

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



**Optimización de cuantía de acero mediante verificación no lineal de diseño
basado en desempeño en un edificio de 7 niveles**

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

AUTOR

Jorge Olivos Vasquez

ASESOR

Segundo Guillermo Carranza Cieza

<https://orcid.org/0000-0001-9321-2501>

Chiclayo, 2024

**Optimización de cuantía de acero mediante verificación no lineal de diseño
basado en desempeño en un edificio de 7 niveles**

PRESENTADA POR
Jorge Olivos Vasquez

A la Facultad de Ingeniería de la
Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo
para optar el título de

INGENIERO CIVIL

APROBADA POR

José Alberto Acero Martínez
PRESIDENTE

Jorge Enrique Álvarez Ruffran
SECRETARIO

Segundo Guillermo Carranza Cieza
VOCAL

Dedicatoria

A mis padres, mis primeros y más grandes maestros, quienes me enseñaron con su ejemplo y sacrificio. A mis profesores, tanto dentro como fuera de la universidad, por su valiosa guía y enseñanzas. A todos ellos dedico este esfuerzo, que refleja el apoyo, paciencia y sabiduría que han compartido conmigo.

Agradecimiento

Agradezco en primer lugar a Dios, por darme la salud y la perseverancia para cumplir esta meta. A la Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo, por el conocimiento y el apoyo académico brindado. A mis padres, por ser siempre mi sostén y motivación, y a mis amigos, por su compañía y ánimo en cada etapa del proceso. A todos, mi sincero agradecimiento.

OlivosVasquezJorge.pdf

INFORME DE ORIGINALIDAD

11 %	11 %	2 %	4 %
INDICE DE SIMILITUD	FUENTES DE INTERNET	PUBLICACIONES	TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	hdl.handle.net Fuente de Internet	2 %
2	tesis.usat.edu.pe Fuente de Internet	2 %
3	repositorio.unsa.edu.pe Fuente de Internet	2 %
4	repositorio.upla.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
5	kupdf.net Fuente de Internet	<1 %
6	repositorio.unprg.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
7	es.slideshare.net Fuente de Internet	<1 %
8	www.coursehero.com Fuente de Internet	<1 %
9	Submitted to Universidad Católica de Santa María	<1 %

Índice

Resumen.....	12
Abstract.....	13
Introducción	14
Revisión de literatura	16
Materiales y métodos.....	40
Resultados.....	44
Discusión de resultados	88
Conclusiones	95
Recomendaciones.....	97
Anexos.....	100

Lista de figuras

Figura 1 Modelo esfuerzo-deformación para concreto confinado y no confinado [7].....	23
Figura 2 Núcleo confinado para un refuerzo [7].....	24
Figura 3 Determinación de resistencia confinada a partir de tensiones de confinamiento laterales para sección rectangular [7]	25
Figura 4 Comportamiento esfuerzo-deformación del acero [9].....	25
Figura 5 Modelo elastoplástico del acero [9].....	26
Figura 6 Diagrama Momento-Curvatura [6].....	27
Figura 7 Curvatura de una sección [6].....	27
Figura 8 Diagrama Momento-Rotación simplificado (ASCE/SEI 41-13)	28
Figura 9 Relaciones generalizadas fuerza-deformación para componentes (ASCE/SEI 41-13)	29
Figura 10 Tipos de falla en muros de corte (Blanco, 1994)	30
Figura 11 Secuencia del Análisis Pushover (Arango, Paz y Duque, 2009).....	32
Figura 12 Curva de capacidad idealizada (ASCE/SEI 41-13)	33
Figura 13 espectro de capacidad con los puntos de fluencia efectiva (SDY, SAY) y colapso (SDC, SAC) resaltados respectivamente [11].....	33
Figura 14 Objetivos básicos de desempeño en edificaciones comunes, SEAOC	35
Figura 15 Componente fuerza versus deformación ASCE 41-17	36
Figura 16 Acciones controladas por deformación y fuerza [19].....	37
Figura 17 Proceso de diseño y optimización de acero mediante verificación no lineal basado en desempeño	42
Figura 18 Planta arquitectónica propuesta, elaboración propia	44
Figura 19 Modelo matemático tridimensional del edificio en Etabs.....	45
Figura 20 Espectro inelástico según NTE E030 Fuente propia	46
Figura 21 Pórtico de análisis y diseño	52
Figura 22 Diagrama de Momentos flectores.....	52
Figura 23 Diagrama de fuerzas cortantes	54

Figura 24 Detalle de viga, elaboración propia	55
Figura 25 Forma típica de diagrama de interacción para una columna con estribos [6].....	56
Figura 26 Diagramas de interacción a) X-X, b) Y-Y en Columna rectangular Fuente: Elaboración propia	56
Figura 27 Detalle de columna rectangular	57
Figura 28 Ubicación del Muro Estructural, Fuente: elaboración propia en Etabs	58
Figura 29 Diagrama de interacción del muro estructural M-4 en las direcciones a)X-X b) Y-Y Fuente: elaboración propia.....	59
Figura 30 Detalle de refuerzo de "Muro 4", Elaboración propia	60
Figura 31 Detalle de losa aligerada	61
Figura 32 Detalle de losa Maciza	62
Figura 33 Detalle del refuerzo de escalera.....	62
Figura 34 Acero longitudinal y transversal de la losa de cimentación Fuente: Elaboración propia	66
Figura 35 Detalle de losa de cimentación Fuente: Elaboración propia	66
Figura 36 Curvas de capacidad, dirección X Fuente: elaboración propia	67
Figura 37 Curvas de capacidad, dirección Y Fuente: Elaboración propia	68
Figura 38 Derivas máximas para a) SLE, b) SD y c) MCE, en X-X, Y-Y del modelo diseñado fuente: Elaboración propia.....	68
Figura 39 a) Rotulas plásticas b) Rotula en B1H12 (J) alcanzando rotación plástica de colapso, dirección X-X	70
Figura 40 Muro "M-Y" controlado por fuerza en el step 20, dirección Y-Y	71
Figura 41 Punto de desempeño según ASCE 41-13 NSP en dirección a) X e b) Y respectivamente Fuente: Etabs.....	72
Figura 42 Niveles de desempeño X-X, método SEAOC Fuente; Elaboración propia.....	72
Figura 43 Niveles de desempeño Y-Y, método SEAOC Fuente; Elaboración propia.....	73
Figura 44 Curvas de capacidad del modelo de diseño y optimizado en a) X-X b) Y-Y Fuente: Elaboración propia	74
Figura 45 Derivas máximas SLE, SD, MCE del modelo optimizado	76
Figura 46 Cortante en el muro "M-X1", modelo optimizado, dirección X-X fuente Etabs....	77

Figura 47 Cortante en Muro M-Y, modelo optimizado dirección Y-Y	77
Figura 48 Niveles de desempeño (optimizado) X-X, método SEAOC.....	78
Figura 49 Niveles de desempeño (optimizado) Y-Y, método SEAOC.....	79
Figura 50 Acelerogramas corregidos y escalados: a) Huaraz 1979, b) Lima 1974, c) Arequipa 2001 Fuente: CISMID	80
Figura 51 Derivas de entrepiso Dirección a) E-W y b) N-S Fuente: Elaboración propia	81
Figura 52 Cortante por niveles de los modelos optimizados a) Pushover X, b) Pushover Y, c) Tiempo-historia X y d) Tiempo-Historia Y	83
Figura 53 Derivas de entrepiso del análisis Tiempo-Historia, modelo optimizado Dirección X e Y	84

Lista de imágenes

Imagen 1	Curvas típicas del concreto simple en compresión [6].....	20
Imagen 2	Modelo de Hognestad para concreto no confinado.....	21
Imagen 3	Modelo de Park para concreto confinado por estribos rectangulares [6].....	22
Imagen 4	Niveles de desempeño SEAOC Visión 2000	36
Imagen 5	Modelo de la losa de cimentación en Etabs.....	63
Imagen 6	Presión del suelo En servicio.....	64
Imagen 7	Presión del suelo considerando $D+L \pm 0.8S_x$	64
Imagen 8	Presión del suelo considerando $D+L \pm 0.8S_y$	65
Imagen 9	Diseño a flexión basado en elementos finitos, Dirección X, Y Fuente: Etabs	65
Imagen 10	Anclaje con gancho estándar [6].....	105
Imagen 11	Corrección por Línea base, sismo Huaraz 1970 EW Fuente: SeismoSignal.....	146
Imagen 12	Corrección por Línea base, sismo Huaraz 1970 NS	147
Imagen 13	Corrección por Línea base, sismo Lima 1974 EW Fuente: SeismoSignal.....	147
Imagen 14	Corrección por Línea base, sismo Lima 1974 NS Fuente: SeismoSignal.....	147
Imagen 15	Corrección por Línea base, sismo Arequipa 2001 EW Fuente: SeismoSignal....	148
Imagen 16	Corrección por Línea base, sismo Arequipa 2001 NS Fuente: SeismoSignal....	148
Imagen 17	Espectros ubicados en el rango de periodos de $0.2T$ a $1.5T$, Dirección X.....	151
Imagen 18	Espectros ubicados en el rango de periodos de $0.2T$ a $1.5T$, Dirección Y	151
Imagen 19	Propiedades esperadas para el concreto $f'_{ce}=2730$ tonf/m ² [15].....	153
Imagen 20	Propiedades esperadas del acero $f'_{ye}=70$ ksi, $f_{ue}=106$ ksi [15]	154
Imagen 21	Características no lineales del concreto y criterios de tolerancia para deformaciones.	154
Imagen 22	Características no lineales del acero y criterios de tolerancia de deformaciones	155
Imagen 23	Distribución del acero de refuerzo en la viga	155
Imagen 24	Distribución de acero de refuerzo en columna	156
Imagen 25	Definición de rotula concentrada en viga.....	157

Imagen 26 Definición de fibras en columnas.....	157
Imagen 27 Modelo de fibras en Muros Estructurales	158
Imagen 28 Definición de carga de gravedad no lineal	158

Lista de Anexos:

Anexo 1 Espectro inelástico de pseudo aceleraciones	100
Anexo 2 Diseño de vigas	103
Anexo 3 Diseño de columnas.....	107
Anexo 4 Diseño de Muros estructurales.....	113
Anexo 5 Diseño de losa aligerada	137
Anexo 6 Diseño de losa maciza	138
Anexo 7 Diseño de escalera.....	139
Anexo 8 curva de capacidad del modelo diseñado y optimizado	142
Anexo 9 Selección y corrección de registros sísmicos.....	144
Anexo 10 Parámetros no lineales	152
Anexo 11 Puntos de control “backbone” para vigas y columnas de concreto armado (NIST)	161
Anexo 12 Verificación de acciones controladas por fuerza en Muros Estructurales.....	161
Anexo 13 Estudio de mecánica de suelos.....	164
Anexo 14 Planos.....	247

Resumen

Este trabajo explora la optimización del refuerzo de acero en un edificio de concreto armado de 7 niveles en Chiclayo, empleando un enfoque de diseño basado en desempeño sísmico. En el Perú, el diseño estructural tradicional se basa en análisis lineales, que no siempre reflejan con precisión el comportamiento de las estructuras durante sismos severos. Por eso, esta tesis plantea el uso de análisis no lineales, tomando como referencia el apéndice A del ACI 318-19. Primero, el edificio fue diseñado conforme a las normas peruanas E030 y E060 y, posteriormente, verificado mediante lineamientos internacionales (ACI 318-19, ASCE 7-16, LATBSDC y TBI), aplicando análisis no lineal estático (pushover) y dinámico (time-history). Los resultados indican que es posible reducir el refuerzo de acero en un 5.85% en muros y en un 10.33% en vigas, logrando mantener las derivas dentro de los límites normativos y aumentando la ductilidad en ambas direcciones. Estos hallazgos sugieren que el diseño basado en desempeño permite una optimización del uso de acero sin comprometer la seguridad estructural, haciendo posible la construcción de edificaciones más eficientes, seguras y económicamente viables en zonas de alta actividad sísmica.

Palabras clave: Análisis lineal, análisis no lineal, optimización, cuantía, muros estructurales

Abstract

This study explores the optimization of steel reinforcement in a 7-story reinforced concrete building in Chiclayo, using a performance-based seismic design approach. In Peru, traditional structural design relies on linear analysis, which does not always accurately reflect the behavior of structures during severe earthquakes. To address this limitation, this thesis proposes the use of nonlinear analysis, following guidelines in Appendix A of ACI 318-19. The building was initially designed according to Peruvian standards E030 and E060 and then verified using international guidelines (ACI 318-19, ASCE 7-16, LATBSDC, and TBI) through static pushover and dynamic time-history nonlinear analyses. The results indicate that steel reinforcement can be reduced by 5.85% in walls and 10.33% in beams while maintaining story drifts within regulatory limits and increasing ductility in both directions. These findings suggest that performance-based design enables efficient steel usage without compromising structural safety, making it feasible to construct more resilient, cost-effective buildings in high-seismicity regions.

Keywords: Linear analysis, nonlinear analysis, optimization, quantity, structural walls

Introducción

Los sismos son catástrofes naturales que provocan importantes pérdidas humanas y financieras en todo el mundo, los eventos sísmicos han existido siempre, a esto se le conoce como amenaza sísmica, lo que ha aumentado son los edificios y población en zonas sísmicas esto provoca el aumento de la vulnerabilidad, Entonces el riesgo aumenta al ser directamente proporcional a la vulnerabilidad y amenaza. La mayor parte de edificaciones en el Perú están ubicadas en la zona costera la cual presenta un alto riesgo sísmico al estar ubicado en el cinturón de fuego del Pacífico a esto sumado el alto índice de construcción informal que según CAPECO sería del 80%, agravaría la vulnerabilidad de las viviendas, por ello es importante diseñar estructuras capaces de resistir eventos sísmicos.

Para que una estructura se considere segura en caso de terremoto, la norma peruana generalmente requiere que la estructura se analice solo en el rango elástico. Sin embargo, estos análisis no consideran el comportamiento cuando la estructura está más severamente dañada. Se pierde mucha información y no existe un modelo real del edificio; es cierto que la Norma E.030 en su filosofía declara principios de diseño sismorresistente que serían los objetivos de desempeño donde se provee de una cierta resistencia, rigidez y ductilidad en las secciones críticas pero no define las distintas intensidades sísmicas, tampoco se evalúan los objetivos del desempeño; entonces no podremos determinar mediante análisis lineales cuánto fluyen los elementos, a cuales se les debe aumentar la ductilidad, cuál es la pérdida de capacidad de la estructura y si es que el daño esperado será reparable, que tan segura es la estructura reparada, Cual es el nivel de daño estructural y cuál sería el nivel de aceleraciones esperadas.

Ante tal problemática, el ACI.318.19 incluyo por primera vez en uno de sus apéndices, lineamientos para verificar el diseño, a través del desempeño evaluado mediante análisis no lineal. El apéndice A del ACI.318.19 evidencia la necesidad de ir incluyendo en la práctica común del diseño, procedimientos de diseño basado en desempeño, los que hasta ahora no se encuentran en nuestras normas peruanas vigentes.

Entonces surge la siguiente pregunta de investigación ¿Se podría optimizar el acero durante el diseño de una edificación de 7 niveles mediante la verificación por desempeño usando análisis no lineal estático y dinámico?

Actualmente las guías y documentos que se usan para verificar el desempeño sísmico están abocadas a estructuras existentes, como es el caso del ATC 40, el ASCE 41-17, etc. Mientras que normas como el Apéndice A del ACI 318-19 incluyen la posibilidad de usar procedimientos de diseño alternativos a través de la verificación del desempeño extrapolado en su uso para edificios nuevos.

Es muy importante tener en cuenta que el diseño basado en desempeño no es predecir la respuesta exacta de una estructura ante un sismo que resulta imposible; el objetivo de esta metodología es entregar información útil para el diseño usando el estado del arte de la manera más confiable que los métodos lineales que si fuera posible.

La hipótesis planteada es la siguiente: Mediante la verificación no lineal de diseño basado en desempeño se logrará optimizar las cuantías de acero de refuerzo sin afectar la seguridad de vida en un edificio de 7 niveles ubicado en la ciudad de Chiclayo.

La justificación económica se basa que actualmente el proceso de diseñar estructuras para un sismo máximo de diseño y que la estructura se mantenga dentro del rango lineal elástico, además de no esperar daños significativos en la estructura posterior a un sismo severo, esto conllevaría a encarecerla significativamente. Por ello sería importante optimizar un material aportante de rigidez como es el acero mediante la verificación no lineal de diseño basado en desempeño con la finalidad de equilibrar el costo de inversión y manteniendo una estructura sismorresistente.

La Justificación social de esta investigación es de vital importancia ya que el territorio peruano se encuentra dentro de la zona con más actividad sísmica del planeta conocida como cinturón de fuego, es de vital importancia estar al tanto del estado del arte en diseño sismo resistente con el fin de reducir o evitar las pérdidas económicas y humanas generadas por sismos fuertes y la reducción de daños estructurales obteniendo una estructura con capacidad de funcionamiento posterior al sismo.

La justificación práctica esta investigación se debe a que es importante utilizar metodología innovadora propuesta en el Apéndice A del ACI.318.19 mediante diseño basado en desempeño con el fin tener estructuras seguras y resilientes a sismos.

Para responder a la pregunta de investigación e hipótesis formuladas se plantea como objetivo general:

- Optimizar la cuantía de acero para un edificio de 7 niveles de concreto armado mediante la comparación de diseños con la norma peruana vs normas norteamericanas.

Y esta a su vez se divide en los siguientes objetivos específicos:

- Proponer el diseño arquitectónico de un edificio de 7 niveles.
- Analizar y Diseñar las estructuras de un edificio de 7 niveles según los parámetros de las normas E.030 y E.060.
- Analizar y Diseñar la superestructura de un edificio de 7 niveles según los parámetros de las normas del apéndice A del ACI 318-19, ASCE 7-16, LATBSDC, TBI.
- Comparar las cuantías de acero de las dos alternativas de diseño.
- Elaborar los planos del diseño inicial y la verificación del diseño final considerando optimización de cuantía de acero.

