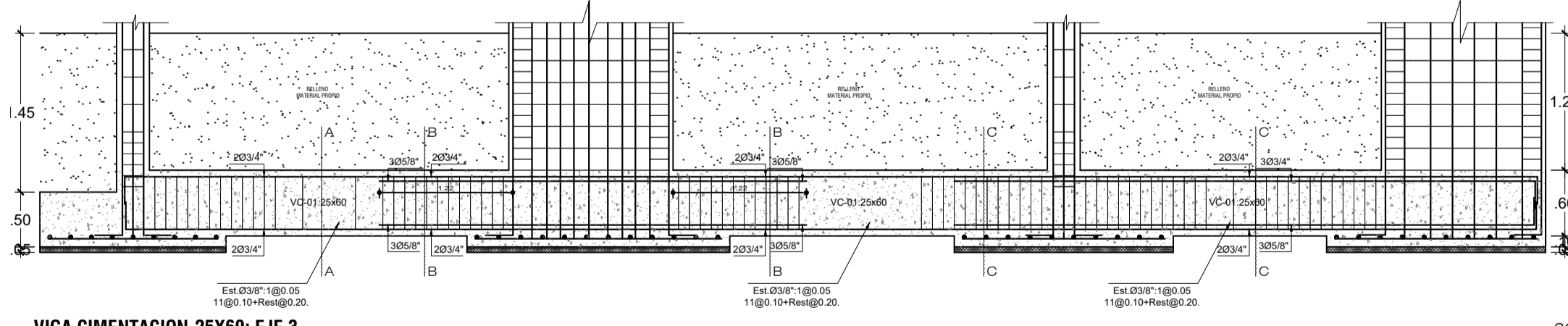
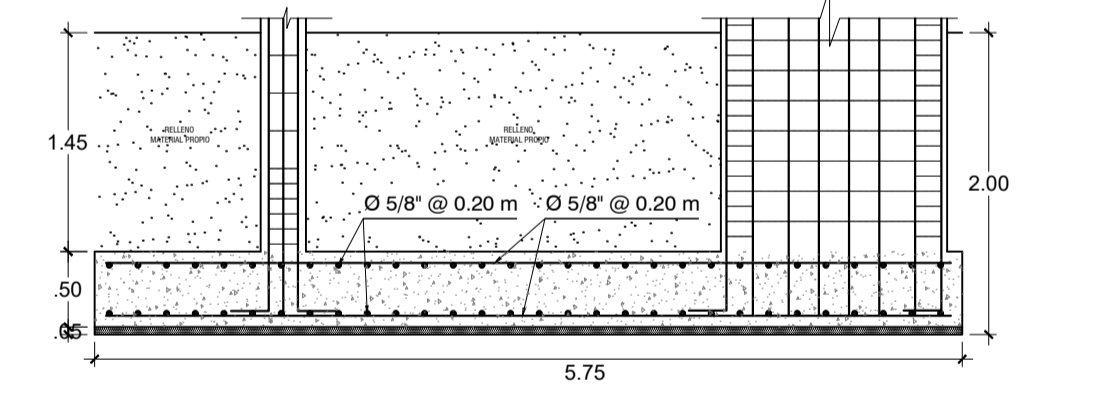
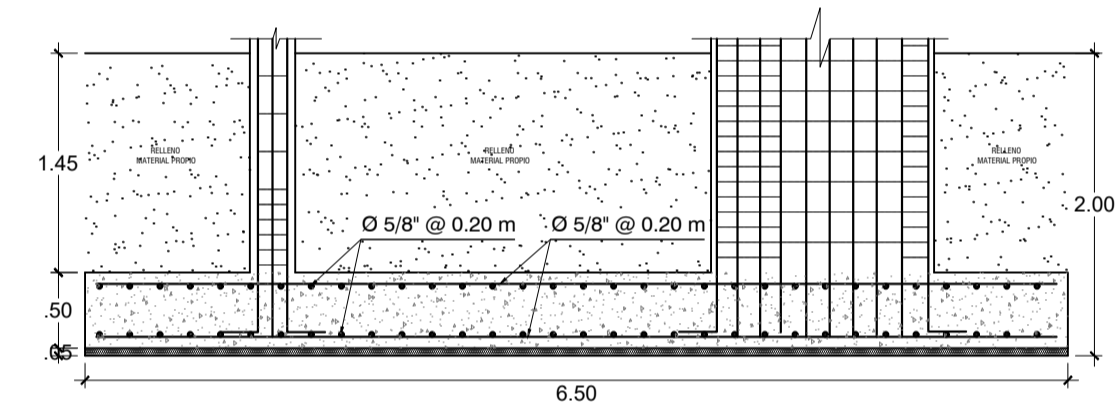
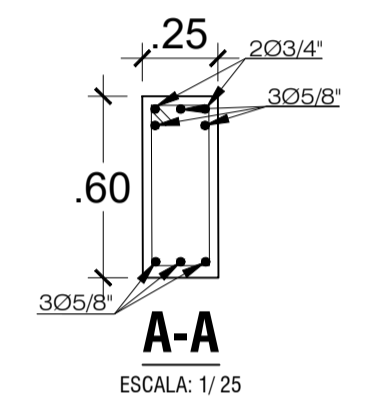
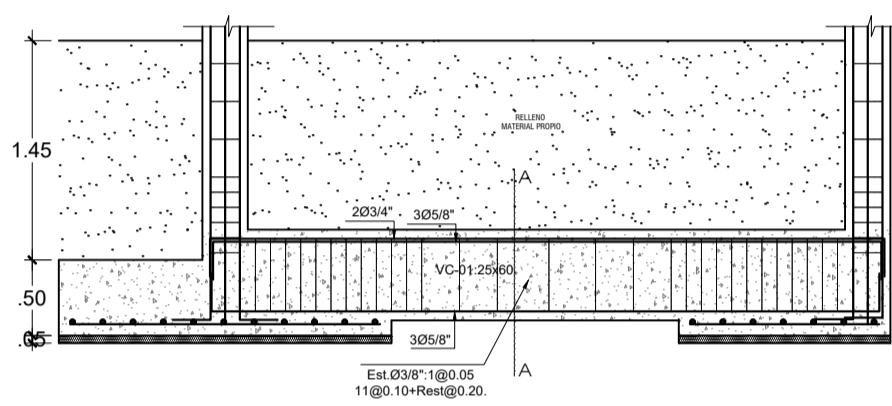
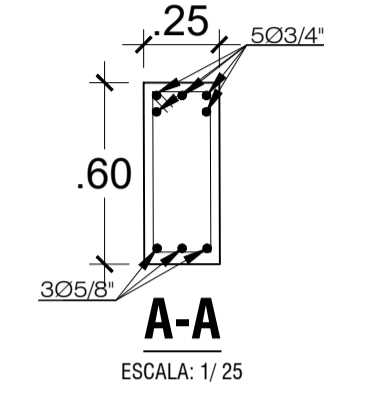
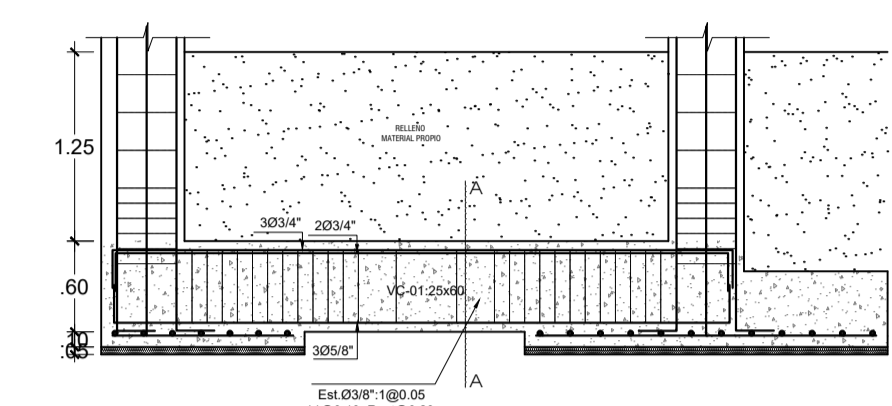
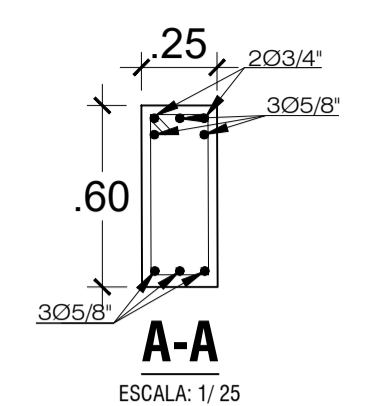
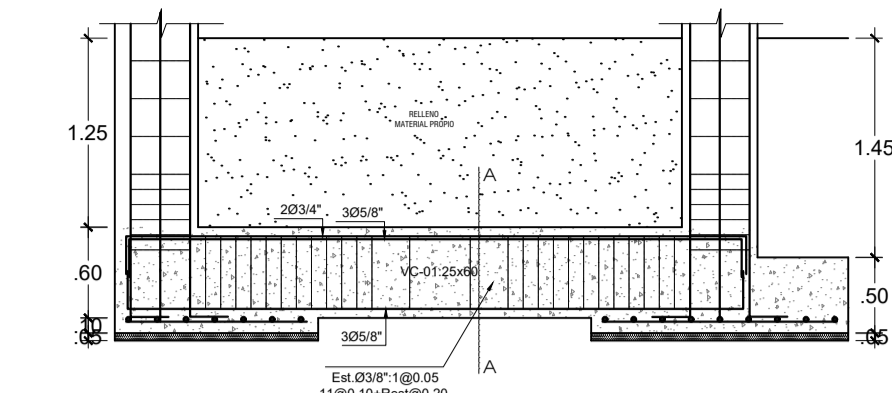
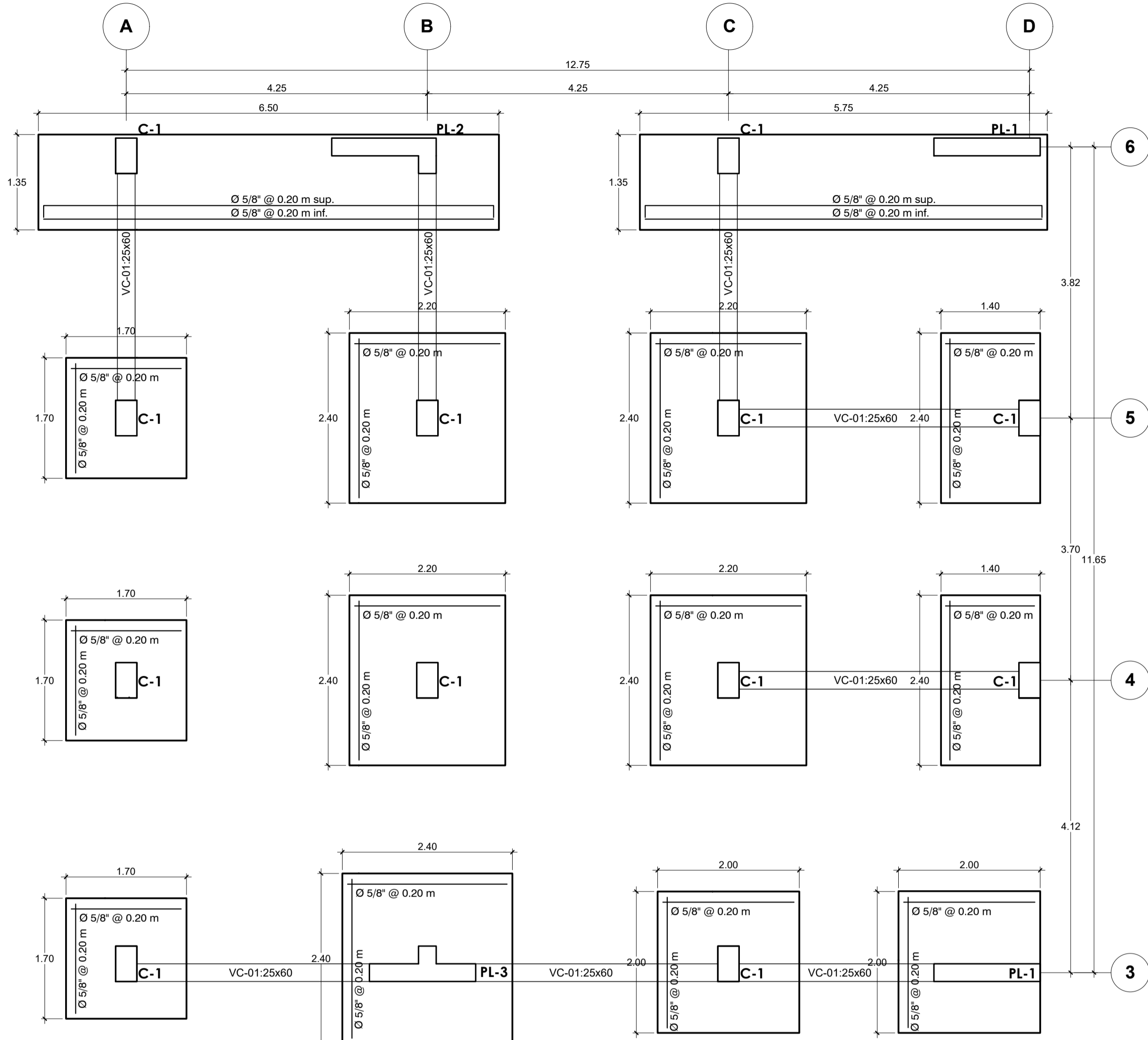