Revisión de literatura

Antecedentes

Investigadores del departamento de ingeniería de la universidad de Hong Kong presentaron una técnica eficaz que incorpora el análisis *pushover* junto con procedimientos de optimización numérica para automatizar el diseño de la deriva de los edificios de concreto armado. El refuerzo de acero es el material más usado para controlar la deriva más allá de la primera cedencia y para proporcionar la ductilidad requerida de las estructuras de los edificios de concreto armado. En este estudio las proporciones de refuerzo de acero se toman como variables

de diseño durante el proceso de optimización de diseño. Usando el principio de trabajo virtual las respuestas no lineales de deriva sísmica inelástica generadas por el análisis *pushover* pueden expresarse explícitamente en términos de variables de diseño de elementos. Su trabajo presenta criterios para resolver el problema de optimización de diseño sísmico explícito basado en su desempeño trabajando con dos ejemplos de marcos de edificios para ilustrar la efectividad y practicidad del método de diseño óptimo propuesto [1].

Un Estudiante Ecuatoriano de la escuela Politécnica Nacional se propone como objetivo analizar varios edificios de acero que tienen diferentes características geométricas con diferentes tipos de arriostramientos laterales. Se analizaron las cargas verticales, se evaluó la fuerza sísmica. Luego de cumplir los requisitos mínimos referentes al análisis lineal de las estructuras se procede con el análisis no lineal estático o *pushover*, obteniéndose las curvas de capacidad (cortante basal vs desplazamiento lateral). Después de realizar el análisis no lineal presupuesto las estructuras metálicas, obteniendo un dato muy importante para constructores dedicados a la fabricación y montaje, el dato obtenido es la relación entre el peso sobre área; finalmente se contempló si las estructuras cumplen con los parámetros técnicos y económicos [2].

Estudios realizados en la región acerca del análisis no lineal existen muchos, uno realizado en la presente universidad tuvo como objetivo realizar un análisis no lineal estático y dinámico de una vivienda nueva de cinco niveles proponiendo mejoras de estructuración, el procedimiento estuvo basado en la norma ASCE 41-13, usando el método de coeficientes de desplazamientos con el fin de hallar el desempeño, se discretizó mediante plasticidad concentrada en las rotulas para vigas como columnas y plasticidad distribuida mediante fibras a los muros de corte. Se diseñó según la norma E.030 con un sismo de diseño y además se verificó mediante métodos no lineales su desempeño ante un sismo máximo considerado, llegando a discrepar los resultados con la norma E.030 ya que esta norma no considera tales objetivos del análisis no lineal, en cambio se pudo demostrar que el análisis no lineal estático y dinámico permiten lograr un mejor desempeño frente a sismos, evitando fallas apresuradas y tolerar mayores demandas sísmicas [3].

En la universidad Pedro Ruiz de Lambayeque dos tesis realizaron un proyecto donde compararon la norma E.060 de los años 2009 y 2019 con el código ACI 318-19 en el diseño de muros estructurales en edificios de mediana altura de siete a veinte niveles localizados en Lima

Metropolitana, Las secciones fueron rectangulares simples y complejas. Concluyeron que la diferencia de los diagramas de interacción del ACI 318-19 conlleva a necesitar más acero a flexión que la norma E.060 (2009 y 2019) debido a la diferencia en los factores de reducción de resistencia; se detectó diferencias en los requerimientos de refuerzo transversal en bordes especiales y ordinarios donde la norma peruana necesita mejorar, otra falencia es que la norma E.060 (2009 y 2019) no considera la amplificación dinámica al cortante, la que sí está en el ACI 318-19, cuyo impacto es más claro en edificios de mediana y gran altura. La norma E.060 (2009 y 2019) resulta ser más conservadora respecto al ACI 319-19 en la cuantía de acero vertical de muros con núcleos confinados [4].

Otra investigación cuyo fin de comparar el comportamiento de las edificaciones ante un sismo con disipadores por análisis estático y dinámico no lineal. El tipo de investigación fue aplicada y diseño de investigación comparada Según el autor, la población y las muestras se ajustarán por construcción. Hormigón armado con disipador de energía Chiclayo SLB como método de captación Se utilizaron datos se usó la observación directa. El autor realizó un análisis estático no lineal Tener en cuenta la no linealidad y la no linealidad geométrica de materiales como: También realiza y realiza análisis dinámico no lineal. En cuanto al resultado del análisis estático no lineal, debido a que se utiliza Récord de aceleración real. Esta investigación ha hecho una gran contribución. A pesar de tener un dispositivo de aislamiento sísmico integrado en el edificio, utiliza la no linealidad. Geometría, como creen, lo que no mencionan en muchos trabajos de investigación. Las estructuras del edificio no sufren grandes deformaciones, lo que le lleva a despreciar estos efectos. [5]

Bases teóricas

Diseño basado en resiliencia sísmica.

En terremotos, las pérdidas más importantes para la economía del país y de sus habitantes afectados se deben a las pérdidas indirectas debido a los tiempos de inactividad prolongados de las industrias y de su personal para reanudar sus trabajos y poder regresar con sus familias a una vivienda segura. El diseño sísmico basado en resiliencia busca identificar y mitigar los riesgos inducidos por el sismo para lograr objetivos de recuperación rápidos después de un sismo importante; el principio clave en el diseño sísmico basado en resiliencia es limitar el daño esperado a los componentes estructurales y arquitectónicos y a los sistemas de salida (ascensores y escaleras y puertas), ya que cualquier otro daño mayor podría dificultar la recuperación o evitar un retorno rápido a la funcionalidad.

Propiedades Mecánicas del Concreto

Módulo de Elasticidad del Concreto

Con el fin de calcular las deformaciones en elementos o estructuras de concreto armado debido a cargas de corta duración, donde es posible considerar una relación lineal entre los esfuerzos y las deformaciones del concreto sin cometer errores significativos, se requiere establecer un valor para el módulo de elasticidad. Aunque las curvas esfuerzo-deformación del concreto no son lineales, el concepto convencional de módulo de elasticidad, utilizado para el acero, no es apropiado. Sin embargo, cuando se aplican esfuerzos bajos, en el rango de 0.4 a 0.5 f'_c , asumir un comportamiento lineal no conduce a errores sustanciales [6].

Para concretos de peso normal la norma peruana permite estimar E_c mediante:

$$E_c = 15,000\sqrt{f'_c} \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$$

Módulo de Poisson del Concreto

Cuando el esfuerzo en el concreto está por debajo del valor crítico, que representa aproximadamente el 75% al 80% de la resistencia característica a compresión del concreto (f'_c), el valor del Módulo de Poisson (μ) varía entre 0.11 y 0.21. Por lo general, se encuentra en el rango de 0.15 a 0.20 y se mantiene prácticamente constante bajo cargas sostenidas. En la práctica común, se adopta frecuentemente un valor de $\mu = 0.15$. Con esta consideración, el Módulo de Rigidez al Esfuerzo Cortante puede ser determinado [6]:

$$G_c = \frac{E_c}{2(1 + \mu)}$$

Comportamiento del Concreto simple en Compresión

La figura siguiente ilustra las formas comunes de las curvas esfuerzo-deformación del concreto cuando se somete a carga axial. Estas curvas se obtienen a través de ensayos de compresión realizados lentamente con control de deformación, lo que permite obtener la porción descendente de las curvas. En los ensayos con carga controlada, por lo general, no es factible obtener la región descendente de las curvas [6].

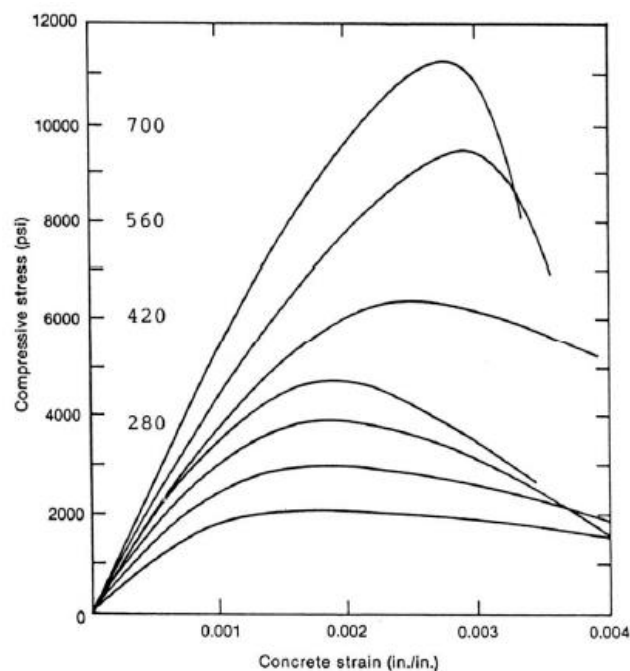


Imagen 1 Curvas típicas del concreto simple en compresión [6].

Las curvas esfuerzo-deformación del concreto revelan que es un material frágil con una capacidad de deformación limitada y sin punto de fluencia ni rango de deformación plástica como el acero. A medida que aumenta la resistencia del concreto, su capacidad de deformación disminuye, y la deformación máxima alcanzada por el concreto comprimido disminuye también. La deformación correspondiente al valor de resistencia varía y aumenta con valores más altos de resistencia. Después de alcanzar la resistencia máxima, la curva presenta una rama descendente debido a la fisuración interna, y por encima del esfuerzo crítico, la propagación de grietas se vuelve inestable. La longitud de la rama descendente depende de las condiciones de ensayo y las características de la máquina utilizada. La curva es aproximadamente lineal hasta cierto punto y la rama ascendente se puede aproximar mediante una parábola. En elementos

reales como vigas, la presencia de gradientes de esfuerzos resulta en la presencia constante de la rama descendente en la curva esfuerzo-deformación, donde las fibras menos esforzadas estabilizan a las más esforzadas [6].

Modelos Para el concreto

Se han propuesto varios modelos y ecuaciones para describir analíticamente la curva esfuerzo-deformación del concreto en compresión, pero debido a la complejidad del problema y la influencia de numerosas variables, incluyendo el confinamiento, se presentan desafíos. Afortunadamente, las normas proporcionan simplificaciones significativas en el modelo de comportamiento utilizado para el diseño de secciones de concreto armado. Sin embargo, cuando se requiere calcular o investigar con mayor precisión la resistencia y ductilidad de un elemento, es necesario utilizar un modelo de comportamiento más avanzado. Es importante tener en cuenta que rara vez es posible determinar con precisión todas las variables que pueden afectar la forma de la curva y los valores asociados de esfuerzos y deformaciones.

En la siguiente imagen se presenta una representación típica para el comportamiento del concreto no confinado, conocida como el modelo de *Hognestad* desarrollado en 1951. En este modelo, se utiliza comúnmente un valor de $\epsilon_0 = 0.002$ como deformación correspondiente al límite de fluencia, y se adopta un valor de ϵ_{cu} que generalmente varía entre 0.003 y 0.004 como deformación máxima alcanzada por el concreto comprimido.

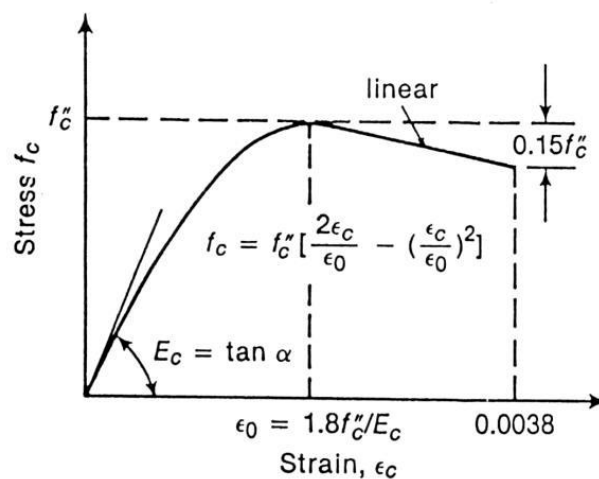


Imagen 2 Modelo de Hognestad para concreto no confinado

El modelo de *Park-Paulay* es uno de los numerosos modelos propuestos para el comportamiento del concreto confinado mediante el uso de estribos rectangulares. En este modelo, de manera conservadora, no se modifica la resistencia del concreto debido al

confinamiento, pero se tiene en cuenta su efecto en la longitud y pendiente de la rama descendente de la curva.

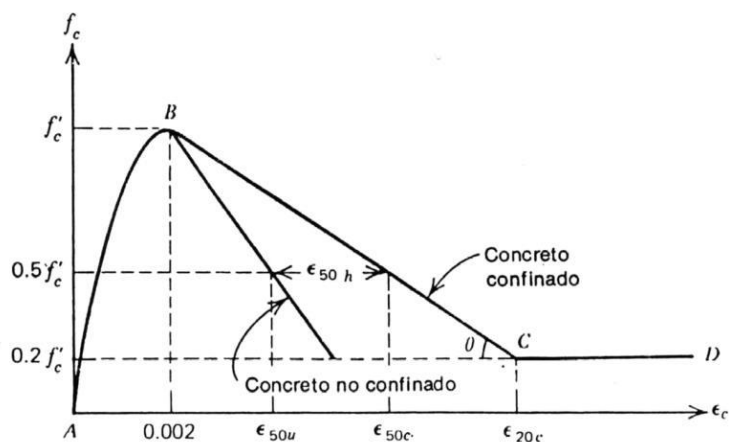


Imagen 3 Modelo de Park para concreto confinado por estribos rectangulares [6]

Concreto confinado y no confinado - Esfuerzos de compresión

La curva de esfuerzo-deformación del hormigón presenta típicamente un segmento de esfuerzo-deformación de endurecimiento seguido de un segmento de debilitamiento. La pendiente negativa puede ser pronunciada para el concreto no confinado, mientras que el concreto confinado puede mostrar una respuesta muy estable hasta deformaciones relativamente grandes. Existen varios modelos que pueden utilizarse para modelar el comportamiento uniaxial del hormigón (por ejemplo, *Mander et al., 1988; Chang, 1994; y Popovics, 1973*).

Mander et al. (1984) ha propuesto un enfoque unificado de Esfuerzo-deformación para el concreto confinado aplicable tanto a formas circulares como rectangulares. El modelo esfuerzo-deformación se ilustra más adelante y se basa en una ecuación sugerida por *Popovics (1973)*. Para una deformación (cuasi-estática) y carga monótona, la tensión de compresión longitudinal del hormigón f_c viene dada por:

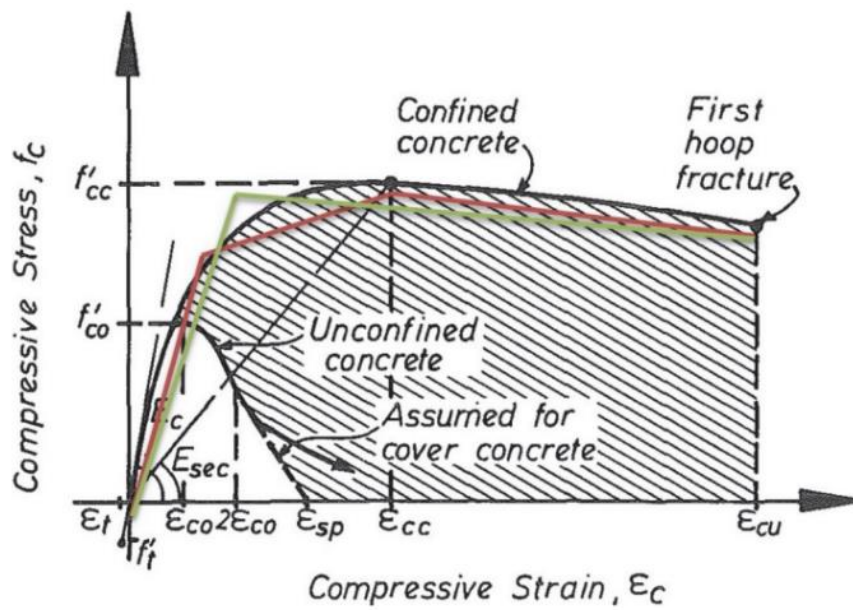


Figura 1 Modelo esfuerzo-deformación para concreto confinado y no confinado [7]

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

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad (2)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (3)$$

$$E_c = 57,000 \sqrt{f'_{co}} \text{ (psi)} \quad (4)$$

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

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

$$f'_l = \frac{1}{2} k_e \rho_s f_{yh} \quad (7)$$

Donde: f'_{cc} y ϵ_{cc} son el esfuerzo máximo del concreto confinado y su deformación correspondiente respectivamente, f'_{co} y ϵ_{co} son la resistencia del concreto no confinado y su correspondiente deformación, ϵ_{co} se puede asumir el valor de 0.002, f'_l es el esfuerzo efectivo de confinamiento lateral del concreto, ρ_s y f_{yh} es la cuantía de refuerzo transversal y su límite elástico respectivamente, k_e se define más adelante. Nótese que el esfuerzo de confinamiento definido en la ecuación (7), se especifica a lo largo de una dirección dada, donde es posible

tener diferentes esfuerzos de confinamiento f'_{lx} y f'_{ly} a lo largo de la dirección “x” e “y” respectivamente [8].

El coeficiente de eficacia del confinamiento, k_e , se define mediante la siguiente ecuación:

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6b_c d_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right)}{1 - \rho_{cc}} \quad (8)$$

Donde ρ_{cc} es la relación entre el área de refuerzo longitudinal y el área del núcleo de la sección. Y los parámetros w'_i , b_c , d_c y s' están definidos en la siguiente imagen:

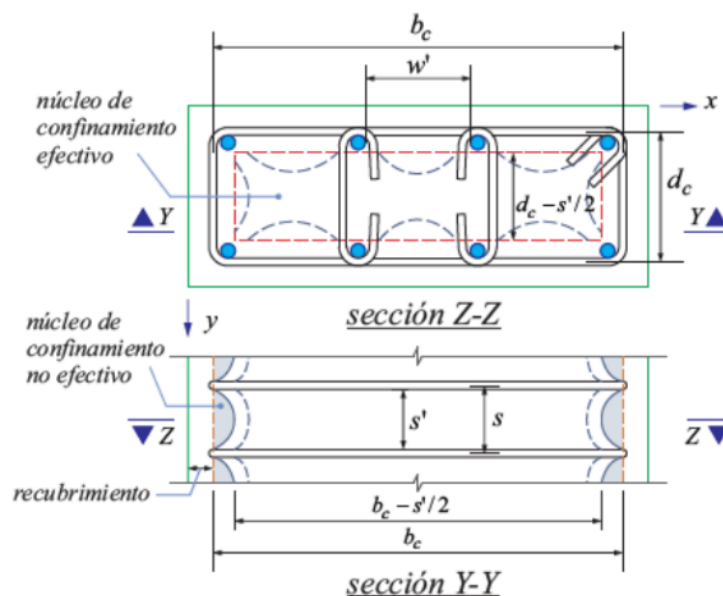


Figura 2 Núcleo confinado para un refuerzo [7]

La resistencia máxima del hormigón confinado f'_{cc} , puede calcularse a partir de la siguiente ecuación donde f'_{co} , f'_{lx} y f'_{ly} se evalúa usando la siguiente figura, donde $f'_{lx} = f'_{ly}$.

$$f'_{cc} = f'_{co} \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_{co}}} - 2 \frac{f'_l}{f'_{co}} \right) \quad (9)$$

Mander propone un método bastante complejo para calcular ϵ_{cu} , el cual se basa en la resolución de una ecuación de balance de energía. Por otro lado, Paulay y Priestley (1992), han propuesto la siguiente ecuación como una estimación más simple y conservadora de la deformación máxima del concreto confinado. En esta ecuación, ϵ_{su} representa la deformación cuando el acero alcanza su esfuerzo último a la tracción, y se puede considerar como 0.09.

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_{yh} \epsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad (10)$$

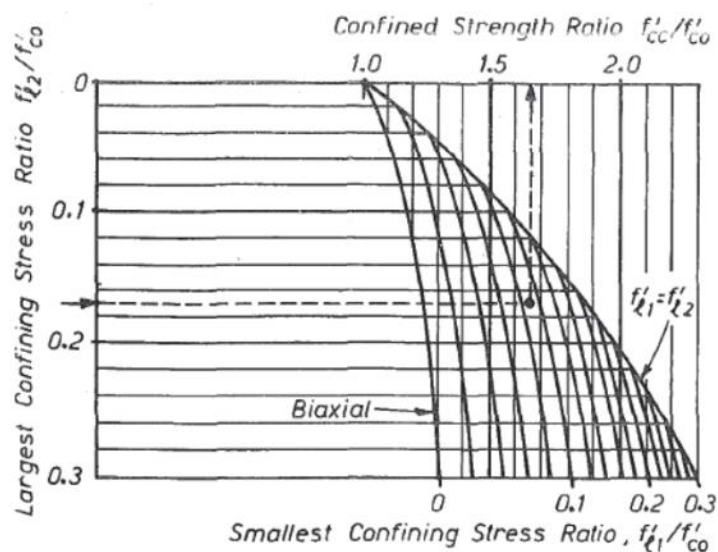


Figura 3 Determinación de resistencia confinada a partir de tensiones de confinamiento laterales para sección rectangular [7]

Relación esfuerzo-deformación del acero

Las curvas esfuerzo-deformación típicas del acero se obtuvieron mediante ensayos experimentales realizados bajo carga monótonica de tracción. Estas curvas exhiben una etapa inicial elástica lineal, seguida de una meseta de fluencia donde la deformación continúa aumentando a pesar de que la carga se mantiene constante. Luego, se presenta una región de endurecimiento por deformación y finalmente una zona en la cual el esfuerzo disminuye hasta que se produce la falla. Los ensayos también han demostrado que es razonable suponer que las curvas esfuerzo-deformación son idénticas tanto en tracción como en compresión. [9]

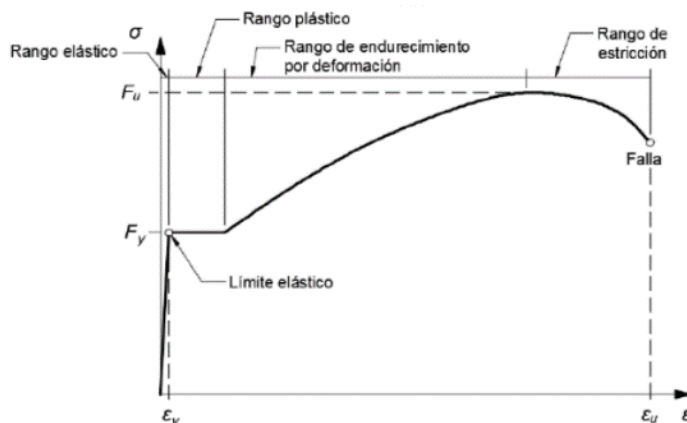


Figura 4 Comportamiento esfuerzo-deformación del acero [9]

Comúnmente, en el diseño, se simplifica la curva esfuerzo-deformación del acero al ignorar la resistencia superior de la zona de cedencia y el incremento del esfuerzo debido al

endurecimiento por deformación. Esto se conoce como un modelo constitutivo elastoplástico perfecto. En este modelo simplificado, se asume que el material se comporta elásticamente hasta alcanzar un límite de fluencia, a partir del cual se considera que se vuelve plástico y sufre deformaciones permanentes sin aumentar su resistencia.

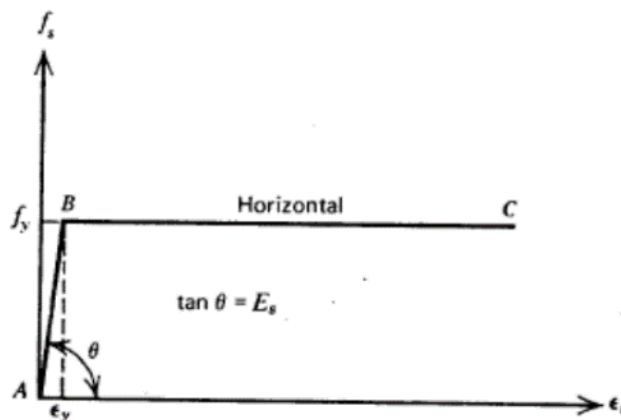


Figura 5 Modelo elastoplástico del acero [9]

Momento - Curvatura de una Sección

En el contexto de las secciones de concreto armado, se empleará la definición tradicional de curvatura, la cual es estudiada en el campo de la Resistencia de Materiales.

Si se realiza un ensayo en una viga de concreto armado, donde la zona central está sometida a flexión pura con cargas concentradas en los tercios, el Diagrama Momento-Curvatura ($M-\varphi$) generalmente tendrá una forma similar a la representada en la siguiente figura, se utiliza la curva para ilustrar la definición de la ductilidad de curvatura de una sección (μ). Esta medida se define como el cociente entre la curvatura última (φ_u) y la curvatura en la cual comienza la fluencia del refuerzo (φ_y). La ductilidad de curvatura proporciona una evaluación de la capacidad de deformación en el rango inelástico de la sección, es decir, su capacidad de deformarse inelásticamente [6].

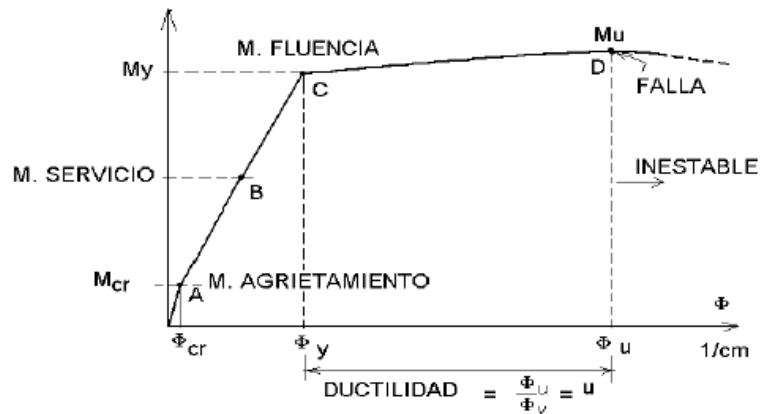


Figura 6 Diagrama Momento-Curvatura [6]

Relación momento – rotación

El diagrama Momento-Curvatura ($M-\Phi$) corresponde a la representación gráfica de una sección, mientras que el diagrama Momento-Rotación ($M-\theta$) se aplica a una porción específica del elemento, generalmente en la zona de la rótula plástica.

A partir del diagrama $M-\Phi$, es posible determinar la rotación inelástica entre dos puntos a lo largo del elemento, dentro de la zona de la rótula plástica, que tiene una longitud conocida como longitud de plastificación equivalente (L_p). Esta longitud incluye las grietas diagonales causadas por cortante, que no están consideradas en la construcción del diagrama $M-\Phi$. Tampoco se toma en cuenta el deslizamiento del acero en torno a las grietas ni la reducción de la deformación unitaria del acero debido al concreto no agrietado. Como resultado, la rotación inelástica es menor a la calculada.

Estas consideraciones dificultan el cálculo de la rotación inelástica disponible. Normas como el ASCE/SEI 41-13, y ATC-40 establecen un diagrama $M-\theta$ simplificado y estandarizado

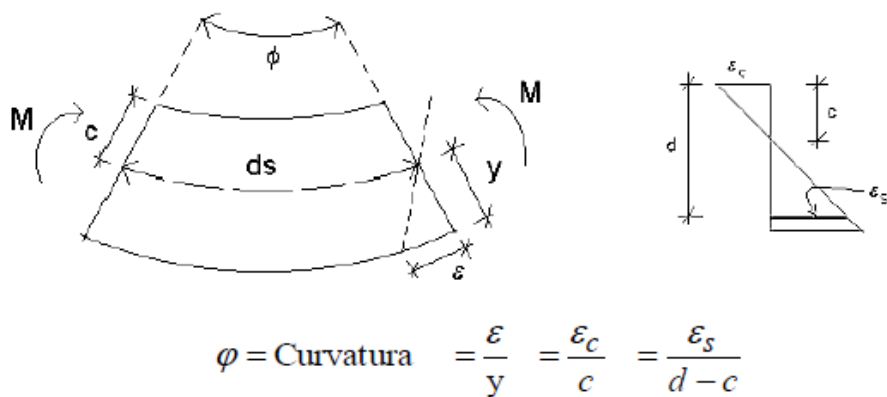


Figura 7 Curvatura de una sección [6]

Diagrama Simplificado Momento-Rotación

Debido a la gran cantidad de secciones presentes en una estructura y a la complejidad que implicaría construir un diagrama Momento-Rotación ($M-\theta$) detallado para cada elemento, se utilizan diagramas simplificados que representan tramos rectos entre los puntos críticos. Estos diagramas simplificados facilitan los cálculos y permiten obtener resultados aproximados de manera más eficiente.

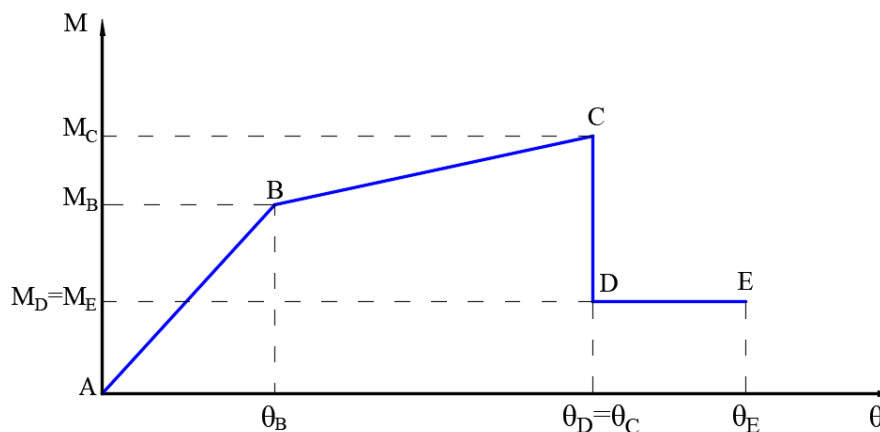


Figura 8 Diagrama Momento-Rotación simplificado (ASCE/SEI 41-13)

Relaciones Generalizadas Fuerza-Deformación

Para evaluar la respuesta no lineal de la estructura, es necesario tener conocimiento sobre el comportamiento de los componentes más allá del rango lineal. La respuesta de estos componentes debe ser representada mediante curvas que describan su comportamiento, utilizando valores obtenidos a partir de evidencia experimental o tomados de las Tablas del ASCE/SEI 41-13. Estas curvas son conocidas como Relaciones Generalizadas Fuerza-Deformación.

La relación generalizada fuerza-deformación se describe de la siguiente manera: desde el punto A (componente sin carga) hasta el punto B de fluencia efectiva, se tiene una respuesta lineal. Luego, entre los puntos B y C, se presenta una respuesta lineal con reducción de la rigidez que representa el endurecimiento por deformación. A partir del punto C, se produce una degradación repentina de la resistencia hasta el punto D. Más allá del punto D, el elemento muestra una resistencia sustancialmente reducida hasta llegar al punto E. Para deformaciones más allá de este último punto, la resistencia es prácticamente cero. Los valores numéricos correspondientes se encuentran en las Tablas del ASCE/SEI 41-13.

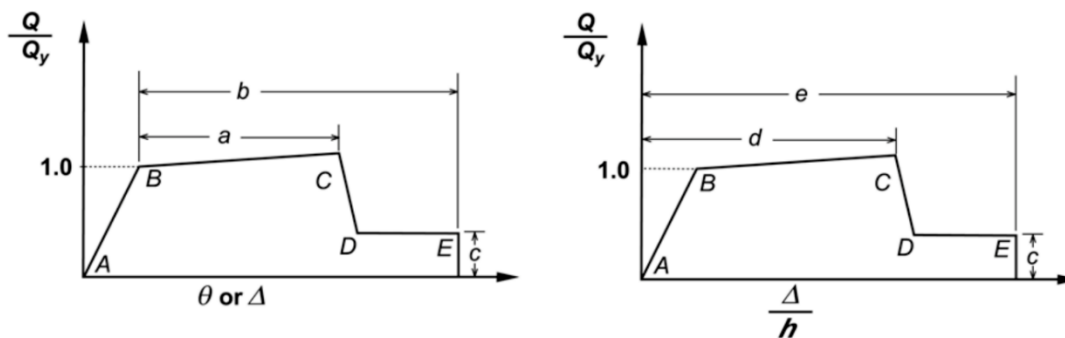


Figura 9 Relaciones generalizadas fuerza-deformación para componentes (ASCE/SEI 41-13)

Antes de calcular los parámetros de modelación y los criterios de aceptación, es necesario determinar el tipo de falla que controla al elemento, ya sea flexión o corte. Para cada tipo de viga, columna y muro de corte, se deben calcular los esfuerzos de fluencia y últimos (f_y y f_u) respectivos. Estos parámetros de modelación dependen de factores como las cuantías de acero, el refuerzo transversal y la fuerza de corte actuante. Una vez se tengan estos datos y parámetros, se podrá representar la respuesta no lineal de los elementos.

Rótulas Plásticas

Una rótula plástica es un mecanismo que permite la rotación plástica de una sección de manera controlada, manteniendo el momento plástico casi constante. Estas rótulas plásticas son indispensables para definir el comportamiento no lineal de la estructura.

Rótulas Plásticas-Vigas

Durante un evento sísmico, el comportamiento no lineal en las vigas tiende a concentrarse en las zonas cercanas a los nudos en una longitud específica L . El daño no es uniforme, sino que se concentra principalmente en los nudos.

Para simplificar el análisis, se suele considerar una zona de daño equivalente llamada "rótula plástica", en la cual se concentra toda la deformación inelástica. Esta zona tiene una longitud representada por " L_p ". Una aproximación común para L_p es de 0.4 a 0.5 veces la altura del elemento ($L_p = 0.4d$ o $0.5d$) (Park y Paulay, 1975). Se asume que en esta longitud la curvatura es constante.

Estas suposiciones son útiles porque permiten relacionar el momento con la rotación, simplificando así el análisis estructural.

Rótulas Plásticas- Columnas

En el caso de las columnas, la ductilidad no depende únicamente de la geometría, como ocurre en las vigas. En cambio, la ductilidad en las columnas está relacionada con la carga axial (P) que actúa sobre ellas. Para que una sección de columna pueda desarrollar una rótula plástica y tener una respuesta dúctil, es necesario garantizar que la carga axial no supere la carga axial balanceada (P_b).

En resumen, la ductilidad de una columna se logra cuando la carga axial (P) es menor que la carga axial balanceada (P_b). De esta manera, se pueden generar rótulas plásticas y permitir la deformación inelástica de la columna bajo cargas elevadas.

Rótulas Plásticas- Muros de corte

En el caso de los muros esbeltos (relación altura-longitud $H/L > 2$), su comportamiento puede asimilarse al de una viga en voladizo, considerando la presencia de una carga axial. La concentración de momentos en la base del muro hace necesario considerar la formación de una rótula plástica en esta zona, lo cual puede provocar fisuras de flexión y fisuras de tracción diagonal. Estas últimas requieren un refuerzo por cortante significativo. Además, existe la posibilidad de una falla por deslizamiento, especialmente en las juntas de vaciado entre pisos o entre la zapata y el primer piso, dependiendo de la calidad de la superficie de contacto.

En el caso de muros bajos ($H/L \leq 2$) en edificaciones de pocos pisos, su comportamiento es similar al de una viga con un gran peralte. Debido a las cargas de gravedad relativamente pequeñas, no se requiere un refuerzo de tracción por flexión significativo. En estos muros, la falla por deslizamiento es más común debido a la carga axial mínima, así como la falla por cortante o tracción diagonal. La falla por flexión es poco probable, ya que el momento importante sería controlado por la cimentación antes de que llegue al muro.

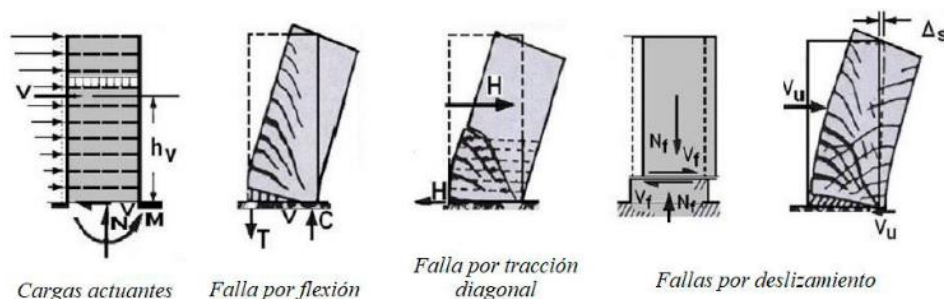


Figura 10 Tipos de falla en muros de corte (Blanco, 1994)

Modelo no lineal

La forma más simple de representar el comportamiento no lineal de la estructura ante la amenaza sísmica es mediante un modelo de plasticidad concentrada. En este modelo, se ubican rótulas plásticas en los extremos de las vigas y columnas, mientras que las uniones entre columnas y vigas (nudos) se consideran rígidas. Esto permite simular de manera efectiva la respuesta inelástica de la estructura durante un evento sísmico.