RECOMENDACIONES

- Se recomienda realizar el diseño basado en el desempeño de las edificaciones para tener estructuras resilientes.
- Se recomienda realizar un análisis no lineal estático a los proyectos de edificación para tener mayor alcance del comportamiento de la estructura.
- Se recomienda siempre confinar los elementos estructurales para asegurar una buena ductilidad a nivel local y global de la estructura.
- Se recomienda alcanzar los objetivos de desempeño propuesto por el comité Visión 2000 que asegurará daños importantes a la estructura, pero este no colapsará, y de tal manera se cumplirá con los principios de la filosofía sismorresistentes planteados en la norma E.030.



ANEXO 3: PLANOS



DETALLE DE TRASLAPES EN COLUMNAS Y PLACAS

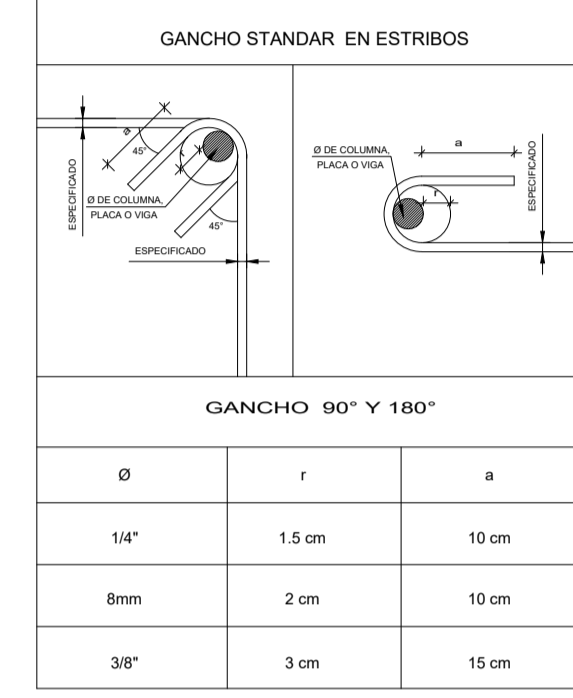
Ø	Ld (cm.)
1/4"	40
3/8"	45
1/2"	50
5/8"	60
3/4"	70
1"	100

NOTAS:
1. NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA DE UNA MISMA SECCION.
2. EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 75%.

DETALLE DE TRASLAPES EN VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS

Ø	VALORES DE m	
	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	H < 0.30	H > 0.30
1/2"	0.30	0.45
5/8"	0.45	0.55
3/4"	0.55	0.65
1"	1.15	1.60

NOTAS:
1. NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA DE UNA MISMA SECCION.
2. EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 75%.



GANCHO STANDAR EN INTERSECCIONES

Ø	c (cm)
3/8"	25
1/2"	30
5/8"	40
3/4"	60
1"	80

VIGAS PERAL TADAS

Ø	b (cm)
3/8"	15
1/2"	15
5/8"	20
3/4"	25
1"	30

CUADRO DE COLUMNAS
ESCALA: 1/25

TIPO	COLUMNAS		ESTRIBOS	
	SECCION Y ACERO	NIVEL	FORMA	ESPACIAMIENTO EN CM DESDE AMBOS EXTREMOS
C-1		1er al 4to		1Ø 5.5 @ 10, R @ 25
C-2		1er al 4to		1Ø 5.5 @ 10, R @ 20
PL-1		1er al 4to		C/E @ 0.10
PL-2		1er al 4to		C/E @ 0.10
PL-3		1er al 4to		C/E @ 0.10

ESPECIFICACIONES TECNICAS

1.- CONCRETO ARMADO: NORMA E-020

A.- MATERIALES:

- Concreto: Cemento-Hormigon 1:12
- Solado: Fc = 150 kg/cm²
- Cemento Comiso: Fc = 175 kg/cm² - 30NPG
- Falso piso de 4": Cemento-Hormigon 1:3
- Sobrecimientos Reforzados: Fc = 210 kg/cm²
- Muros de Contención: Fc = 210 kg/cm²
- Zapatas Comidas: Fc = 210 kg/cm²
- Vigas de Cimentación y Conexión: Fc = 210 kg/cm²
- Placas, Columnas, y Vigas: Fc = 210 kg/cm²
- Losas Aligeradas y Miscelaz: Fc = 210 kg/cm²
- Columnas y vigetas: Fc = 210 kg/cm²
- Aceros grado 60: fy = 4200 kg/cm²
- Cemento: Usar cemento Tipo I

B.- RECLUBRIMIENTOS MINIMOS (LUBRES):

- Sobrecimientos Reforzados: 5 cms
- Muros de Contención: 5 cms
- Zapatas Comidas: Frenos 5 cms, lateral 7.5cm
- Vigas de Cimentación y Conexión: 4 cms
- Placas y Columnas: 4 cms
- Columnas de confinamiento: 2.5 cms
- Vigas Perforadas: 4 cms
- Vigas de confinamiento: 2.5 cms
- Losas y vigas chatas: 2.5 cms

C.- TIEMPO MINIMO DE DESECCIONADO:

- Sobrecimientos Reforzados: 24 horas
- Muros de Contención: 30 horas
- Zapatas Comidas: 30 horas
- Vigas de Cimentación y Conexión: 30 horas
- Placas y Columnas: 30 horas
- Columnas de confinamiento: 30 horas
- Costado de Vigas Perforadas: 30 horas
- Fondo de Vigas Principales: 21 Dias + 1da por cada Metro Adicional
- Losas Menores a 5m: 21 Dias + 1da por cada Metro Adicional
- Losas Mayores a 5m: 21 Dias + 1da por cada Metro Adicional
- Vigas de confinamiento: 30 horas
- Losas y Vigas Chatas: 30 horas
- Losas Menores a 2.5m: 7 Dias
- Losas Mayores a 5m: 7 Dias + 1da por cada Metro Adicional

D.- CURADO: Se tendrá Especial Cuidado con el curado de los elementos estructurales recomendándose usar Curador Químico Membrán Tipo C

2.- SUELOS Y CIMENTACIONES: NORMA E-050

E. RESUMEN DE CONDICIONES DE CIMENTACION DEL ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS:

- Tipo de Cimentación: Zapata Cortada con vigas de cement.
- Inclinación mínima de Cimentación: 1.50 ms
- Estado de Apoyo de la Cimentación: Arcilla de alta plasticidad - CH
- Capacidad portante del Terreno: 2.95 kg/cm² F.S.D = 2.5
- Factor de seguridad por corte: F.S.E = 3
- Coefficiente de Batasto: 4.10 kg/cm²
- Asentamiento Máximo Permisible: 1.03 cm < 2.5cm
- Problemas Especiales de Cimentación: No Existe la Presencia de Suelos Colegales ni Licuales
- Agresividad del Suelo: Exposición no perjudicial a los Sulfatos
- Parámetros Para Otras de Sostentamiento: Peso Específico (Y₁): 1990 kg/m³
- Ángulo de Fricción Interna (Ø): 18°
- Cohesión (C): 0.34
- Coefficiente de Poisson (µ): 0.30
- Coefficiente Activo Estático (K₁): 0.53
- Coefficiente en Reposo Estático (K₂): 0.69
- Coefficiente en Pasivo Estático (K₃): 1.89