La estructura entra en el rango no lineal por efecto de los movimientos sísmicos, deformación permanente, pérdida de rigidez, pérdida de resistencia y provocando así daño estructural a los elementos que componen la estructura. A diferencia del análisis lineal elástico, en el análisis no lineal las propiedades de la estructura (rigidez, resistencia, tensión, etc.) pueden cambiar con el tiempo y dependen en gran medida de la magnitud de la carga aplicada.

Entre las ventajas más importantes del análisis no lineal:

- Permite obtener las cargas más realistas en la estructura.
- Identificar el mecanismo de falla de la estructura.
- Es ampliamente utilizado en evaluación sísmica y refuerzo estructural.

Análisis estático no lineal o *Pushover*

El análisis estático no lineal (*Pushover*) es un procedimiento simplificado, estático y no lineal en el que se aplica un patrón predefinido de cargas sísmicas a las estructuras hasta que alcanzan un mecanismo de colapso plástico. Durante el análisis, la estructura comienza con una respuesta elástica relativa a la rigidez inicial, pero luego, al aumentar la fuerza, los elementos superan el límite elástico y la rigidez disminuye. Se produce la reducción de rigidez y con ello la estructura logrando entrar en el rango inelástico proporcional a su ductilidad. Este método de análisis suele adoptar un enfoque de plasticidad global que sigue la propagación de la inelasticidad mediante la formación de rotulas plásticas no lineales.

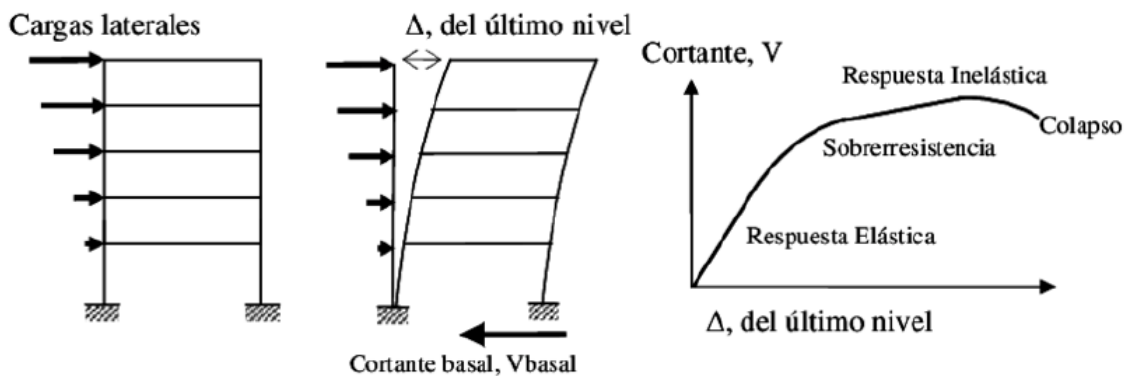


Figura 11 Secuencia del Análisis Pushover (Arango, Paz y Duque, 2009)

Las rotulas plásticas se personalizan para cada elemento estructural según su tipo de falla, indicando su óptima flexibilidad y capacidad en términos de flexión, rotación o desplazamiento. Con el aumento de las cargas laterales, se observa la aparición de las rótulas en cada elemento, lo que revela el mecanismo por el cual se produce la falla (dúctil o frágil), que eventualmente puede conducir al colapso. La estructura puede continuar deformándose en el rango inelástico siempre que los mecanismos frágiles no comprometan la estabilidad o los elementos tengan suficiente ductilidad.

Procedimiento del Análisis Pushover

1. Definir el modelo matemático de la estructura que añada las características fuerza-deformación no lineal de los elementos según las Tablas del ASCE/SEI 41-13.
2. El nodo de control se define como el punto ubicado en el centro de masa del último nivel del edificio. Es el punto de referencia para medir y registrar las fuerzas y desplazamientos durante el análisis de la estructura.
3. Se aplica un patrón de carga lateral que es proporcional a la forma del modo fundamental de la estructura. Este patrón de carga se incrementa de manera monótonica para simular el efecto del sismo en la estructura.
4. Se obtiene la curva de capacidad registrando la fuerza de corte basal y el desplazamiento del nodo de control. También se registran las fuerzas y deformaciones de cada elemento estructural. Estos valores se comparan con los

diagramas momento-rotación de cada elemento para evaluar su respuesta ante el incremento de carga lateral.

5. Cada incremento de carga lateral se analiza por separado, tomando como base los resultados del análisis anterior. Los valores de carga lateral, rotaciones y desplazamientos correspondientes al análisis previo se agregan a los resultados del último análisis.

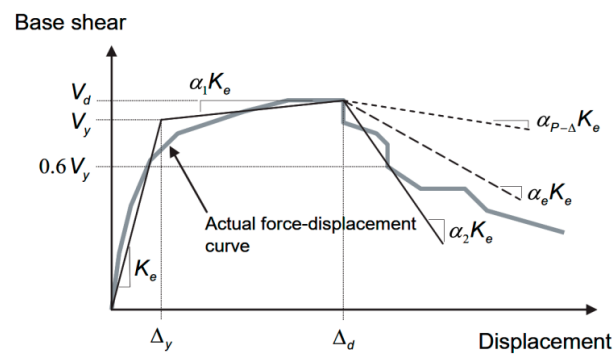


Figura 12 Curva de capacidad idealizada (ASCE/SEI 41-13)

Se obtiene una curva de capacidad idealizada que representa la capacidad resistente de la estructura. Esta curva se genera a partir de los resultados obtenidos en los análisis y permite evaluar el comportamiento de la estructura ante cargas cada vez más altas.

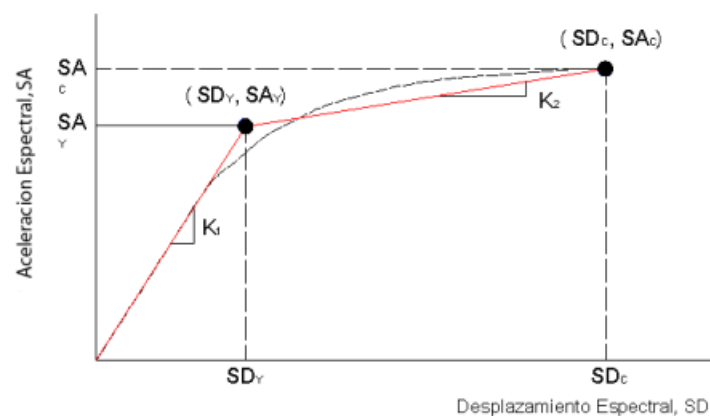


Figura 13 espectro de capacidad con los puntos de fluencia efectiva (SD_y , SA_y) y colapso (SD_c , SA_c) resaltados respectivamente [11]

Ductilidad

La ductilidad en una estructura o elemento estructural se refiere a su capacidad de deformarse inelásticamente. Esta capacidad depende del tipo de sistema estructural, la presencia de irregularidades y las propiedades del material utilizado.

En el caso del concreto armado, la ductilidad se logra principalmente a través de la capacidad de deformación inelástica del acero de refuerzo. El acero es capaz de soportar grandes deformaciones después de superar su límite elástico, lo que permite que la estructura sea capaz de absorber energía durante un evento sísmico.

Es posible estimar tanto la ductilidad disponible como la ductilidad demandada para un nivel de sismo específico. La ductilidad disponible se refiere a la capacidad real de la estructura para deformarse inelásticamente, mientras que la ductilidad demandada es la cantidad de deformación inelástica que se espera que la estructura experimente durante un evento sísmico de cierta intensidad.

El análisis de la ductilidad disponible y demandada es importante para evaluar la capacidad de una estructura para resistir sismos y garantizar su seguridad estructural.

Diseño por desempeño

De acuerdo con el comité Visión 2000, el diseño basado en el desempeño incluye la selección de características de evaluación congruentes que permiten evaluar el tamaño y el detalle de cada elemento estructural, no estructural y de contenido, de modo tal que en un grado específico sismo y con diversos grados de confianza la estructura no debe fallar más allá de ciertos estados límite. [10]

Niveles de desempeño.

El nivel de desempeño describe una condición de falla limitada que puede considerarse satisfactoria para un edificio dado y un movimiento sísmico dado. La condición de contorno se describe por el daño físico dentro del edificio, la amenaza a la seguridad de los ocupantes del edificio causada por el daño y la condición operativa del edificio después del terremoto. Los

niveles de desempeño objetivo para los sistemas estructurales y no estructurales se determinan de forma independiente. Los niveles de rendimiento estructural reciben nombres y símbolos numéricos, mientras que los niveles de rendimiento no estructurados reciben nombres y símbolos alfabéticos [11].

Propuesta del Comité SEAOC Visión 2000

Objetivos de desempeño

La normativa NTE E.030 establece que la estructura no debe experimentar un colapso que ponga en riesgo a las personas, aunque es aceptable que pueda sufrir daños significativos en caso de sismos severos. Además, la estructura debe ser capaz de resistir sismos de intensidad moderada, aunque podría sufrir daños que sean susceptibles de reparación. Estos principios de diseño sísmico se pueden relacionar con los objetivos básicos de desempeño definidos por el Comité Visión 2000, los cuales son considerados apropiados para edificaciones de uso común, como la que se aborda en el presente trabajo de tesis.

		<i>Nivel de Desempeño Sísmico</i>			
		Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de Vida	Prevención de colapso
<i>Drift máximo</i>		0.002	0.005	0.015	0.025
<i>Sismo de Diseño</i>	Frecuente (43 años)	●	○	○	○
	Ocasional (72 años)	—	●	○	○
	Raro (475 años)	—	—	●	○
	Muy Raro (970 años)	—	—	—	●

Desempeño Inaceptable
(para edificaciones nuevas)

Objetivos Básicos

Figura 14 Objetivos básicos de desempeño en edificaciones comunes, SEAOC

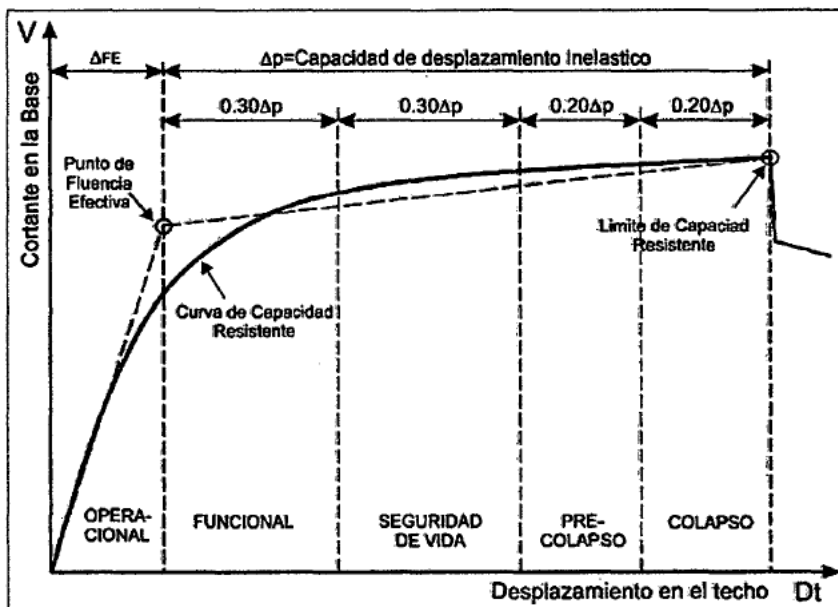


Imagen 4 Niveles de desempeño SEAOC Visión 2000

Modos de falla en elementos estructurales

Para elaborar un modelo inelástico, es vital el conocimiento del modo de falla de los componentes estructurales. En el diseño de edificios nuevos, las fallas serán orientadas hacia el comportamiento dúctil. En cambio, en estructuras existentes no siempre se tendrán fallas dúctiles presentes en los componentes [19].

En la práctica tenemos acciones controladas por deformación y las acciones controladas por fuerza. El modo de comportamiento inelástico del componente debe ser consistente con el tipo de falla del elemento [19].

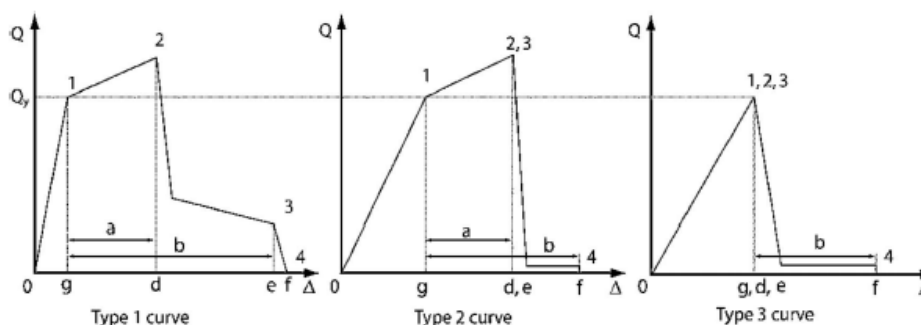


Figure 7-4. Component Force Versus Deformation Curves

Figura 15 Componente fuerza versus deformación ASCE 41-17

Deformación Controlada, estas acciones son las que se desean, y se debe diseñar para que así suceda, esto se logra mediante el diseño conceptual que oriente las secciones críticas a determinadas regiones y el diseño por capacidad que es evitar fallas a corte.

Las acciones controladas por fuerza deben diseñarse por resistencia usando criterios de diseño por capacidad, si cumple lo anterior se puede considerar elástica en el modelo, sin embargo, hay casos donde no se puede evitar tenerlas como en muros chatos, de albañilería y vigas de acople, las cuales no forman parte de la presente investigación.

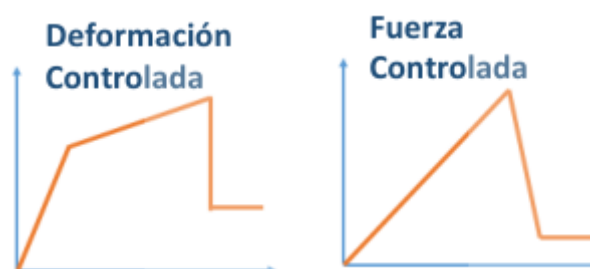


Figura 16 Acciones controladas por deformación y fuerza [19].

Es importante conocer cuáles son las acciones dúctiles que diseñamos para que sucedan, los modelos inelásticos deben construirse para poder representar los mecanismos elegidos y debe comprobarse.

Componente	Acción	Clasificación	Tipo
Muro Estructural	Flexión	Controlada por deformación	No Crítica
	Corte	Controlada por fuerza	Crítica
Viga de pórtico	Flexión	Controlada por deformación	No Crítica
	Corte	Controlada por fuerza	Crítica
Columna de pórtico	Flexión	Controlada por deformación	No Crítica
	Corte	Controlada por fuerza	Crítica

Tabla 1 Tipos de acciones en elementos estructurales [19]

Normativas de diseño

Reglamento Nacional de edificaciones, E.030 Diseño sismorresistente (2018)

La norma E.030 establece los lineamientos básicos en el diseño sismorresistente que deben cumplir los edificios, los objetivos claros de esta norma son evitar pérdidas humanas, asegurar la continuidad de los servicios primordiales y reducir los daños a la estructura.

La estructura diseñada no debería colapsar ni provocar daños severos a las personas, pero podría presentar daños significativos debido a movimientos sísmicos fuertes. Las estructuras deberán soportar movimientos moderados del suelo pudiendo experimentar daños reparables dentro de los límites aceptables. [12]

American Concrete institute, ACI 318-19 Apéndice A

Este apéndice contiene requisitos congruentes con el análisis y diseño de miembros de concreto por medio de análisis no lineal de la estructura. Se prevé que el diseño inicial de una estructura sismo resistente se realice utilizando un análisis elástico combinado con un criterio de ingeniería. Puede, entonces, hacerse un análisis no lineal ejecutado siguiendo los requisitos de este Apéndice para comprobar el diseño. [13]

Tall Buildings Initiative TBI (2017)

El propósito de esta guía es proporcionar un procedimiento basado en el desempeño para el diseño sismo resistente de edificios altos como una alternativa los procedimientos prescriptivos del ASCE 7 y otras normas incorporadas por el código internacional de construcción (CIB). [14]

Las recomendaciones de diseño se aplican al diseño sísmico de edificios que tienen las características únicas de respuesta sísmica de los edificios altos, incluyendo características de respuesta sísmica de los edificios altos, incluyendo: Un período fundamental de vibración traslacional significativamente superior a 1 segundo; Alta participación de la masa y respuesta lateral en los modos de vibración superiores y Un sistema de resistencia a la fuerza sísmica con una relación de aspecto delgada, de manera que una parte sustancial de la deriva lateral sea el resultado de la deformación axial de los muros y/o los pilares en comparación con la deformación por cizallamiento de los marcos o muros.

Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council, LATBSDC (2020)

La intención del documento es proporcionar un enfoque basado en el desempeño para el análisis y el diseño sísmico de edificios altos con un desempeño predecible y seguro cuando se someten a terremotos. El análisis de edificios altos con un comportamiento predecible y seguro cuando se someten a movimientos sísmicos del suelo. Estas disposiciones dan lugar a una identificación más precisa de las demandas pertinentes en los edificios altos. Como tal, se prevé que la aplicación del procedimiento contenido en este documento se espera que los edificios resistan de forma eficaz y fiable las fuerzas sísmicas y que puedan ser reparables después de terremotos importantes. [15]

American Society of Civil Engineers, ASCE 7-16

Esta norma proporciona cargas mínimas, niveles de riesgo, criterios asociados y los objetivos de rendimiento previstos para los edificios, otras estructuras y sus componentes no estructurales que están sujetos a los requisitos del código de edificación. Las cargas, las combinaciones de carga y los criterios asociados proporcionados en este documento deben utilizarse con las resistencias de diseño o los límites de tensión admisibles contenidos en las especificaciones de diseño para los materiales estructurales convencionales. Utilizados conjuntamente, se considera que se consideran capaces de proporcionar los niveles de desempeño previstos para los que se han desarrollado las disposiciones de esta norma. [16]

Para realizar un análisis de la historia de la respuesta no lineal especificada en el capítulo 16 de esta norma, con el fin de demostrar una resistencia, rigidez y ductilidad aceptables para resistir el sismo máximo considerado (MCER) con un desempeño aceptable.