3.- SOBRECARGAS: NORMA E-020

F. SOBRECARGAS:

- Columnas y Escaleras: = 250 kg/m²
- Aulas: = 250 kg/m²
- Azules: = 100 kg/m²

4.- NORMAS Y REGLAMENTOS:

- Norma E-020 "Cargas"
- Norma E-020 "Suelos Sismo-Resistente"
- Norma E-050 "Suelos y Cimentaciones"
- Norma E-060 "Concreto Armado"
- Norma E-070 "Albanilería"
- REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES (RNE-2018)

5.- ALBANILERIA: NORMA E-070

G. ALBANILERIA:

- TIPO DE LADRILLO: Ladrillo TIPO IV - Tipo Industrial
- MORTERO: Cemento - Arena 1:5 - Espesor = 1.5cm
- PROPIEDADES MECANICAS DE LA ALBANILERIA: Fc = 145 kg/cm² Resistencia a la Compresión de las Unidades
- F_m = 65 kg/cm² Resistencia a la Compresión de las Pilas
- V_m = 8.1 kg/cm² Resistencia al Corte Puro

H.- PARAMETROS SISMICOS:

- FACTOR DE ZONA (ZONA 2): 2.0/2.0g
- FACTOR DE USO E IMPORTANCIA (I) = 1.0
- FACTOR DE SUELO (TIPO S2): S_{H2} = 2.0/3.0 g.s.
- COEFICIENTE DE AMPLIFICACION SISMICA: C = 2.5
- FACTOR DE REDUCCION EN EJE "X": R = 6
- FACTOR DE REDUCCION EN EJE "Y": R = 7

I.- CATEGORIA DE LA EDIFICACION:

TIPO C (Edificios Común: Vivienda Multifamiliar)

J.- SISTEMA ESTRUCTURAL:

Sentido X: SISTEMA Muros Estructurales

Sentido Y: SISTEMA DUAL

K.- PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACION:

División X: 0.3 Seg

División Y: 0.165 Seg

L.- FUERZA CORTANTE EN LA BASE DE DISEÑO:

Dirección X: 150.76 Tn

Dirección Y: 301.31 Tn

M.- MAXIMOS DESPLAZAMIENTOS:

PARAMETROS PARA DESPLAZAMIENTO LATERAL DE ENTRE PISOS: D_{lim} = 0.007' CONCRETO ARMADO

N.- JUNTAS DE SEPARACION SISMICA:

JUNTA DE SEPARACION SISMICA ENTRE BLOQUES: S = 7.5cm

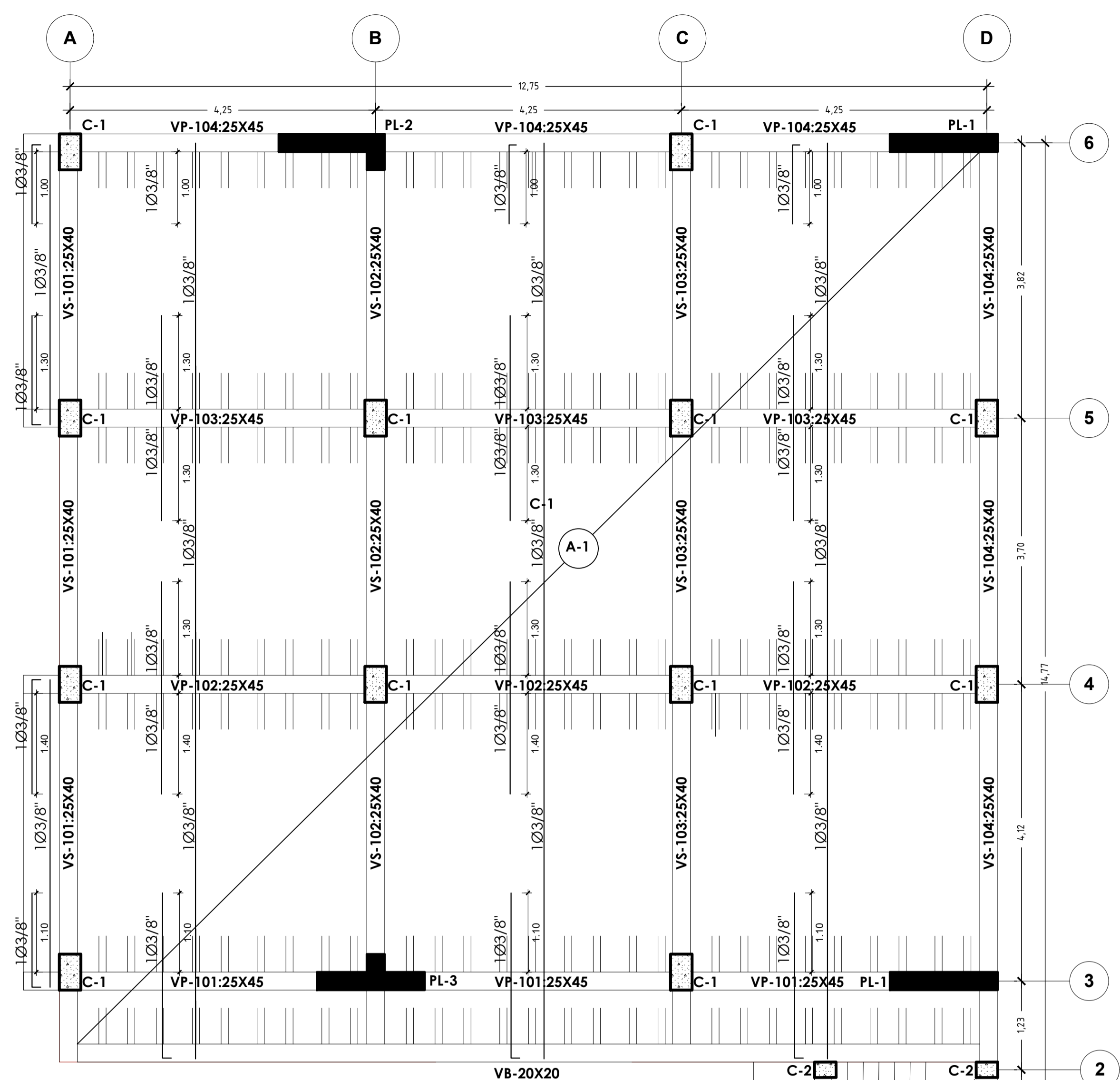
JUNTA DE SEPARACION SISMICA ENTRE TABIQUE: S = 2.5cm

UAP

ESTRUCTURAS - CIMENTACION

LAMINA: E - 01

DISTRITO: SANTA ANA	PROVINCIA: LA CONVENCION	DEPARTAMENTO: CUSCO	ESCALA: INDICADA
DISEÑADO POR: IWO YAKU SARKA QUISEP	DIBUJADO POR: IWO YAKU SARKA QUISEP	FECHA: JULIO DEL 2022	



LOSA ALIGERADA TIPICA 1ER-4TO NIVEL
ESC: 1/50
N.L.T. +3.00

DETALLE DE TRASLAPES EN VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS

VALORES DE m		
Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
H CUALQUIERA	H < 0.30	H > 0.30
3/8"	0.30	0.45
1/2"	0.45	0.45
5/8"	0.55	0.55
3/4"	0.65	0.65
1"	1.15	1.60

TRASLAPES Y EMPALMES PARA VIGAS Y ALIGERADOS

NOTAS:
1- NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA DE UNA MISMA SECCION
2- EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 75%
3- PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 CM PARA FIERRO DE 3/8" Y 35 CM PARA 1/2" O 5/8"

GANCHO STANDAR EN INTERSECCIONES

Ø	l (cm)
3/8"	25
1/2"	30
5/8"	50
3/4"	60
1"	80

Ø	h (cm)
3/8"	15
1/2"	15
5/8"	20
3/4"	25
1"	30

CUADRO DE COLUMNAS
ESCALA: 1/25

TIPO	COLUMNAS SECCION Y ACERO	NIVEL	ESTRIBOS	
			FORMA	Ø ESPACIAMIENTO EN CM DESDE AMBOS EXTREMOS
C-1		1er al 4to		3/8" 1@ 5.5 @ 10; R @ 25
C-2		1er al 4to		3/8" 1@ 5.5 @ 10; R @ 20
PL-1		1er al 4to		3/8" C@ 0.10
PL-2		1er al 4to		3/8" C@ 0.10
		1er al 4to		3/8" C@ 0.10

ESPECIFICACIONES TECNICAS

1- CONCRETO ARMADO: NORMA E-060
A- MATERIALES:
- Concreto: Cemento-Hormigon 1:12
- Falso cemento: Fc = 100 kg/m²
- Cemento Curado: Cc = 175 kg/m² 30%/PG
- Falso plis de 2": Cc = 175 kg/m² 30%/PG
- Subcimientos Reforzados: Fc = 210 kg/m²
- Muros de Contención: Fc = 210 kg/m²
- Zapatas Cortadas: Fc = 210 kg/m²
- Vigas de Cimentación y Conexión: Fc = 210 kg/m²
- Placas, Columnas y Vigas: Fc = 210 kg/m²
- Losas Aligeradas y Macizas: Fc = 210 kg/m²
- Columnas y Vigas: Fc = 210 kg/m²
- Aseno grado 65 - fy = 4200 kg/cm²
- Cemento = Usar cemento Tipo I

B- RECUBRIMIENTOS MINIMOS (BRSES):
- Subcimientos Reforzados: 5 cms
- Muros de Contención: 5 cms
- Zapatas Cortadas: Fondon: 5 cms, lateral: 7.5cm
- Vigas de Cimentación y Conexión: 4 cms
- Placas y Columnas: 4 cms
- Columnas de confinamiento: 2.5 cms
- Vigas Perforadas: 4 cms
- Vigas de confinamiento: 2.5 cms
- Losas y vigas chatas: 2.5 cms

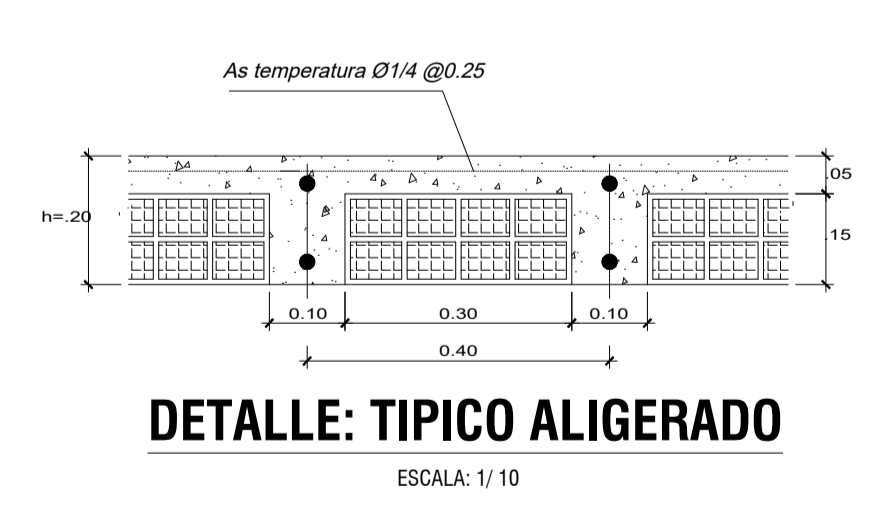
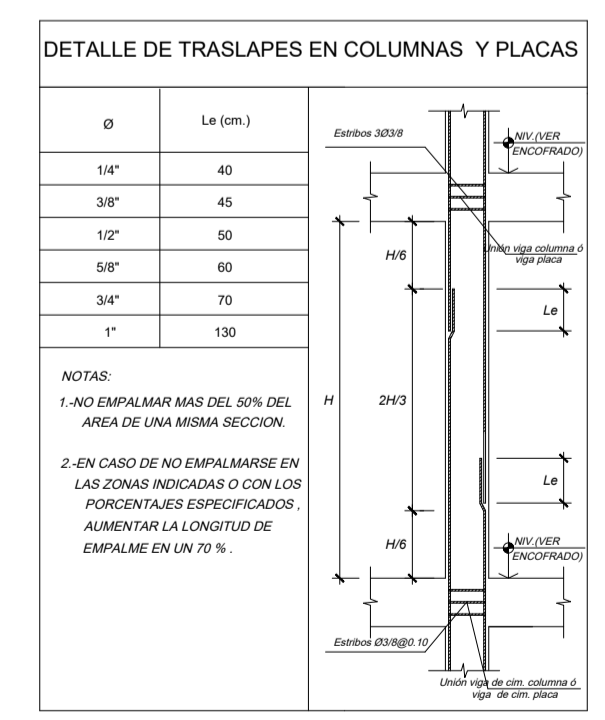
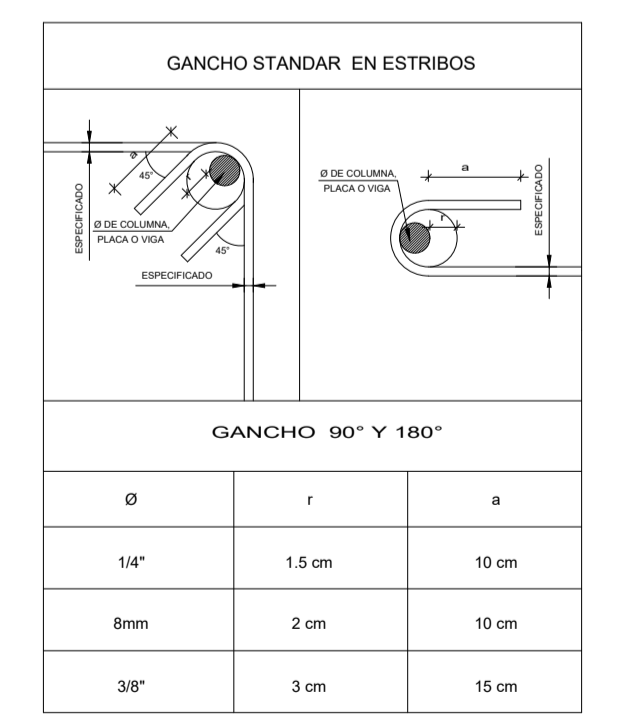
C- TIEMPO MINIMO DE DESECCIONADO:
- Subcimientos Reforzados: 24 horas
- Muros de Contención: 30 horas
- Zapatas Cortadas: 30 horas
- Vigas de Cimentación y Conexión: 36 horas
- Placas y Columnas: 36 horas
- Columnas de confinamiento: 36 horas
- Coteado de Vigas Perforadas: 36 horas
- Fondo de Vigas Principales: 21 Dias + 1da por cada Metro Adicional
- Vigas de confinamiento: 36 horas
- Losas y Vigas Chatas: 21 Dias + 1da por cada Metro Adicional
- Vigas de confinamiento: 36 horas
- Losas y Vigas Chatas: 7 Dias + 1da por cada Metro Adicional
- Vigas de confinamiento: 36 horas

D- CURADO:
Se tendrá Especial Cuidado con el curado de los elementos estructurales recomendando usar Curador Químico Membrani Tipo C

2- SUELOS Y CIMENTACIONES: NORMA E-060
E- RESUMEN DE CONDICIONES DE CIMENTACION DEL ESTUDIO
DE MECANICA DE SUELOS:
- Tipo de Cimentación: Zapata Corrida con vigas de ciment.
- Profundidad mínima de Cimentación: 1.50 mts
- Estrato de Apoyo de la Cimentación: Arcilla de alta plasticidad - CH
- Capacidad portante del Terreno: 2.05 kg/cm²
- Factor de seguridad por corte: F.S.C. = 3
- Coeficiente de Balasto: 4.10 kg/cm³
- Asentamiento Maximo Permisible: 1.03 cm + 2.5cm
- Problemas Especiales de Cimentación: No Existe la Presencia de Suelos Coesibles ni Luviales
- Agravidad del Suelo: No Existe la Presencia de Suelos Coesibles ni Luviales
- Exposición no perjudicial a los Sulfatos

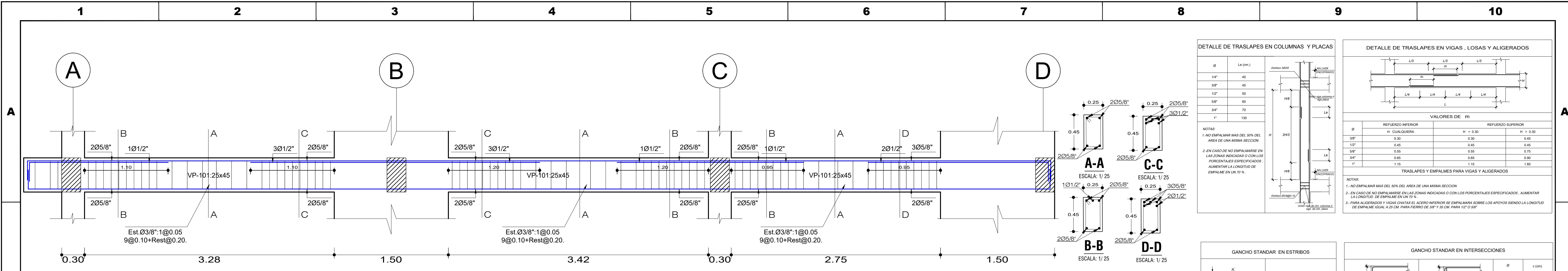
G- ALBAÑILERIA: NORMA E-070
S- ALBAÑILERIA: NORMA E-070
TIPO DE LADRILLO: Ladrillo Tipo IV - Tipo Industrial
MORTERO: Cemento - Arena 1:5 - Espesor = 1.5cm
PROPIEDADES MECANICAS DE LA ALBAÑILERIA:
Fb = 145 kg/cm² Resistencia a la Compresión de las Unidades
Fm = 85 kg/cm² Resistencia a la Compresión de las Placas
Vm = 6.1 kg/cm² Resistencia al Corte Puro

6- DISEÑO SISMO - RESISTENTE: NORMA E-030
H- PARAMETROS SISMICOS:
- FACTOR DE ZONA (ZONA I): Z=0.25g
- FACTOR DE USO E IMPORTANCIA U = 1.0
- FACTOR DE SUELO (TIPO S2): S1=2, Tpo=0.6 s.
- COEFICIENTE DE AMPLIFICACION SISMICA, C = 2.5
- FACTOR DE REDUCCION EN EJE "X": R = 6
- FACTOR DE REDUCCION EN EJE "Y": R = 7
I- CATEGORIA DE LA EDIFICACION:
TIPO C (Edificación Común, Vivienda Multifamiliar)
J- SISTEMA ESTRUCTURAL:
Sentido X: SISTEMA Muros ESTRUCTURALES
Sentido Y: SISTEMA DUAL
K- PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACION:
Dirección X: 0.3 Seg
Dirección Y: 0.165 Seg
L- FUERZA CONSTANTE EN LA BASE DE DISEÑO:
Dirección X: 150.76 Tn
Dirección Y: 301.31 Tn
M- MAXIMOS DESPLAZAMIENTOS:
PARAMETROS PARA DESPLAZAMIENTO LATERAL DE ENTRE PISOS: Dmax=0.001 CONCRETO ARMADO
N- JUNTAS DE SEPARACION SISMICA:
JUNTA DE SEPARACION SISMICA ENTRE BLOQUES S = 7.5cm
JUNTA DE SEPARACION SISMICA EN TABIQUES S = 2.5cm