Se debe tener en cuenta para el análisis de la historia de la respuesta no lineal deberá incluir: Los efectos del movimiento horizontal y el movimiento vertical cuando corresponda. Las historias de aceleración del movimiento del suelo se seleccionarán y modificarán de acuerdo con los procedimientos del capítulo de movimientos del suelo. La estructura se modelará y analizará de acuerdo con los criterios recomendados. Los resultados del análisis deberán cumplir los criterios de aceptación del apartado y la revisión independiente del diseño estructural se realizará de acuerdo con los requisitos de esta norma.

Applied Technology Council, ATC-40

Controlar la calidad de la construcción, El desempeño sísmico real de los edificios es extremadamente sensible a la calidad de la construcción. Es de vital importancia que el ingeniero prepare un plan de garantía de calidad de la construcción específico para el proyecto. [11]

Un objetivo de comportamiento especifica el desempeño sísmico deseado del edificio. Las prestaciones sísmicas se describen designando el estado de daño máximo admisible (nivel de prestaciones) para una amenaza sísmica identificada (movimiento del suelo del terremoto). Un objetivo de comportamiento puede incluir la consideración de estados de daño para varios niveles de movimiento del suelo y entonces se denominaría un objetivo de comportamiento de doble o múltiple nivel. Una vez que el propietario del edificio selecciona un objetivo de rendimiento, el ingeniero puede identificar la demanda sísmica que se utilizará en el análisis y los criterios de aceptabilidad que se utilizarán para la evaluación y el diseño de los sistemas estructurales y no estructurales del edificio. Aunque se espera que la mayoría de los edificios adaptados cumplan o superen el nivel de rendimiento asignado cuando se expongan al movimiento del suelo implícito en el nivel de amenaza seleccionado, dicho rendimiento no debe considerarse garantizado. [11]

Materiales y métodos

Tipo y nivel de investigación

El tipo de investigación de este proyecto es no experimental y descriptiva ya que tiene como finalidad demostrar la utilidad del apéndice A del código ACI 318-19, en la verificación del diseño en edificaciones de concreto armado y su influencia en optimización de acero de refuerzo.

De acuerdo con el fin que se persigue, es investigación aplicada ya que busca una manera de optimizar acero y cómo influye en el costo de la estructura, además de estimar el uso de la verificación no lineal de diseño como proceso convencional en los proyectos de construcción.

Población, muestra y muestreo

La población y muestra de esta investigación está delimitada al modelo de diseño de un edificio de 7 niveles ubicado en el distrito de José leonardo Ortiz, provincia de Chiclayo en el cual se estudiará los elementos estructurales que la componen.

Técnicas e instrumentos de recolección de datos

La técnica para usar será el análisis de contenido extraído de fuentes tales como: normas, artículos y tesis de investigación, planos, ensayos, etc.

Como instrumento, el ensayo de mecánica de suelos servirá para analizar la humedad, granulometría, límite líquido, plástico e índice de plasticidad, peso volumétrico, ensayo de corte directo

Para realizar El análisis no lineal se usarán los softwares de análisis estructural Etabs, SAP2000, AutoCAD para el dibujo, programas de ofimática para elaborar documentos, diapositivas y hojas de cálculo.

Operacionalización de variables

Las variables son:

VARIABLE	DIMENSIÓN	INDICADOR	INSTRUMENTO (TÉCNICA, GUIA)	ESCALA DE MEDICIÓN	UNIDAD DE MEDIDA	
INDEPENDIENTE (X) DISEÑO SISMICO SEGÚN SU FILOSOFIA	Diseño sismorresistente según: E.030: Análisis lineal estático, Análisis Dinámico Modal espectral	Zonificación	Observacion y analisis documental	Ordinal	Adimensional	
		Coficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas, R_0	Observacion y analisis documental	Ordinal	Adimensional	
		Estimación del Peso (P)	Guia y analisis documental	Razon	Ton	
		Modelo de conjunto	Guia de analisis documental	Razon	varios	
		Diseño de la estructura	Normativa E030 E060	Razon	varios	
	Verificación del diseño mediante desempeño: Analisis no lineal Estatico (Pushover) , Analisis no lineal Dinamico (Tiempo-Historia)	Ductilidad y sobrerresistencia Global	Peligro sísmicos	Espectro	Razon	cm/s ²
			Modelo inelastico	Guia de observacion	Razon	varios
			Desempeño (Pushover)	Método De control de Desplazamientos	Razon	Tn, cm
				Desplazamiento	Razon	cm
		Desempeño (Tiempo Historia)	Desempeño (Pushover)	Aceleracion	Razon	cm/s ²
				Coficiente sísmico de fluencia	Razon	intensidad
			Ductilidad y sobrerresistencia Global	Coficiente sísmico de diseño	Razon	periodos (seg)
				Desplazamiento Máximo	Razon	cm
		Desempeño (Tiempo Historia)	Desplazamiento de fluencia	Razon	cm	
			Desempeño (Tiempo Historia)	Giros	Razon	rad
		Deformaciones unitarias	Razon	m/m		
VARIABLE	DIMENSIÓN	INDICADOR	INSTRUMENTO (TÉCNICA, GUIA)	ESCALA DE MEDICIÓN	UNIDAD DE MEDIDA	
DEPENDIENTE (Y) OPTIMIZACIÓN DE ACERO	Optimizacion de Acero (Refuerzo)	Cuantía de acero	Observacion y análisis documental	Razon	%	

Plan de procesamiento y análisis de datos

Este proyecto consta de dos fases, en la primera se realizará el estudio de mecánica de suelos, la estructuración, pre dimensionamiento, modelado y análisis sísmico, el diseño de la cimentación y superestructura según normativa peruana E020, E.030 y E.060.

La segunda fase consta de realizar el análisis no lineal estático, la evaluación del desempeño y la optimización de cuantía de acero, se comparará los diseños según la norma peruanas y americana, finalmente se proyectarán los cálculos de ambos diseños mediante los planos de estructuras.

A continuación, se ilustra el proceso de diseño lineal y verificación no lineal de diseño basado en desempeño.

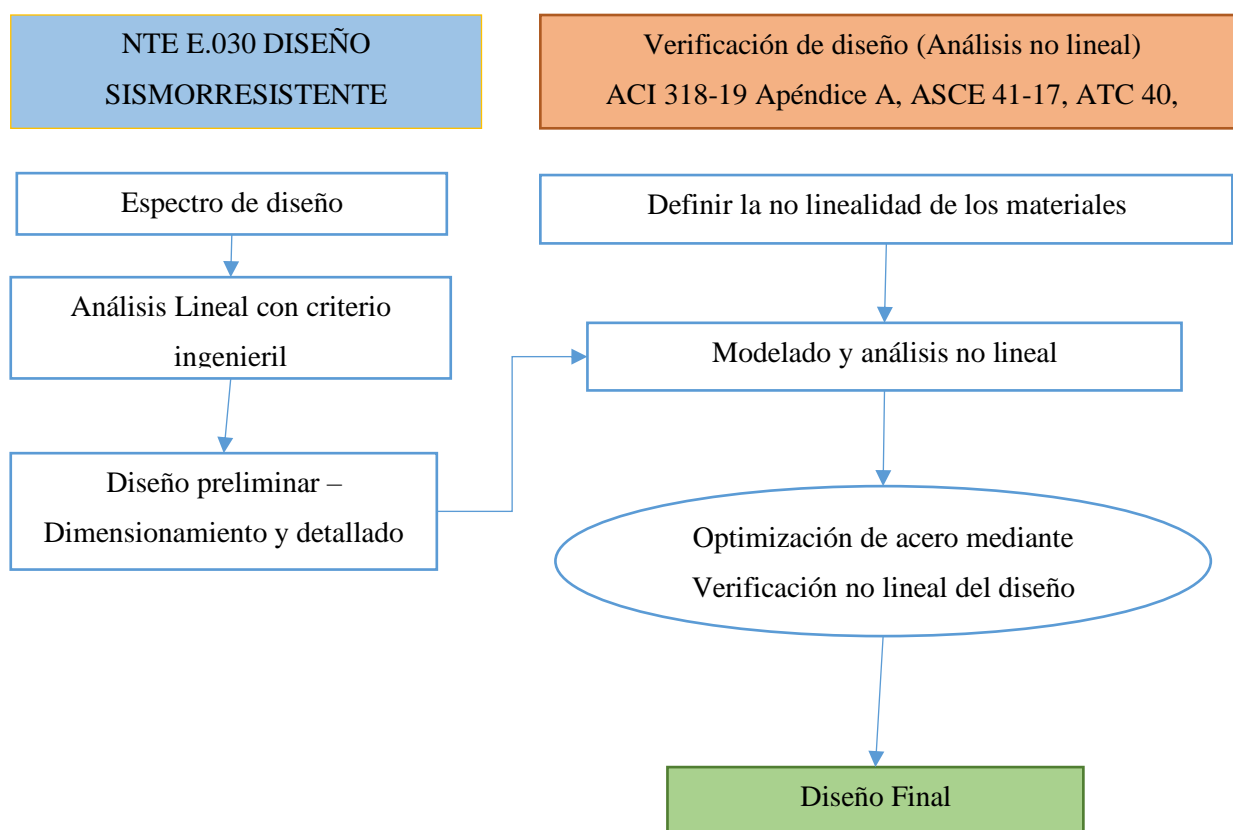


Figura 17 Proceso de diseño y optimización de acero mediante verificación no lineal basado en desempeño

Se espera que el diseño por desempeño sea una alternativa más conveniente que el diseño normativo ya que el corte en muros mediante análisis no lineal elimina sobreestimaciones referidas en la norma de diseño.

Consideraciones para el análisis no lineal

Es importante precisar que se conservará las condiciones estructurales tales como la cantidad y características geométricas de los elementos estructurales en los análisis lineal y no lineal.

Los análisis no lineales para realizar son: análisis estático no lineal (*pushover*) en el que se tendrá en consideración el patrón de carga lateral. Se considerará la no linealidad de las vigas a flexión mediante rotulas plásticas, columnas y muros estructurales a flexo compresión, en las columnas y vigas se considerará rotulas plásticas y en muros se diseñará mediante fibras.

El diseño por desempeño considera explícitamente distintas intensidades en respuesta a un terremoto de servicio, uno de diseño y un máximo considerado, se evalúan explícitamente los parámetros de respuestas: Globales (derivadas de entrepiso) y locales (deformaciones de muros, rotaciones plásticas en vigas).

Resultados

Modelo arquitectónico del edificio

Se plantea la arquitectura de un edificio multifamiliar de 7 niveles más azotea.

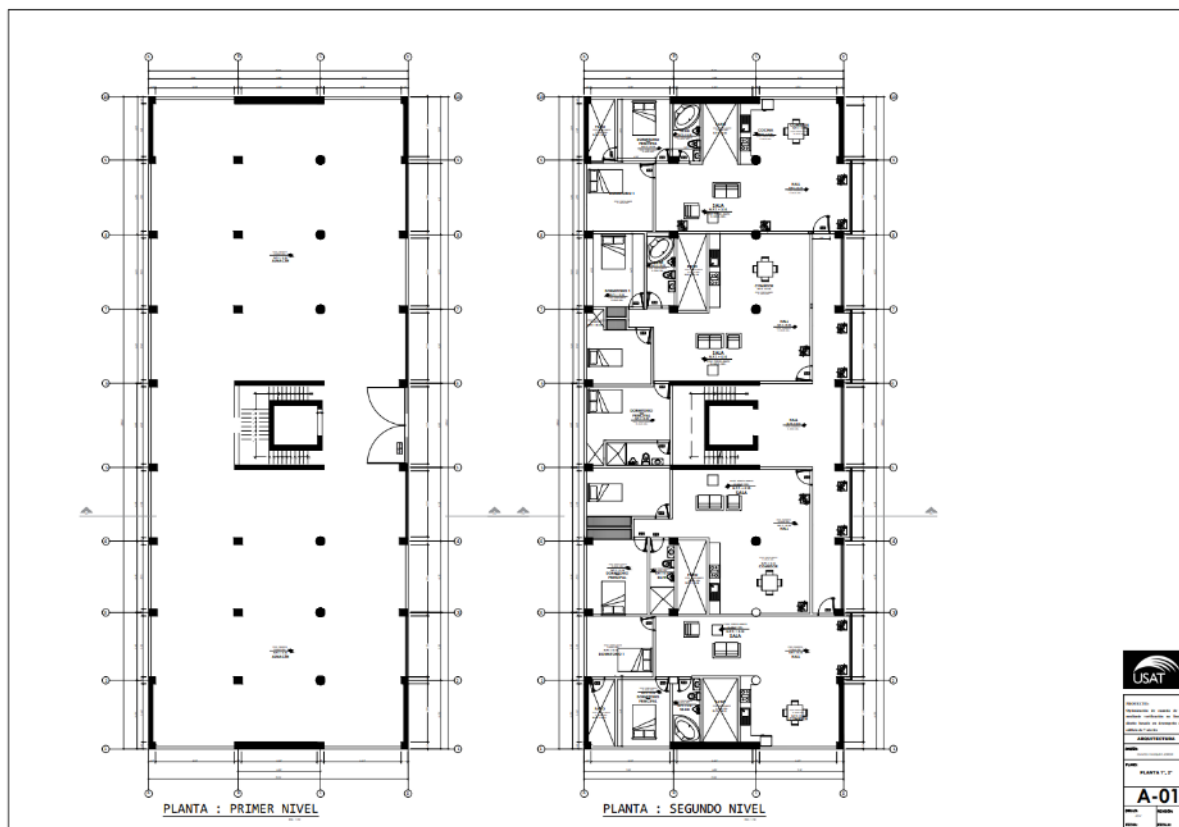


Figura 18 Planta arquitectónica propuesta, elaboración propia

Análisis y diseño lineal elástico

Para el análisis, se modelaron las masas de columnas, muros, losas y vigas en ETABS, distribuyendo cargas por área en los paneles de losas y de forma lineal en vigas con tabiques. Como carga muerta, se consideró el peso propio de los elementos estructurales, el peso de tabiques, acabados (100 kg/m^2) y losas aligeradas (300 kg/m^2), en cumplimiento con la norma E.020 del Reglamento Nacional de Edificaciones. Se empleó concreto con $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ en vigas, losas y escaleras, y $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$ en columnas y muros, junto con barras de acero grado 60 (4200 kg/cm^2), conforme a la norma ASTM A-615.

Modelo matemático

En ETABS se modeló el edificio en 3D, usando elementos tipo *frame* para vigas y columnas, y elementos tipo *shell* para muros y losas, a fin de capturar adecuadamente las deformaciones

por corte. En el primer nivel se incluyó un desplante de un metro en los elementos verticales, y las losas aligeradas se modelaron como membranas. El análisis emplea la matriz de rigidez de cada elemento, utilizando el método de los elementos finitos.

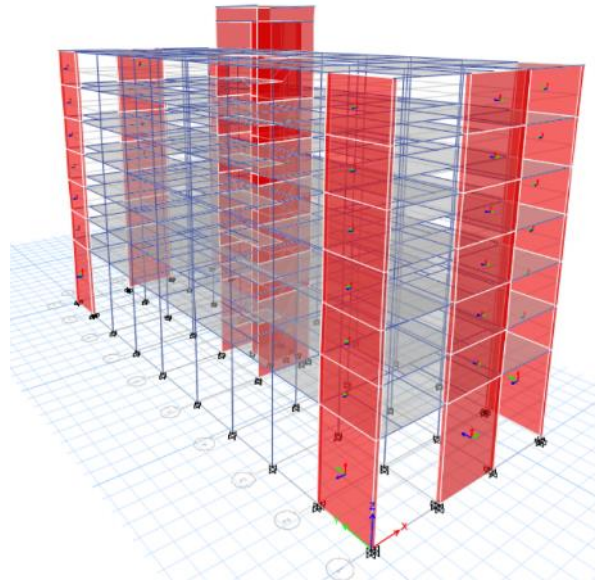


Figura 19 Modelo matemático tridimensional del edificio en Etabs.

Fuente propia

Factores sísmicos

El proyecto, ubicado en José Leonardo Ortiz, Chiclayo, Lambayeque, se encuentra en la zona sísmica 4, con una aceleración sísmica máxima de 0.45. Los estudios de mecánica de suelos clasifican el terreno como tipo S=2 (suelos intermedios). El factor de uso, $U=1$, corresponde a la categoría “C” para edificaciones multifamiliares. El factor de amplificación sísmica, C , depende del periodo de la estructura y de los parámetros T_p y T_L .