ESTRUCTURAS
ESCALA INDICADA

UAP	PLANO: ESTRUCTURAS - ALIGERADO			LAMINA: E - 02
	DISTRITO: SANTA ANA	PROVINCIA: LA CONVENCION	DEPARTAMENTO: CUSCO	ESCALA: INDICADA
DISEÑADO POR: IWO YAKU SARKA KUISPE			FECHA: JULIO DEL 2022	
DIBUJADO POR: IWO YAKU SARKA KUISPE				



VIGA VP-101 EJE 3-3 (1ER, 2DO Y 3ER NIVEL)
ESCALA: 1/25

DETALLE DE TRASLAPES EN COLUMNAS Y PLACAS		DETALLE DE TRASLAPES EN VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS	
Ø	La (cm.)	VALORES DE m	
1/4"	40	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	45	H < 0.30	H > 0.30
1/2"	50	0.30	0.45
5/8"	60	0.45	0.45
3/4"	70	0.60	0.75
1"	100	0.85	0.90
		1.15	1.60

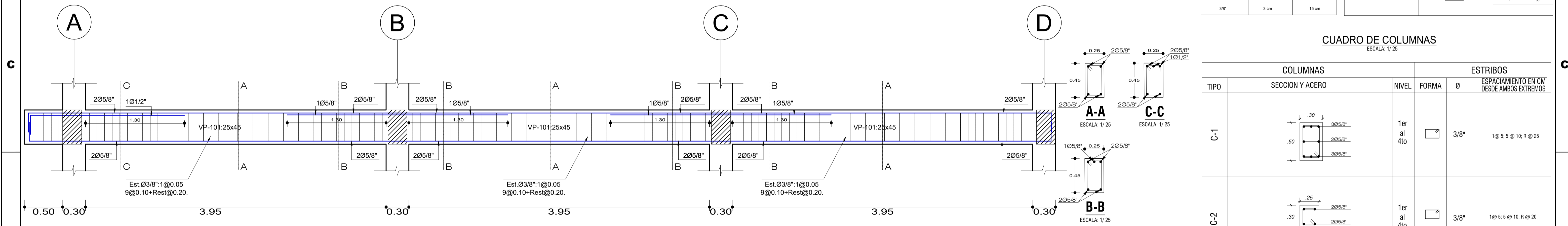
NOTAS:
1.- NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA DE UNA MISMA SECCION.
2.- EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 75%.

GANCHO STANDAR EN ESTRIBOS		GANCHO STANDAR EN INTERSECCIONES	
Ø	c (cm)	Ø	c (cm)
3/8"	25	3/8"	25
1/2"	30	1/2"	30
5/8"	50	5/8"	60
3/4"	60	3/4"	80
1"	80		

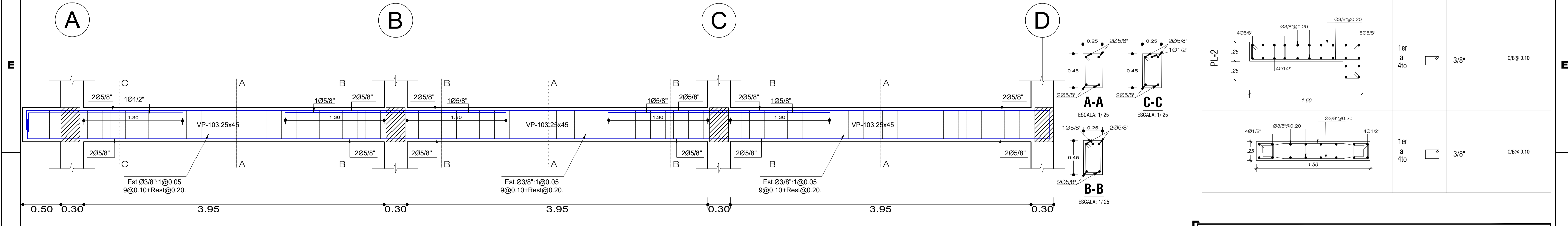
GANCHO 90° Y 180°		VIGAS PERALZADAS		VIGAS PERALZADAS EN PLACAS		
Ø	r	a	b	c	d	
1/4"	1.5 cm	10 cm	3/8"	15	1/2"	15
8mm	2 cm	10 cm	5/8"	20	3/4"	25
3/8"	3 cm	15 cm	1"	30		

CUADRO DE COLUMNAS
ESCALA: 1/25

TIPO	COLUMNAS		ESTRIBOS		
	SECCION Y ACERO	NIVEL	FORMA	Ø	ESPACIAMIENTO EN CM DESDE AMBOS EXTREMOS
C-1		1er al 4to		3/8"	1@ 5, 5 @ 10, R @ 25
C-2		1er al 4to		3/8"	1@ 5, 5 @ 10, R @ 20
PL-1		1er al 4to		3/8"	C/E @ 0.10
PL-2		1er al 4to		3/8"	C/E @ 0.10
		1er al 4to		3/8"	C/E @ 0.10



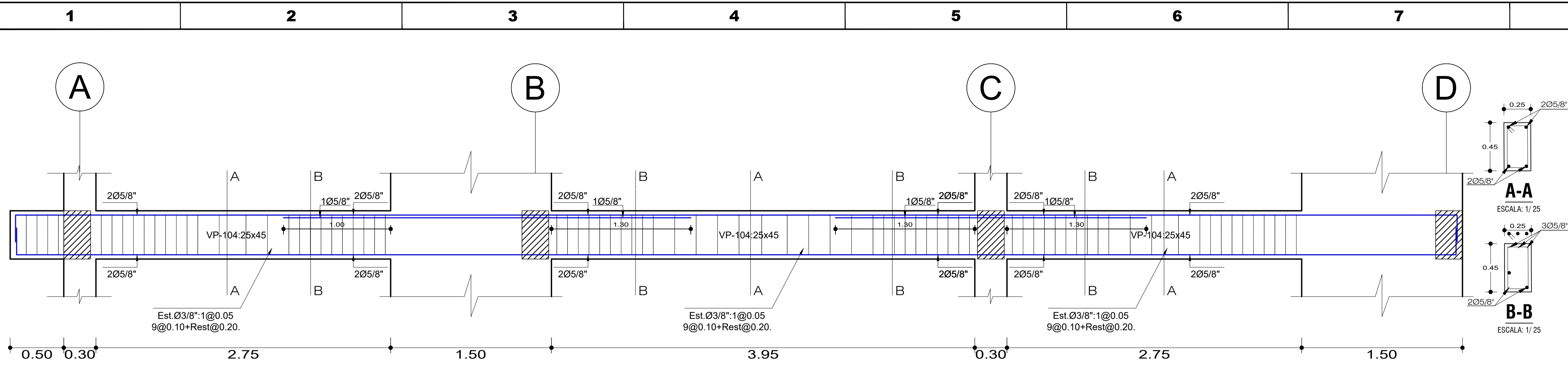
VIGA VP-102 EJE 4-4 (1ER, 2DO Y 3ER NIVEL)
ESCALA: 1/25



VIGA VP-103 EJE 5-5 (1ER, 2DO Y 3ER NIVEL)
ESCALA: 1/25

UAP	PLANO:	ESTRUCTURAS - DETALLE DE VIGAS		LAMINA:	E - 03	
	DISTRITO:	SANTA ANA	PROVINCIA:	LA CONVENCION	DEPARTAMENTO:	CUSCO
	ESCALA:	INDICADA	FECHA:	JULIO DEL 2022		
	DISEÑADO POR:	IWO YAKU SARKA QUISPE		DIBUJADO POR:		IWO YAKU SARKA QUISPE





VIGA VP-104 EJE 6-6 (1ER, 2DO y 3ER NIVEL)
ESCALA: 1/25

DETALLE DE TRASLAPES EN COLUMNAS Y PLACAS		DETALLE DE TRASLAPES EN VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS	
Ø	Ld (cm.)	VALORES DE m	
1/4"	40	H CUALQUIERA	H < 0.30
3/8"	45	0.30	0.30
1/2"	50	0.45	0.45
5/8"	60	0.55	0.55
3/4"	70	0.65	0.65
1"	80	1.15	1.60

NOTAS:
1.- NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA DE UNA MISMA SECCION.
2.- EN CASO DE NO EMPALMARE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 75%.3.- PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 CM. PARA FIERRO DE 3/8" Y 25 CM. PARA 1/2" O 5/8"

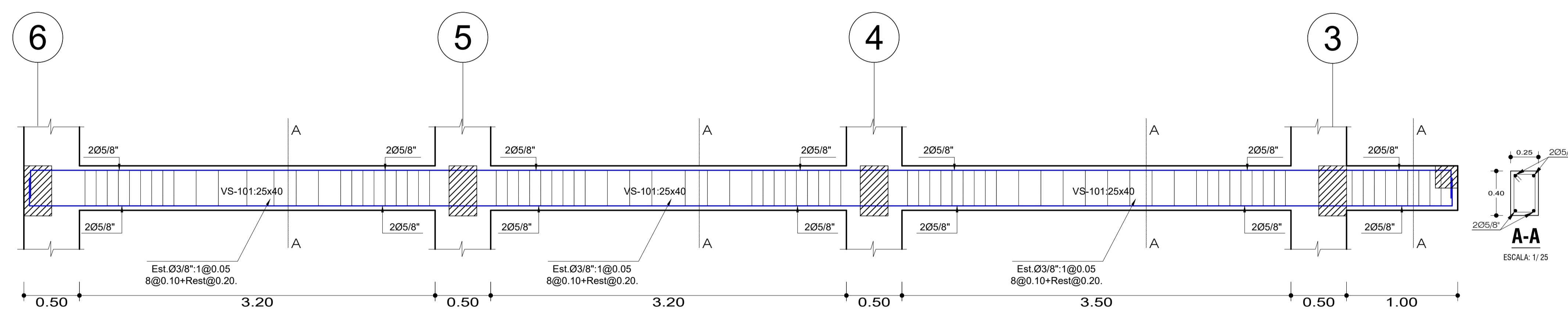
GANCHO STANDAR EN ESTRIBOS		GANCHO STANDAR EN INTERSECCIONES	
Ø	c (cm)	Ø	c (cm)
1/4"	25	3/8"	15
3/8"	30	1/2"	15
5/8"	50	5/8"	20
3/4"	60	3/4"	25
1"	80	1"	30

GANCHO 90° Y 180°

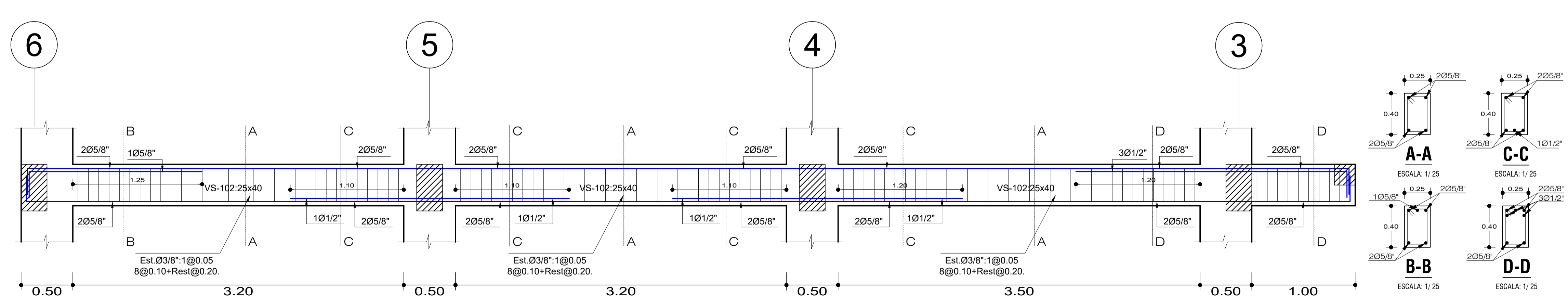
Ø	r	a
1/4"	1.5 cm	10 cm
8mm	2 cm	10 cm
3/8"	3 cm	15 cm

CUADRO DE COLUMNAS
ESCALA: 1/25

TIPO	COLUMNAS		ESTRIBOS	
	SECCION Y ACERO	NIVEL	FORMA	Ø
C-1		1er al 4to		3/8"
C-2		1er al 4to		3/8"
PL-1		1er al 4to		3/8"
PL-2		1er al 4to		3/8"
		1er al 4to		3/8"



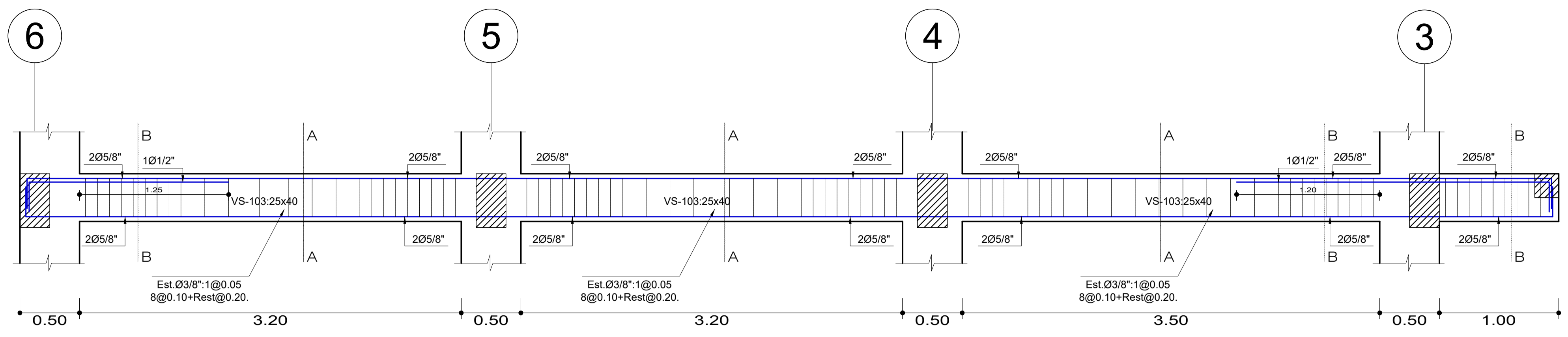
VIGA VS-101 EJE A-A (1ER Y 2DO NIVEL)
ESCALA: 1/25



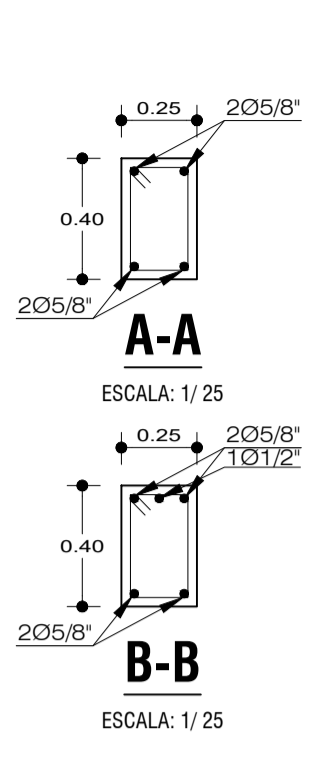
VIGA VS-102 EJE B-B (1ER Y 2DO NIVEL)
ESCALA: 1/25

UAP	PLANO:	ESTRUCTURAS - DETALLE DE VIGAS		LAMINA:	E - 04	
	DISTRITO:	SANTA ANA	PROVINCIA:	LA CONVENCION	DEPARTAMENTO:	CUSCO
	DISEÑADO POR:	IWO YAKU SARKA QUISPE			ESCALA:	INDICADA
	DIBUJADO POR:	IWO YAKU SARKA QUISPE			FECHA:	JULIO DEL 2022





VIGA VS-103 EJE C-C (1ER Y 2DO NIVEL)
ESCALA: 1/25

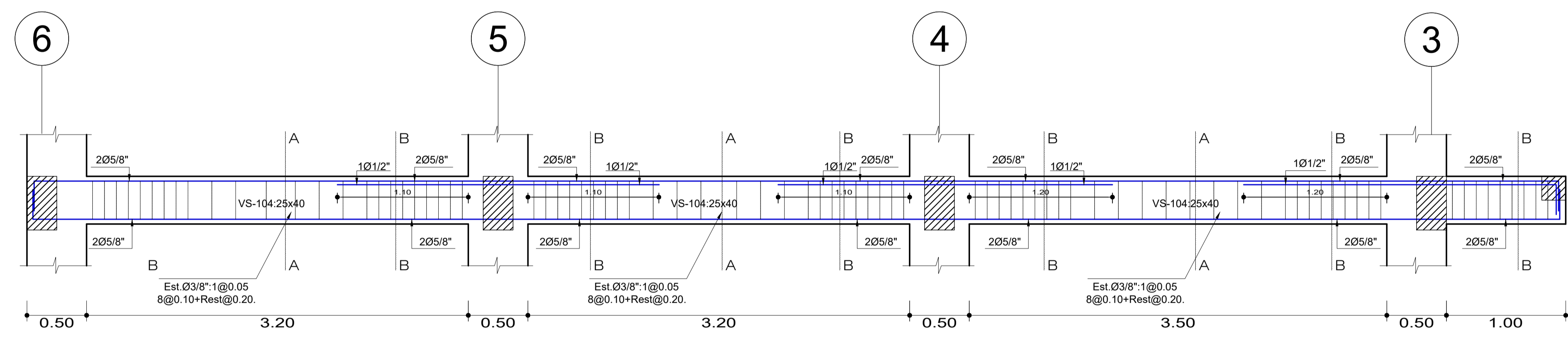


DETALLE DE TRASLAPES EN COLUMNAS Y PLACAS		DETALLE DE TRASLAPES EN VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS	
Ø	Ld (cm.)	VALORES DE m	
14"	40	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
38"	45	H CUALQUIERA	H < 0.30
12"	50	0.30	0.30
58"	60	0.45	0.45
34"	70	0.55	0.55
1"	100	0.65	0.65
		1.15	1.60

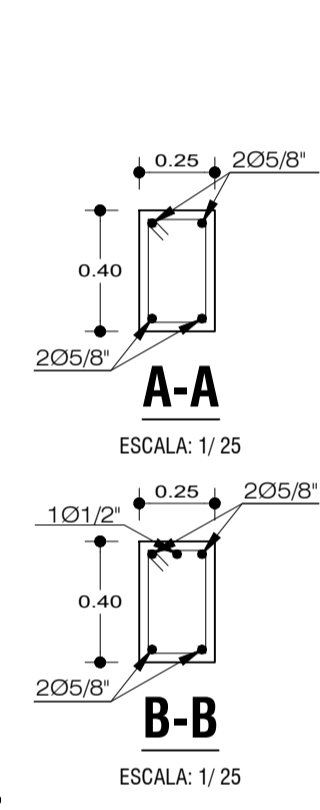
NOTAS:
1. NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA DE UNA MISMA SECCION.
2. EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 75%.