Espectro de análisis

De acuerdo con las siguientes expresiones de la norma sismorresistente:

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

La grafica del espectro inelástico para ambas direcciones de análisis será:

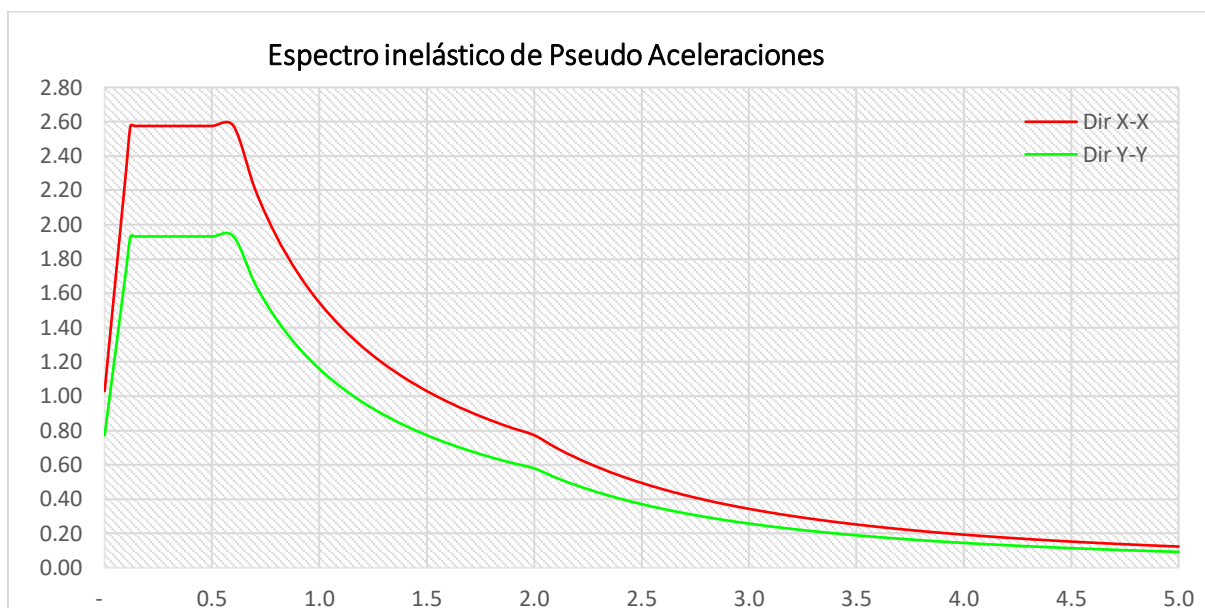


Figura 20 Espectro inelástico según NTE E030
Fuente propia

Participación Modal

Para el análisis sísmico, se usó el método de combinación cuadrática completa (CQC) para estimar la respuesta elástica máxima en fuerzas internas y parámetros globales del edificio, como cortantes y desplazamientos. La combinación direccional de efectos sísmicos se realizó mediante la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS). En cada dirección, se consideraron modos de vibración que cubrieran al menos el 90% de la masa total y, en total, se incluyeron 21 modos de vibración.

Tabla 2 Modos de vibración

Modo	Periodo sec	UX	UY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0.555	0.000	0.797	0.000	0.274	0.000	0.000
2	0.475	0.798	0.000	0.001	0.274	0.273	0.001
3	0.407	0.001	0.000	0.799	0.275	0.273	0.800
4	0.14	0.00	0.17	0.00	0.86	0.27	0.80
5	0.12	0.16	0.00	0.00	0.86	0.85	0.80
6	0.10	0.00	0.00	0.16	0.86	0.85	0.96
7	0.06	0.00	0.03	0.00	0.97	0.85	0.96
8	0.05	0.03	0.00	0.00	0.97	0.96	0.96
9	0.04	0.00	0.00	0.03	0.97	0.96	0.99
10	0.03	0.00	0.01	0.00	0.99	0.96	0.99
11	0.03	0.01	0.00	0.00	0.99	0.99	0.99
12	0.02	0.00	0.00	0.01	0.99	0.99	1.00
13	0.02	0.00	0.00	0.00	1.00	0.99	1.00

14	0.02	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
15	0.02	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
16	0.02	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
17	0.02	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
18	0.02	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
19	0.01	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
20	0.01	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
21	0.01	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00

Fuente: Etabs

Sistema estructural

Se trata de un sistema de muros estructurales ya que el cortante que absorben los muros es mayor al 70%, además la estructura no presenta irregularidades.

Tabla 3 Sistema estructural

	CORTANTE BASAL TOTAL (V)	CORTANTE QUE ABSORBEN LOS MUROS (VM)	20 % DEL CORTANTE TOTAL (0.2 V)	70 % DEL CORTANTE TOTAL (0.7 V)	% QUE ABSORBEN LOS MUROS	MUROS ESTRUCTURALES
SxE	1309.76	1040	261.95	916.83	79.40%	OK
SyE	840.72	767	168.14	588.51	91.23%	OK

Irregularidad estructural en altura

Irregularidad de Rigidez para la dirección X-X e Y-Y Sistema de Muros Estructurales

Tabla 4 Irregularidad de rigidez

IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ - PISO BLANDO									
DIRECCIÓN X - X	Piso	Output Case	RIGIDEZ LATERAL	$K_i < 0.7 * K_{i+1}$			$K_i < 0.8 * \frac{1}{3}(K_{i+1} + K_{i+2} + K_{i+3})$		
			tonf/m	0.7*Ki+1	ESTRUCTURA	No existe irregularidad por piso blando en la dirección X. Por lo tanto no se considera factor de irregularidad y se toma 1	0.8*1/3(ki+ki2+ki3)	ESTRUCTURA	No existe irregularidad por piso blando en la dirección X. Por lo tanto no se considera factor de irregularidad y se toma 1
	Story7	SE-X	67497.032	47247.92	REGULAR		93632.66827	REGULAR	
	Story6	SE-X	119017.875	83312.51	REGULAR		129845.172	REGULAR	
	Story5	SE-X	164607.599	115225.32	REGULAR		164337.0107	REGULAR	
	Story4	SE-X	203293.921	142305.74	REGULAR		200666.0259	REGULAR	
	Story3	SE-X	248362.270	173853.59	REGULAR				
	Story2	SE-X	300841.406	210588.98	REGULAR				
	Story1	SE-X	255839.540						
DIRECCIÓN Y - Y	Piso	Output Case	RIGIDEZ LATERAL	$K_i < 0.7 * K_{i+1}$			$K_i < 0.8 * \frac{1}{3}(K_{i+1} + K_{i+2} + K_{i+3})$		
			tonf/m	0.7*Ki+1	ESTRUCTURA	No existe irregularidad por piso blando en la dirección Y. Por lo tanto no se considera factor de irregularidad y se toma 1	0.8*1/3(ki+ki2+ki3)	ESTRUCTURA	No existe irregularidad por piso blando en la dirección Y. Por lo tanto no se considera factor de irregularidad y se toma 1
	Story7	SE-Y	48355.381	33848.77	REGULAR		67931.25893	REGULAR	
	Story6	SE-Y	86182.379	60327.67	REGULAR		95006.5416	REGULAR	
	Story5	SE-Y	120204.461	84143.12	REGULAR		121195.5291	REGULAR	
	Story4	SE-Y	149887.691	104921.38	REGULAR		148371.5715	REGULAR	
	Story3	SE-Y	184391.082	129073.76	REGULAR				
	Story2	SE-Y	222114.62	155480.23	REGULAR				
	Story1	SE-Y	185209.77						

Irregularidad de resistencia – piso débil

Irregularidad de Resistencia para las direcciones X e Y – Sistema de Muros Estructurales

Tabla 5 Irregularidad de resistencia

IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA - PISO DÉBIL						
DIRECCIÓN X - X	Story	Output Case	FUERZA CORTANTE		ESTRUCTURA	No existe irregularidad por piso débil en la dirección X. Por lo tanto no se considera factor de irregularidad y se toma el valor de : 1
			tonf	0.8*Vi+1		
	Piso 7	SE-X	279.17	223.34	REGULAR	
Piso 6	SE-X	523.65	418.92	REGULAR		
Piso 5	SE-X	754.46	603.57	REGULAR		
Piso 4	SE-X	947.70	758.16	REGULAR		
Piso 3	SE-X	1103.40	882.72	REGULAR		
Piso 2	SE-X	1221.46	977.17	REGULAR		
Piso 1	SE-X	1309.76				

DIRECCIÓN Y - Y	Story	Output Case	FUERZA CORTANTE		ESTRUCTURA	No existe irregularidad por piso débil en la dirección Y. Por lo tanto no se considera factor de irregularidad y se toma el valor de : 1
			tonf	0.8*Vi+1		
	Piso 7	SE-Y	181.16	144.93	REGULAR	
Piso 6	SE-Y	339.23	271.39	REGULAR		
Piso 5	SE-Y	487.86	390.29	REGULAR		
Piso 4	SE-Y	611.68	489.34	REGULAR		
Piso 3	SE-Y	710.86	568.69	REGULAR		
Piso 2	SE-Y	785.49	628.39	REGULAR		
Piso 1	SE-Y	840.72				

Irregularidad de masa o peso

La estructura no presenta irregularidad de Peso para las direcciones X e Y.

Tabla 6 irregularidad de masa o peso

IRREGULARIDAD DE MASA O PESO						
Story	Output Case	Peso acumulado	PESO de entrepiso	RATIO < 1.5	ESTRUCTURA	No existe irregularidad de masa o peso en la edificación. Por lo tanto no se considera factor de irregularidad y se toma el valor de : 1
		tonf	tonf			
Piso 7	PESO SÍSMICC	536.39	536.39	1.06	REGULAR	
Piso 6	PESO SÍSMICC	1107.20	570.81	1.00	REGULAR	
Piso 5	PESO SÍSMICC	1678.02	570.82	1.00	REGULAR	
Piso 4	PESO SÍSMICC	2248.84	570.82	1.00	REGULAR	
Piso 3	PESO SÍSMICC	2819.65	570.81	1.00	REGULAR	
Piso 2	PESO SÍSMICC	3390.47	570.82	1.22	REGULAR	
Piso 1	PESO SÍSMICC	4087.08	696.61			

Irregularidad torsional

Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (Δ_{max}) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}). Se obtiene irregularidad torsional, entonces $I_p=0.75$.

Tabla 7 Irregularidad Torsional

	IRREGULARIDAD TORSIONAL							Control
	Story	Output Case	Dirección	Despl. Max	Despl. Promedio	Ratio	Limite	
DIRECCIÓN X - X	Story7	SD-X	X	0.027	0.024	1.09	1.3	Cumple
	Story6	SD-X	X	0.023	0.021	1.09	1.3	Cumple
	Story5	SD-X	X	0.020	0.018	1.09	1.3	Cumple
	Story4	SD-X	X	0.016	0.015	1.09	1.3	Cumple
	Story3	SD-X	X	0.012	0.011	1.10	1.3	Cumple
	Story2	SD-X	X	0.008	0.007	1.10	1.3	Cumple
	Story1	SD-X	X	0.005	0.004	1.10	1.3	Cumple
	Story7	SDx(Y+)	X	0.031	0.022	1.38	1.3	Torsional
	Story6	SDx(Y+)	X	0.027	0.020	1.38	1.3	Torsional
	Story5	SDx(Y+)	X	0.023	0.017	1.38	1.3	Torsional
	Story4	SDx(Y+)	X	0.018	0.013	1.38	1.3	Torsional
	Story3	SDx(Y+)	X	0.014	0.010	1.38	1.3	Torsional
	Story2	SDx(Y+)	X	0.009	0.007	1.38	1.3	Torsional
	Story1	SDx(Y+)	X	0.005	0.004	1.39	1.3	Torsional
	Story7	SDx(Y-)	X	0.030	0.022	1.36	1.3	Torsional
	Story6	SDx(Y-)	X	0.026	0.019	1.36	1.3	Torsional
	Story5	SDx(Y-)	X	0.022	0.016	1.36	1.3	Torsional
	Story4	SDx(Y-)	X	0.018	0.013	1.36	1.3	Torsional
	Story3	SDx(Y-)	X	0.014	0.010	1.36	1.3	Torsional
	Story2	SDx(Y-)	X	0.009	0.007	1.36	1.3	Torsional
	Story1	SDx(Y-)	X	0.005	0.004	1.36	1.3	Torsional
DIRECCIÓN Y - Y	Story7	SD-Y txt	Y	0.024	0.023	1.02	1.3	Cumple
	Story6	SD-Y txt	Y	0.020	0.020	1.02	1.3	Cumple
	Story5	SD-Y txt	Y	0.017	0.017	1.02	1.3	Cumple
	Story4	SD-Y txt	Y	0.014	0.013	1.02	1.3	Cumple
	Story3	SD-Y txt	Y	0.010	0.010	1.02	1.3	Cumple
	Story2	SD-Y txt	Y	0.007	0.007	1.02	1.3	Cumple
	Story1	SD-Y txt	Y	0.004	0.004	1.02	1.3	Cumple
	Story7	SDy (X+)	Y	0.023	0.023	1.03	1.3	Cumple
	Story6	SDy (X+)	Y	0.020	0.020	1.03	1.3	Cumple
	Story5	SDy (X+)	Y	0.017	0.016	1.03	1.3	Cumple
	Story4	SDy (X+)	Y	0.014	0.013	1.03	1.3	Cumple
	Story3	SDy (X+)	Y	0.010	0.010	1.03	1.3	Cumple
	Story2	SDy (X+)	Y	0.007	0.007	1.03	1.3	Cumple
	Story1	SDy (X+)	Y	0.004	0.004	1.04	1.3	Cumple
	Story7	SDy (X-)	Y	0.024	0.023	1.06	1.3	Cumple
	Story6	SDy (X-)	Y	0.021	0.020	1.06	1.3	Cumple
	Story5	SDy (X-)	Y	0.017	0.016	1.06	1.3	Cumple
	Story4	SDy (X-)	Y	0.014	0.013	1.06	1.3	Cumple
	Story3	SDy (X-)	Y	0.010	0.010	1.06	1.3	Cumple
	Story2	SDy (X-)	Y	0.007	0.007	1.06	1.3	Cumple
	Story1	SDy (X-)	Y	0.004	0.004	1.06	1.3	Cumple

Clasificación de la estructura

El coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas correspondiente para la dirección X será $R_x=4.5$ y $R_y=6$ ya que en la dirección X presenta irregularidad torsional por excentricidad accidental.

Masas sísmicas, centro de masas y rigideces

Para determinar la masa sísmica, se aplicó la norma NTE E.030, que establece que se debe considerar el 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva en edificaciones de categoría "C". En la siguiente tabla se presentan los resultados obtenidos de la masa sísmica y su ratio

recomendado está entre 0.8 tonf/m^2 hasta 1.20 tonf/m^2 , obteniendo una ratio aceptable para todos los niveles.

Tabla 8 Centro de masas y Rigideces

Centro de Masas y Rigideces										
Piso	Diafragma	Masa X tonf-s ² /m	Masa Y tonf-s ² /m	XCM m	YCM m	XCR m	YCR m	Ratio Tonf/m ²	Exc. Masa X m	Exc. Masa Y m
Piso 1	D1	63.83	63.83	7.42	19.08	7.47	18.91	1.14	0.05	-0.17
Piso 2	D2	58.19	58.19	7.51	19.09	7.60	18.91	1.12	0.08	-0.18
Piso 3	D3	58.22	58.22	7.51	19.09	7.70	18.92	1.12	0.19	-0.17
Piso 4	D4	58.21	58.21	7.51	19.09	7.78	18.92	1.12	0.27	-0.17
Piso 5	D5	58.21	58.21	7.51	19.09	7.85	18.93	1.12	0.33	-0.16
Piso 6	D6	53.02	53.02	7.48	19.11	7.90	18.93	1.02	0.42	-0.18
Piso 7	D7	53.11	53.11	7.84	18.95	7.95	18.94	1.02	0.11	-0.02

Fuente: elaboración propia

Verificación de desplazamientos laterales o derivas

Según el artículo 32 de la norma sismorresistente, la distorsión máxima de entrepiso para estructuras de concreto armado es de 0.007

Tabla 9 Derivas de entrepiso

SISMO X-X				SISMO Y-Y			
Story	Deriva X	Deriva Y	Control	Story	Deriva X	Deriva Y	Control
Story7	0.0045	0.0004	CUMPLE	Story7	0.0005	0.0049	CUMPLE
Story6	0.0048	0.0004	CUMPLE	Story6	0.0005	0.0051	CUMPLE
Story5	0.0050	0.0004	CUMPLE	Story5	0.0005	0.0053	CUMPLE
Story4	0.0051	0.0004	CUMPLE	Story4	0.0005	0.0053	CUMPLE
Story3	0.0049	0.0004	CUMPLE	Story3	0.0005	0.0051	CUMPLE
Story2	0.0044	0.0003	CUMPLE	Story2	0.0004	0.0045	CUMPLE
Story1	0.0026	0.0002	CUMPLE	Story1	0.0002	0.0027	CUMPLE

SISMO X-X EXC(Y+)				SISMO X-X EXC(Y-)			
Story	Deriva X	Deriva Y	Control	Story	Deriva X	Deriva Y	Control
Story7	0.0052	0.0008	CUMPLE	Story7	0.0051	0.0008	CUMPLE
Story6	0.0055	0.0009	CUMPLE	Story6	0.0054	0.0009	CUMPLE
Story5	0.0058	0.0010	CUMPLE	Story5	0.0057	0.0009	CUMPLE
Story4	0.0059	0.0010	CUMPLE	Story4	0.0057	0.0009	CUMPLE
Story3	0.0057	0.0010	CUMPLE	Story3	0.0055	0.0009	CUMPLE
Story2	0.0051	0.0009	CUMPLE	Story2	0.0049	0.0008	CUMPLE
Story1	0.0030	0.0005	CUMPLE	Story1	0.0029	0.0005	CUMPLE

SISMO Y-Y EXC(X+)				SISMO Y-Y EXC(X-)			
Story	Deriva X	Deriva Y	Control	Story	Deriva X	Deriva Y	Control
Story7	0.0052	0.0008	CUMPLE	Story7	0.0051	0.0008	CUMPLE
Story6	0.0055	0.0009	CUMPLE	Story6	0.0054	0.0009	CUMPLE
Story5	0.0058	0.0010	CUMPLE	Story5	0.0057	0.0009	CUMPLE
Story4	0.0059	0.0010	CUMPLE	Story4	0.0057	0.0009	CUMPLE
Story3	0.0057	0.0010	CUMPLE	Story3	0.0055	0.0009	CUMPLE
Story2	0.0051	0.0009	CUMPLE	Story2	0.0049	0.0008	CUMPLE
Story1	0.0030	0.0005	CUMPLE	Story1	0.0029	0.0005	CUMPLE

Story	Deriva X	Deriva Y	Control
Story7	0.0003	0.0048	CUMPLE
Story6	0.0004	0.0050	CUMPLE
Story5	0.0004	0.0052	CUMPLE
Story4	0.0004	0.0052	CUMPLE
Story3	0.0004	0.0050	CUMPLE
Story2	0.0004	0.0045	CUMPLE
Story1	0.0003	0.0027	CUMPLE

Story	Deriva X	Deriva Y	Control
Story7	0.0008	0.0049	CUMPLE
Story6	0.0008	0.0052	CUMPLE
Story5	0.0008	0.0053	CUMPLE
Story4	0.0008	0.0054	CUMPLE
Story3	0.0008	0.0051	CUMPLE
Story2	0.0007	0.0046	CUMPLE
Story1	0.0004	0.0027	CUMPLE

Fuente: Elaboración Propia

Fuerza cortante mínima

En cada dirección analizada, se establece un requisito para la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio. Este valor no puede ser inferior al 80% del cálculo según el artículo 25 de la norma sismorresistente para estructuras regulares.