GANCHO STANDAR EN ESTIBOS		GANCHO STANDAR EN INTERSECCIONES	
Ø	c (cm)	Ø	c (cm)
38"	25	12"	30
12"	30	58"	50
58"	50	34"	60
1"	80	1"	80

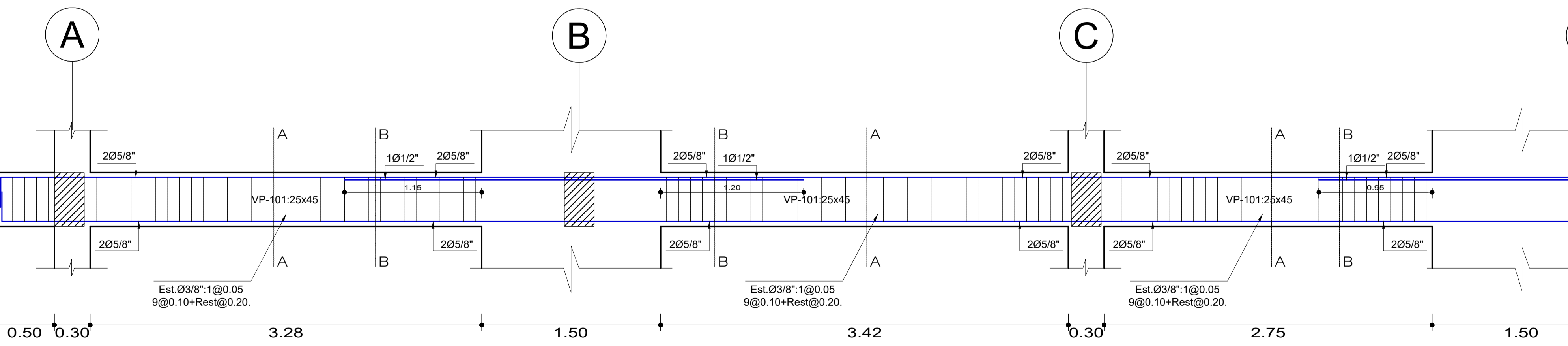
GANCHO 90° Y 180°		
Ø	r	a
14"	1.5 cm	10 cm
8mm	2 cm	10 cm
38"	3 cm	15 cm



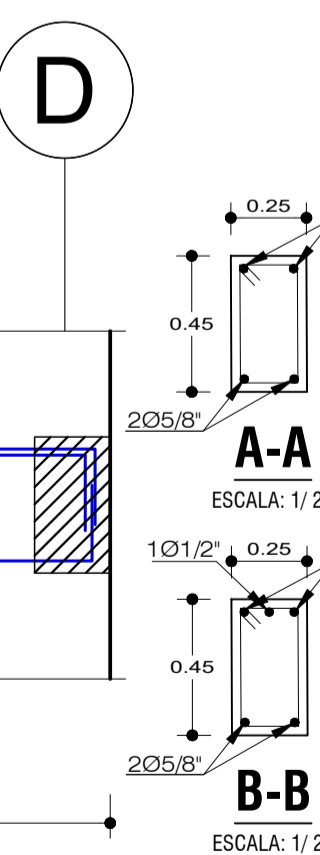
VIGA VS-104 EJE D-D (1ER Y 2DO NIVEL)
ESCALA: 1/25



CUADRO DE COLUMNAS				
ESCALA: 1/25				
TIPO	COLUMNAS		ESTIBOS	
	SECCION Y ACERO	NIVEL	FORMA	Ø
C-1		1er al 4to		3/8"
C-2		1er al 4to		3/8"
PL-1		1er al 4to		3/8"
PL-2		1er al 4to		3/8"
		1er al 4to		3/8"

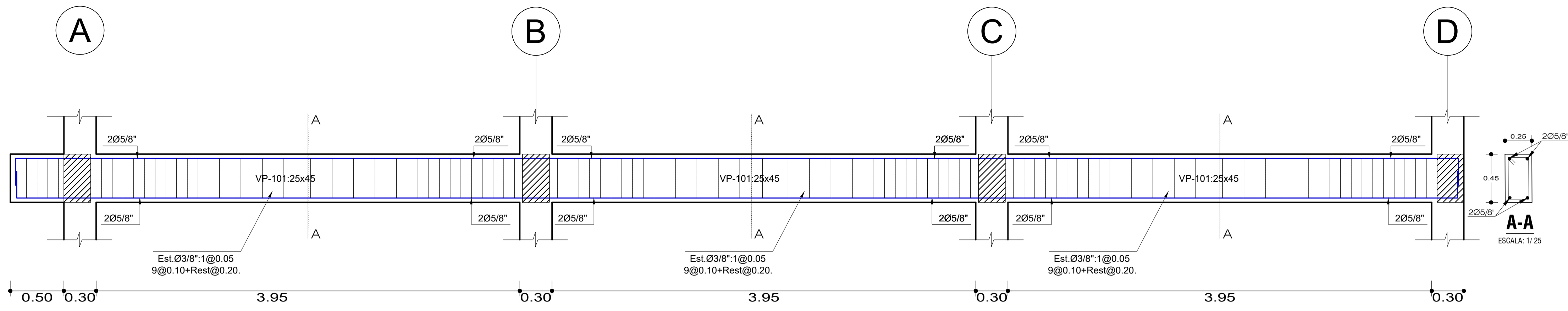


VIGA VP-101 EJE 3-3 (4TO NIVEL)
ESCALA: 1/25

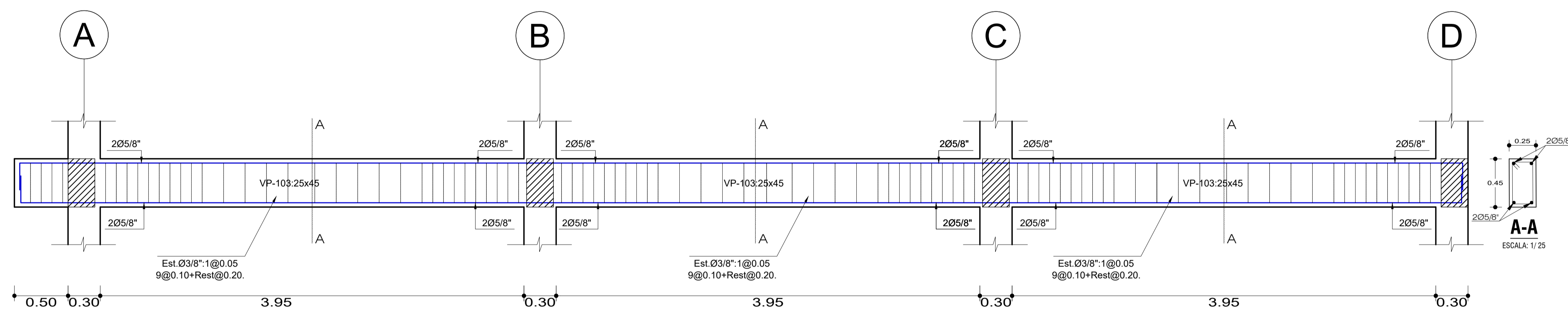


UAP	PLANO:	ESTRUCTURAS - DETALLE DE VIGAS		LAMINA:	E - 05	
	DISTRITO:	SANTA ANA	PROVINCIA:	LA CONVENCION	DEPARTAMENTO:	CUSCO
	ESCALA:	INDICADA	FECHA:	JULIO DEL 2022		
	DISEÑADO POR:	IWO YAKU SARKA QUISPE		DIBUJADO POR:		IWO YAKU SARKA QUISPE

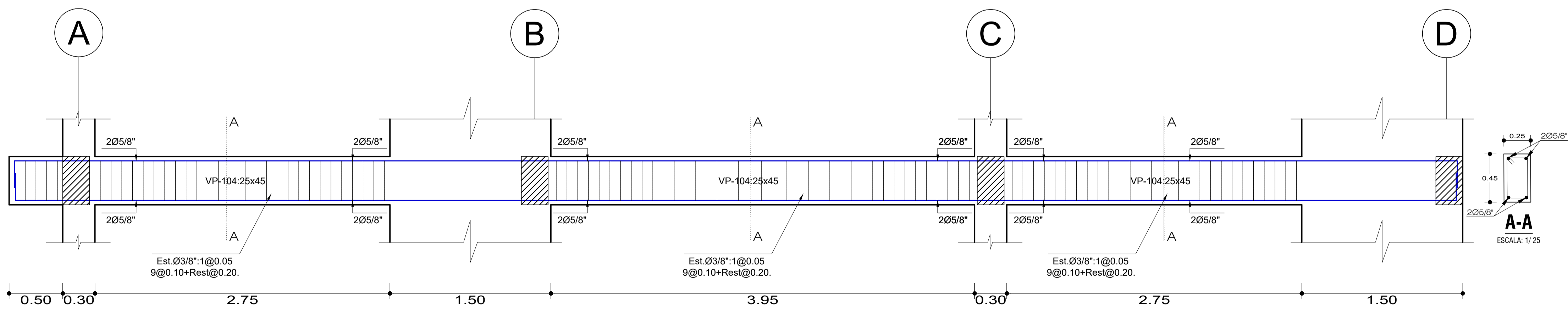




VIGA VP-102 EJE 4-4 (4TO NIVEL)
ESCALA: 1/25



VIGA VP-103 EJE 5-5 (4TO NIVEL)
ESCALA: 1/25



VIGA VP-104 EJE 6-6 (4TO NIVEL)
ESCALA: 1/25

DETALLE DE TRASLAPES EN COLUMNAS Y PLACAS		DETALLE DE TRASLAPES EN VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS	
Ø	Ld (cm.)	VALORES DE m	
14"	40	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	45	H CUALQUIERA	H < 0.30
1/2"	50		H > 0.30
5/8"	60		
3/4"	70		
1"	80		

NOTAS:
1.- NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA DE UNA MISMA SECCION.
2.- EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 75%.3.- PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 CM. PARA FIERRO DE 3/8" Y 25 CM. PARA 1/2" O 5/8"

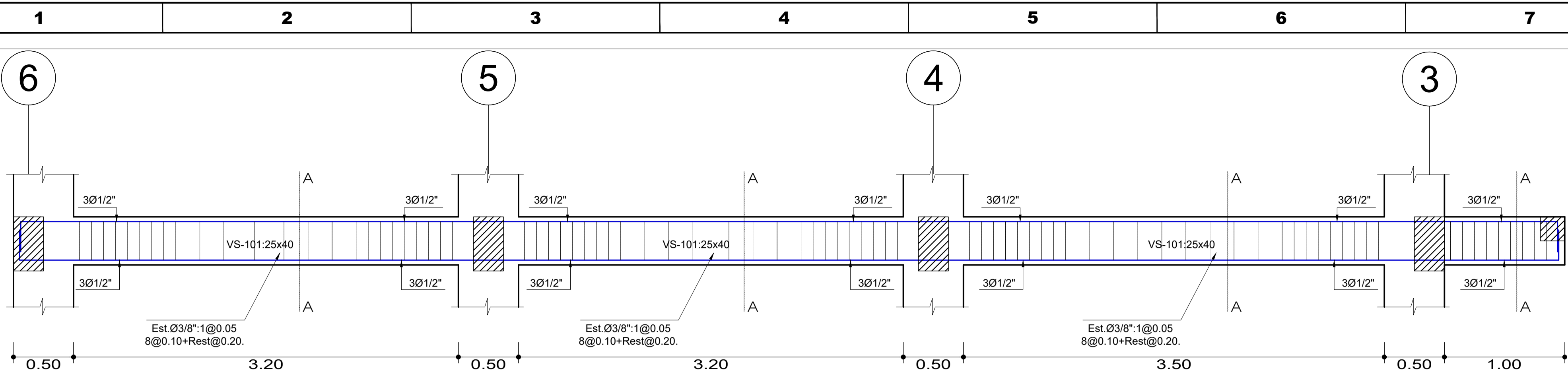
GANCHO STANDAR EN ESTIBOS		GANCHO STANDAR EN INTERSECCIONES	
Ø	c (cm)	Ø	c (cm)
3/8"	25	3/8"	25
1/2"	30	1/2"	30
5/8"	50	5/8"	50
3/4"	60	3/4"	60
1"	80	1"	80