Tabla 10 Factores de escala en X e Y

DIRECCIÓN X		DIRECCIÓN Y	
Sismo Estático X	1309.76 Tn	Sismo Estático Y	840.72 Tn
Sismo Dinámico X	844.10 Tn	Sismo Dinámico Y	633.70 Tn
90% Sismo Estático X	1178.78Tn	80% Sismo Estático Y	672.58 Tn
FACTOR DE ESCALA	1.3965	FACTOR DE ESCALA	1.0614

Fuente: Elaboración propia

Diseño por capacidad

El diseño por capacidad de los elementos estructurales se realizó según las normas peruanas E.020, E.030 y E.060, con el objetivo de asegurar que cumplan con los límites de resistencia y deformación requeridos. Este enfoque lineal incluye combinaciones de carga como $1.4CM+1.7CV$, $1.25(CM+CV) +S$ y $0.9CM+S$, que representan cargas gravitacionales y sísmicas. Así, se verifica que los elementos estructurales soporten estas cargas dentro de los límites normativos establecidos.

Diseño de Vigas

El diseño por capacidad de vigas es fundamental en estructuras de concreto armado, ya que asegura que las vigas puedan resistir las cargas esperadas durante su vida útil. Este método incluye un análisis exhaustivo de cargas gravitacionales y sísmicas para determinar el refuerzo

de acero necesario que soportará los esfuerzos de flexión y corte. A continuación, se presenta el diseño específico de las vigas del pórtico 5-5 en el cuarto piso.

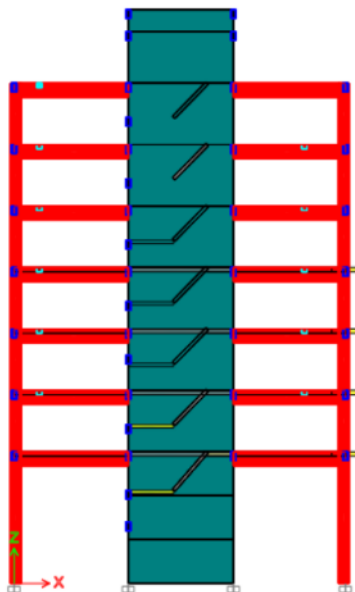


Figura 21 Pórtico de análisis y diseño

Fuente: elaboración propia en Etabs

Obteniendo los momentos y cortantes últimos se realizó el diseño por flexión y corte de dicho pórtico, se verificó el acero mínimo y máximo de acuerdo con los requisitos de la norma E060.

$$A_{s \min} = \frac{0,7\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}}$$

$$0,65 \leq \beta_1 = \left(1,05 - \frac{f'_c}{1400}\right) \leq 0,85$$

$$A_{s \max} = 0,75 A_{sb}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)}$$

$$\rho_b = 0,85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{6000}{6000 + f_y}$$

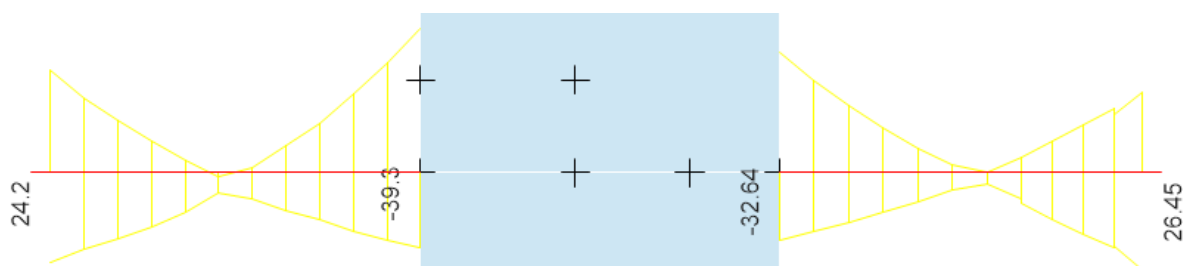


Figura 22 Diagrama de Momentos flectores

Fuente: Elaboración propia en Etabs

En la siguiente tabla se muestra el diseño de las vigas mencionadas, las unidades que se están trabajando son toneladas, metros y centímetros cuadrados.

	<i>i</i>		<i>j</i>		<i>i</i>	-	<i>j</i>
Mu (-) ton	27.85	7.12	39.30		32.60	8.44	21.87
Mu (+) ton	24.20	13.30	20.49		18.14	8.71	26.45
b (cm)	25	25	25		25	25	25
h (cm)	65	65	65		65	65	65
r (-) (cm)	6	6	6		6	6	6
r (+) (cm)	6	6	6		6	6	6
d (-) (cm)	59	59	59		59	59	59
d (+) (cm)	59	59	59		59	59	59
a (-) (cm)	13.24	3.09	19.96		15.90	3.68	10.09
a (+) (cm)	11.29	5.91	9.40		8.23	3.80	12.48
As (-) (cm²)	14.07	3.28	21.21		16.89	3.91	10.72
As (+) (cm²)	12.00	6.28	9.98		8.74	4.04	13.26
As_{min} (-) (cm²)	3.6	3.6	3.6		3.6	3.6	3.6
As_{min} (+) (cm²)	3.6	3.6	3.6		3.6	3.6	3.6
As_{máx} (-) (cm²)	23.5	23.5	23.5		23.5	23.5	23.5
As_{máx} (+) (cm²)	23.5	23.5	23.5		23.5	23.5	23.5
As final (-) (cm²)	14.1	5.3	21.2		16.9	4.2	10.7
As final (+) (cm²)	12.0	6.3	10.0		8.7	4.0	13.3
REFUERZO (-)	5Ø3/4"	2Ø3/4"	8Ø3/4"		6Ø3/4"	2Ø3/4"	4Ø3/4"
REFUERZO (+)	2Ø5/8"+ 3Ø3/4"	3Ø3/4"	1Ø5/8"+ 3Ø3/4"		1Ø5/8"+ 3Ø3/4"	3Ø3/4"	1Ø5/8"+ 4Ø3/4"

Tras completar el diseño de las vigas para resistir flexión, se realizó el diseño por capacidad para fuerza de corte, siguiendo las recomendaciones de la norma E.060. La demanda total de corte incluye tanto el corte gravitacional como el corte por capacidad, y se observó que al aumentar la capacidad de flexión de la viga, también aumenta la demanda de corte. La distribución de esta fuerza se establece conforme a la figura 21.4.4 de la norma E.060.

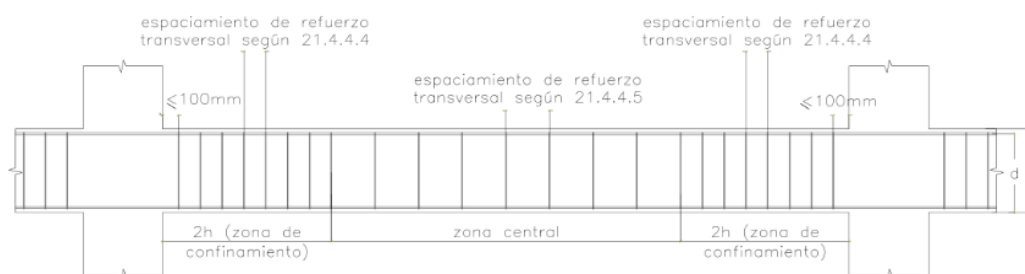


Fig. 21.4.4 Requerimientos de estribos en vigas.

Fuente: NTE E060

Para la viga de sección $25\text{cm} \times 65\text{cm}$ $\phi = 0.85$, $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, $\beta_1 = 0.85$, $\rho_b = "0.02125"$, $\rho_{max} 0.159$

Cortante de análisis

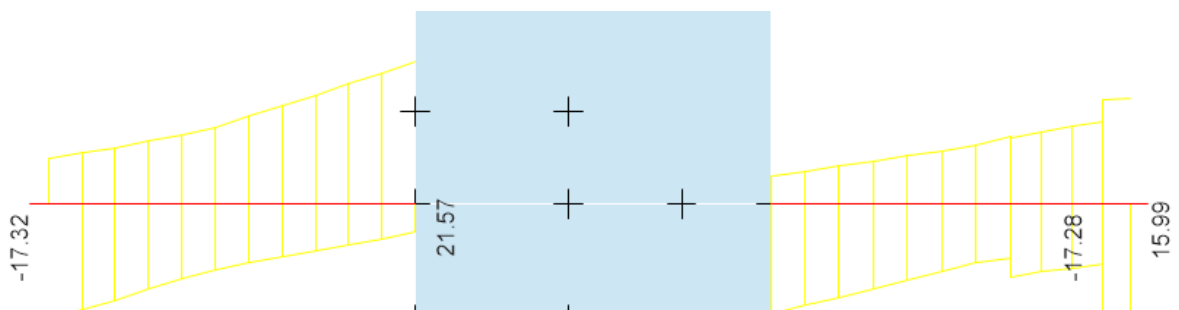


Figura 23 Diagrama de fuerzas cortantes

Fuente: Etabs

Propiedades de la sección:

Barra Long. De	Estribo de	b_w	h	L_n	Visost	$A's$	A_s
3/4"	3/8"	25 cm	65 cm	5.2 m	21.57 tonf	22.8 cm ²	10.5 cm ²

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f_c * b} \quad Mn = A_s * f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad V_{cap} = Visos + \frac{Mn + Mn'}{Ln}$$

r	d	a	a'	Mn	Mn'	V_{cap}	V_u
6.0 cm	59.0 cm	9.9 cm	21.5 cm	23.9 tonf-m	46.2 tonf-m	35.06 tonf	35.06 tonf

$$V_n \geq V_u / \phi = 41.25 \text{ tonf}$$

$$V_c = 11.33 \text{ tonf}$$

$$V_s = V_n - V_c = 29.92 \text{ tonf}$$

$$\phi V_c = 9.63 \text{ tonf}$$

Estribos de 3/8"

N° Ramas = 2

$$A_s = 0.71 \text{ cm}^2$$

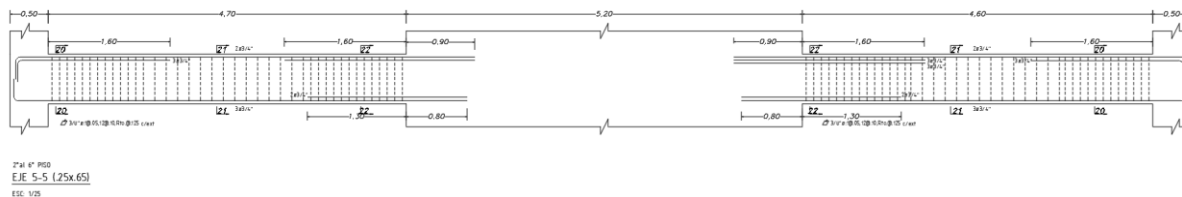
$$A_v = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$s = 11.76 \text{ cm}$$

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s}$$

Distribución de Estribos

3/8" 1@0.05, 12 @ 0.1, R @ 0.125 AE



Diseño de columnas

En el diseño de las columnas, se aplicó la metodología de resistencia establecida en la norma NTE E.0.60. Se determinaron dimensiones tentativas y una cuantía de acero que se encuentra dentro del rango del 1% al 6% de la sección bruta. Se tiene dos tipos de columnas, rectangular y circular a las que se ha verificado la esbeltez según la norma concluyéndose esbeltez en las columnas circulares, ver anexo 3 de diseño de columnas.

Diseño por flexocompresión

La columna rectangular de sección se diseña con una cuantía de 3.55%, para más información ver anexo 3 Diseño de columnas.

Tabla 11 Combinación de cargas en columna rectangular

Combinación	P	V2	V3	M2	M3
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
1.4D+1.7L	-198	0	0	0	0
1.25(D+L)+SX	-167	2	0	0	0
1.25(D+L)+SX	-174	-2	0	0	0
1.25(D+L)-SX	-167	2	0	0	0
1.25(D+L)-SX	-174	-2	0	0	0
1.25(D+L)+SY	-168	0	1	0	3
1.25(D+L)+SY	-172	0	-1	0	-3
1.25(D+L)-SY	-168	0	1	0	3
1.25(D+L)-SY	-172	0	-1	0	-3
0.9D+SX	-98	2	0	0	0
0.9D+SX	-105	-2	0	0	0
0.9D-SX	-98	2	0	0	0
0.9D-SX	-105	-2	0	0	0
0.9D+SY	-100	0	1	0	3
0.9D+SY	-104	0	-1	0	-3
0.9D-SY	-100	0	1	0	3
0.9D-SY	-104	0	-1	0	-3

Se ha construido el diagrama de interacción, de acuerdo con los siguientes parámetros.

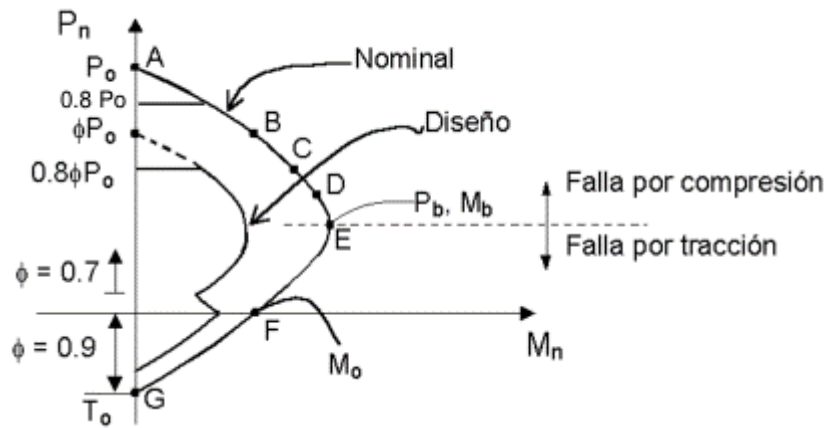


Figura 25 Forma típica de diagrama de interacción para una columna con estribos [6]

(a)

(b)

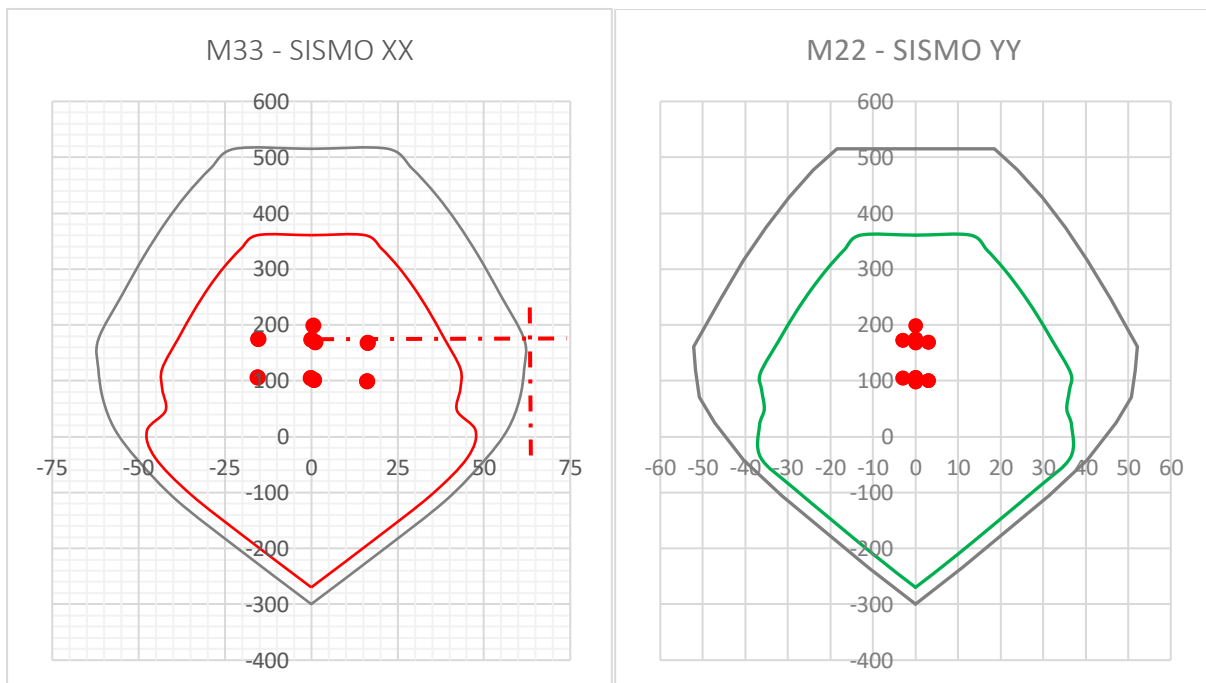


Figura 26 Diagramas de interacción a) X-X, b) Y-Y en Columna rectangular

Fuente: Elaboración propia

Luego se verifica que la resistencia de la columna sea mayor que la resistencia de las vigas que la componen.

$$Mnv = (A_s - A'_s)f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f_y (d - d')$$

Según la norma E060 debe cumplirse que:

$$\sum Mnc \geq 1.2 \sum Mnv$$

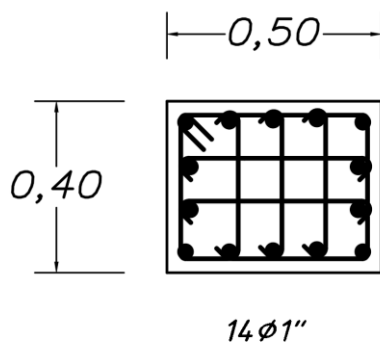
ver anexo 3 de diseño de columnas.