GANCHO 90° Y 180°		
Ø	r	a
14"	1.5 cm	10 cm
8mm	2 cm	10 cm
3/8"	3 cm	15 cm

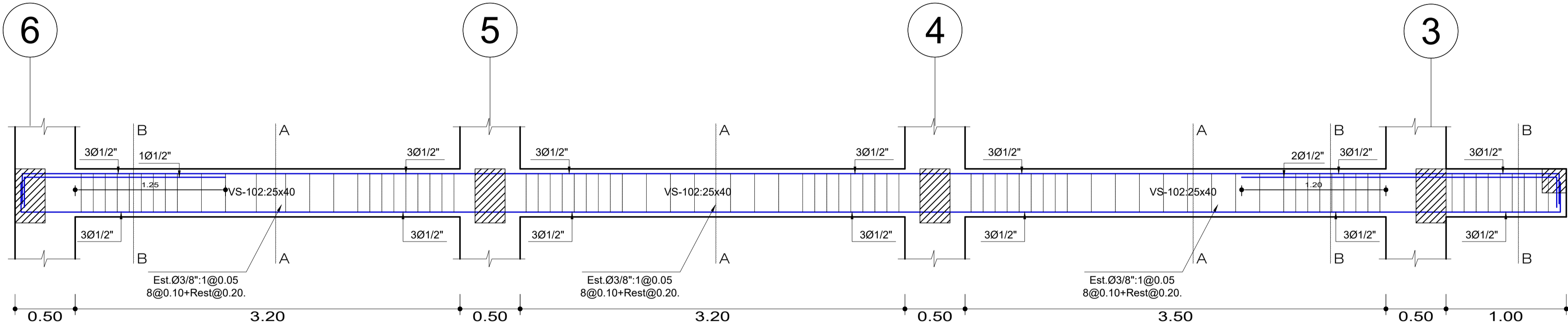
CUADRO DE COLUMNAS
ESCALA: 1/25

TIPO	COLUMNAS SECCION Y ACERO	NIVEL	FORMA	ESTIBOS	
				Ø	ESPACIAMIENTO EN CM DESDE AMBOS EXTREMOS
C-1		1er al 4to		3/8"	1@ 5, 5 @ 10, R @ 25
C-2		1er al 4to		3/8"	1@ 5, 5 @ 10, R @ 20
PL-1		1er al 4to		3/8"	C/E @ 0.10
PL-2		1er al 4to		3/8"	C/E @ 0.10
		1er al 4to		3/8"	C/E @ 0.10

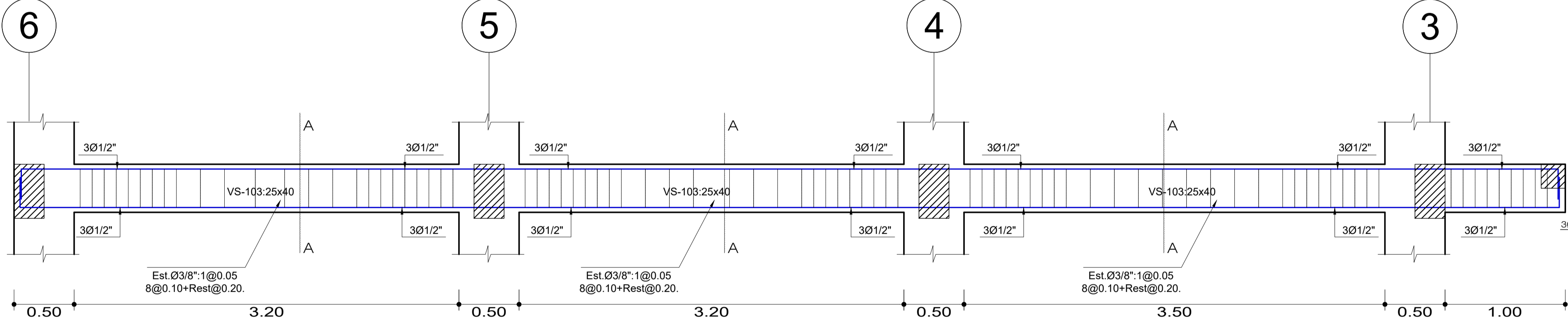
UAP	PLANO:	ESTRUCTURAS - DETALLE DE VIGAS		LAMINA:	E - 06	
	DISTRITO:	SANTA ANA	PROVINCIA:	LA CONVENCIÓN	DEPARTAMENTO:	CUSCO
	DISEÑADO POR:	IWO YAKU SARKA QUISPE			ESCALA:	INDICADA
	DIBUJADO POR:	IWO YAKU SARKA QUISPE			FECHA:	JULIO DEL 2022



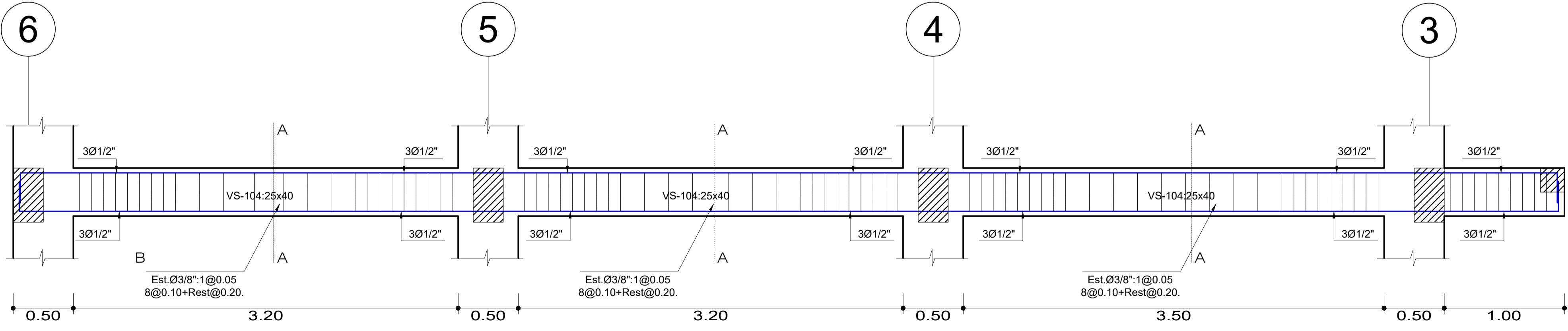
VIGA VS-101 EJE A-A (3ER Y 4TO NIVEL)
ESCALA: 1/25



VIGA VS-102 EJE B-B (3ER Y 4TO NIVEL)
ESCALA: 1/25



VIGA VS-103 EJE C-C (3ER Y 4TO NIVEL)
ESCALA: 1/25



VIGA VS-104 EJE D-D (3ER Y 4TO NIVEL)
ESCALA: 1/25

DETALLE DE TRASLAPES EN COLUMNAS Y PLACAS

Ø	La (cm.)
1/4"	40
3/8"	45
1/2"	50
5/8"	60
3/4"	70
1"	80

NOTAS:
1. NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA DE UNA MISMA SECCION.
2. EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 75%.

DETALLE DE TRASLAPES EN VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS

VALORES DE m

Ø	REFUERZO INFERIOR		REFUERZO SUPERIOR	
	H CUALQUIERA	H < 0.30	H < 0.30	H > 0.30
3/8"	0.30	0.30	0.45	0.45
1/2"	0.45	0.45	0.55	0.75
5/8"	0.55	0.55	0.65	0.90
3/4"	0.65	0.65	0.85	1.00
1"	1.15	1.15	1.15	1.60

TRASLAPES Y EMPALMES PARA VIGAS Y ALIGERADOS

NOTAS:
1. NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA DE UNA MISMA SECCION.
2. EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 75%.
3. PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 CM. PARA FIERRO DE 3/8" Y 25 CM. PARA 1/2" O 5/8"

GANCHO STANDAR EN ESTRIBOS

GANCHO 90° Y 180°

Ø	r	a
1/4"	1.5 cm	10 cm
8mm	2 cm	10 cm
3/8"	3 cm	15 cm

GANCHO STANDAR EN INTERSECCIONES

Ø	c (cm)
3/8"	25
1/2"	30
5/8"	50
3/4"	60
1"	80

Ø	b (cm)
3/8"	15
1/2"	15
5/8"	20
3/4"	25
1"	30

CUADRO DE COLUMNAS
ESCALA: 1/25

TIPO	COLUMNAS		ESTRIBOS		
	SECCION Y ACERO	NIVEL	FORMA	Ø	ESPACIAMIENTO EN CM DESDE AMBOS EXTREMOS
C-1		1er al 4to		3/8"	1@ 5, 5 @ 10, R @ 25
C-2		1er al 4to		3/8"	1@ 5, 5 @ 10, R @ 20
PL-1		1er al 4to		3/8"	C/E @ 0.10
PL-2		1er al 4to		3/8"	C/E @ 0.10
		1er al 4to		3/8"	C/E @ 0.10

UAP

PLANO: **ESTRUCTURAS - DETALLE DE VIGAS** LAMINA: **E - 07**

DISTRITO: **SANTA ANA** PROVINCIA: **LA CONVENCIÓN** DEPARTAMENTO: **CUSCO** ESCALA: **INDICADA**

DISEÑADO POR: **IWO YAKU SARKA QUISPE** FECHA: **JULIO DEL 2022**

DIBUJADO POR: **IWO YAKU SARKA QUISPE**