Para el diseño a corte por capacidad según la norma E060 evalúa la resistencia sísmica de columnas, considerando momentos y cortantes críticos, como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 12 Diseño a corte por capacidad en columnas

Momento nominal Inferior: M_{ni} (Tonf.m)	60 tonf-m
Momento nominal Superior: M_{ns} (Tonf.m)	60 tonf-m
Cortante sísmica última: $V_u(a)$ (Ton)	26.97 tonf
Cortante sísmica para el sismo amplificado 2.5 veces: $V_{u22}(b)$ (Ton)	2.00 tonf
Cortante sísmica para el sismo amplificado 2.5 veces: $V_{u33}(b)$ (Ton)	1.00 tonf
Cortante sísmica última para el sismo amplificado 2.5 veces: $V_u(b)$	2.00 tonf
Resistencia al corte requerida (Fuerza de Corte Mayorada) : $V_u = \max(V_u(a); V_u(b))$	27.0 tonf
Resistencia a corte proporcionada por el concreto: $V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} (1 + N_u / (140 A_g)) * b * d$	15 tonf
Resistencia a corte proporcionada por el acero: $V_s = V_u / \phi - V_c$	19 tonf
Diámetro del acero transversal (refuerzo a corte): D_{at} (cm)	0.95 cm
Área del acero transversal (refuerzo a corte): A_{acero} (cm ²)	0.71 cm ²
Diámetro del acero longitudinal de menor diametro en pulg.	1"
Separación de Estribos máximo: $S_{max} = A_v * f_y * d / V_s$ (cm)	34 cm
Zona de confinamiento = $\max(L_n / 6; L_{max, columna}; 50)$	74 cm
Zona de confinamiento: $S_{conf} = \min(l_{mín, columna} / 2; 8 \phi_{long, min}; 10; 30; S_{max})$ (cm)	10 cm
Zona Central: $S_{cent} = \min(l_{mín, columna}; 48 \phi_{estribo}; 16 \phi_{long}; 30; S_{max}; 60; d / 2)$ (cm)	17 cm

La distribución final de estribos es de: 1@0.05, 7 @0.1, Resto. @0.15, a continuación, se muestra la sección.



$\square \phi 3/8'' : 1@0.05, 7@0.10, resto@0.15$

Figura 27 Detalle de columna rectangular

Diseño de Muros Estructurales

A continuación, se muestra cómo se diseñó el Muro “M-4” siguiendo los lineamientos de la norma E060.

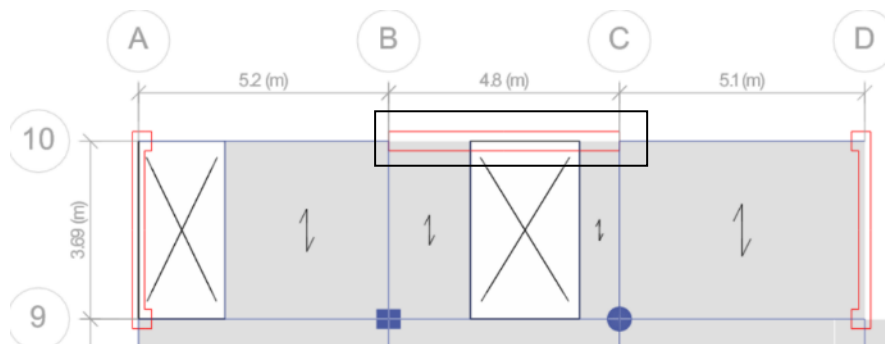


Figura 28 Ubicación del Muro Estructural, Fuente: elaboración propia en Etabs

Tabla 13 Fuerzas últimas actuantes en el muro Estructural

Combinación	P	V2	M3	P	V3	M2
1.4D+1.7L	342	2	-17	342	0	0
1.25(D+L)+SX	295	328	2948	295	5	0
1.25(D+L)+SX	303	331	-2977	303	-5	0
1.25(D+L)-SX	295	328	2948	295	5	0
1.25(D+L)-SX	303	331	-2977	303	-5	0
1.25(D+L)+SY	231	14	130	231	16	19
1.25(D+L)+SY	367	17	-159	367	-16	-19
1.25(D+L)-SY	231	14	130	231	16	19
1.25(D+L)-SY	367	17	-159	367	-16	-19
0.9D+SX	191	328	2954	191	5	0
0.9D+SX	199	330	-2970	199	-5	0
0.9D-SX	191	328	2954	191	5	0
0.9D-SX	199	330	-2970	199	-5	0
0.9D+SY	127	14	136	127	16	19
0.9D+SY	263	16	-153	263	-16	-19
0.9D-SY	127	14	136	127	16	19
0.9D-SY	263	16	-153	263	-16	-19

Fuente: Elaboración propia en Etabs

Determinación de dimensiones del miembro de borde basado en la E.060

Normativa E.060

$$n \geq C - 0.1 Lw \quad n \geq 121.33 \text{ cm}$$

$$n \geq C/2 \quad n \geq 86.67 \text{ cm}$$

$$n \text{ máximo} \quad 3/8Lw$$

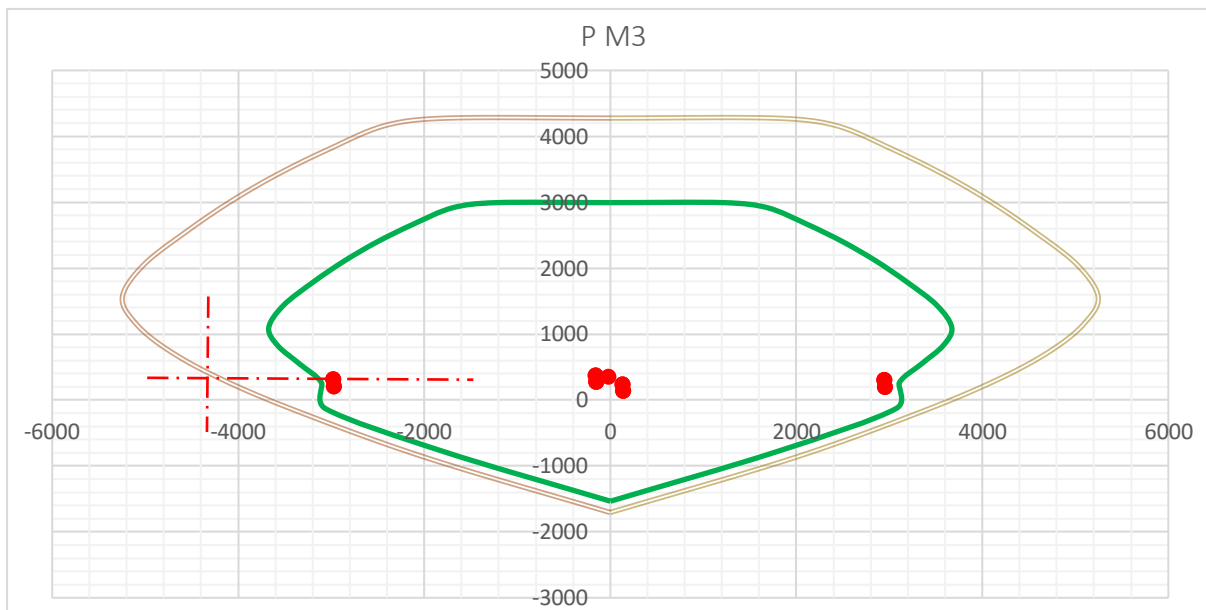
$$\text{Tomaremos} \quad n = 100.00 \text{ cm}$$

comprobaremos "n" con el diagrama de interacción

Diseño por flexocompresión

Los diagramas de interacción utilizados en esta investigación se fundamentan en el código ACI318-99, adaptados a las disposiciones y criterios establecidos en la norma peruana E060, se ha usado el programa SAP2000 para calcular los puntos que dan origen al diagrama de interacción.

(a)



(b)

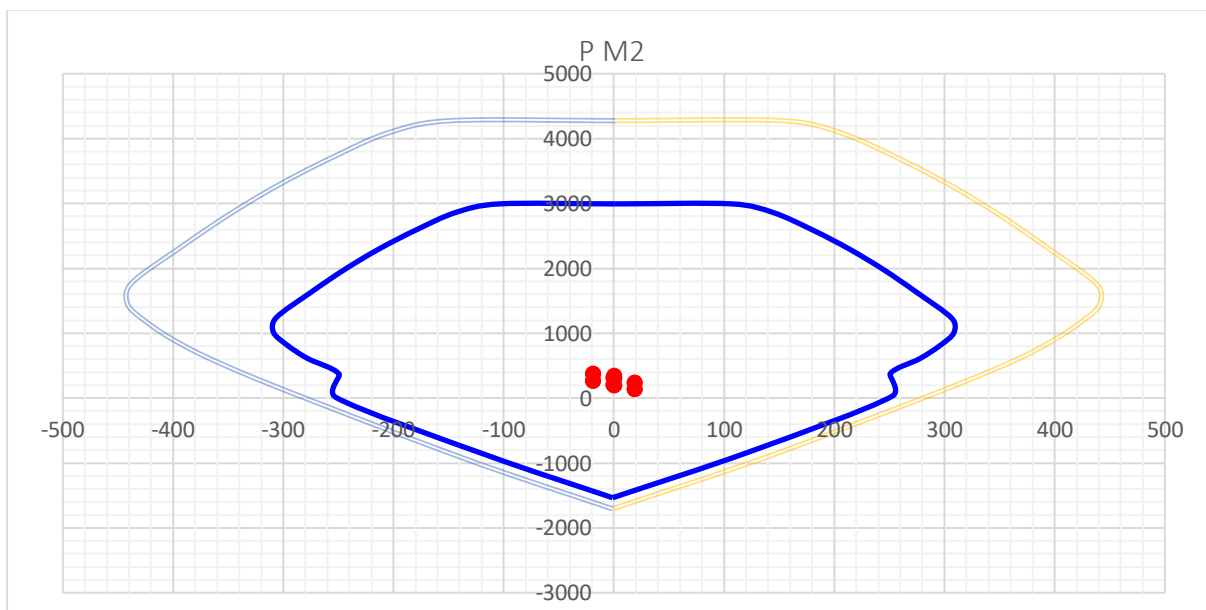


Figura 29 Diagrama de interacción del muro estructural M-4 en las direcciones a)X-X b) Y-Y
Fuente: elaboración propia

Diseño por corte por capacidad

La combinación de carga para el diseño por corte es $1.25(D+L) + SX$ de donde se extrae el cortante ultimo (V_u) y momento ultimo (M_u), usando los diagramas de interacción calculamos el momento nominal (M_n).

$$\phi V_{nmax} = \phi 2,6 \sqrt{f'c} * A_{cw}$$

PISO	1	3	5
V_u (ton)	331.10	207.93	119.02
M_u (ton-m)	2977	709	167
M_n (ton-m)	4100	1600	1400
M_n/M_u	1.38	2.26	3.00
Redundancia	1	1	1
b_w (cm)	40	40	40
$f'c$ (kg/cm²)	280	280	280
L_m (cm)	520	520	520
d(cm)	416	416	416
A_{cv}(cm²)	16640	16640	16640
$V_{DISEÑO}$ (ton)	456.07	469.53	357.06
V_c (ton)	147.57	147.57	147.57
ϕV_{nmax} (ton)	615.35	615.35	615.35
Verificacion	Diseñar	Diseñar	Diseñar
A_v	1/2"	1/2"	1/2"
	@	@	@
	10.0 cm	10.0 cm	15.0 cm
#ramas	2	2	2
ρ_t	0.0064	0.0064	0.0042
f_y(kg/cm²)	4200	4200	4200
V_s (ton)	443.79	443.79	295.86
V_n (ton)	591.36	591.36	443.43
ϕV_n (ton)	502.66	502.66	376.92
D/C	0.91	0.93	0.95

A continuación, se muestra el detallado de M-1.

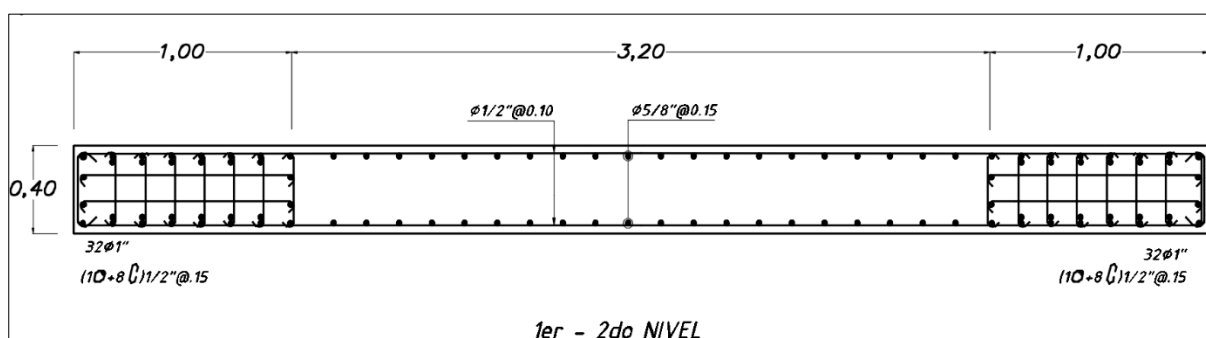


Figura 30 Detalle de refuerzo de "Muro 4", Elaboración propia

Diseño de losa Aligerada

En el metrado de cargas se calcularon pesos de losa, acabados, tabiquería y sobrecarga, obteniendo una carga muerta total de 0.21 tn/m y una carga viva de 0.08 tn/m. En el diseño por flexión, se utilizó acero positivo y negativo de 1/2", cumpliendo con los requisitos de corte ($\phi V_c = 1.11$ tonf, cortante último = 1.03 tonf) y deflexión (límite 0.0100 m, deflexión calculada 0.0032 m). Para las losas se incorporó un refuerzo mínimo de 1/4" cada 0.25 m, cumpliendo con la norma E.060. El detallado de la losa se presenta a continuación, y para información adicional se puede consultar el anexo 5 de diseño de losa aligerada.

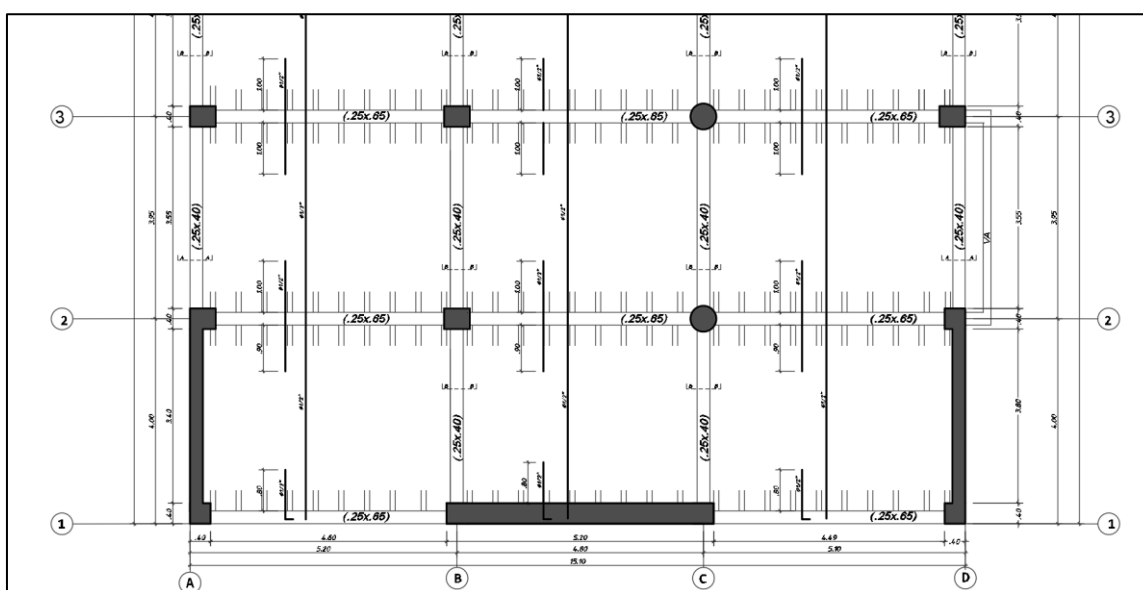


Figura 31 Detalle de losa aligerada

Diseño de losa maciza

El análisis y cálculo de los esfuerzos se llevó a cabo utilizando el software ETABS mediante el método de elementos finitos. Los momentos últimos se determinaron considerando cargas últimas amplificadas sin reducir la carga viva, utilizando la combinación de cargas 1.4CM+1.7CV. ac continuación se muestra el detallado de la losa maciza, para el diseño ver anexo 6 de diseño de losa maciza.

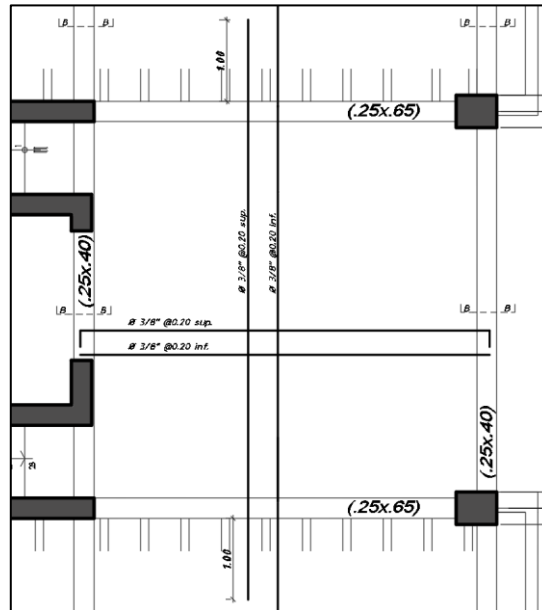


Figura 32 Detalle de losa Maciza

Diseño de escaleras

En el diseño de escaleras según la norma peruana NTE E060. Para ello, se considera una resistencia a compresión del concreto $f'c$ de 210.00 Kg/cm² y una resistencia de fluencia del acero (f_y) de 4200.00 Kg/cm². Además, se tienen en cuenta la sobrecarga (S/C) de 200.00 Kg/m². Las dimensiones de la escalera incluyen un ancho (b) de 0.90 m, un contrapaso (CP) de 0.175 m y un paso (P) de 0.25 m, un recubrimiento de 2.5 cm. Además, se considera el peso específico del concreto de 2400.00 Kg/m³, a continuación, se muestra el refuerzo de la escalera, los detalles del diseño se muestran en el anexo 7 de diseño de escalera.

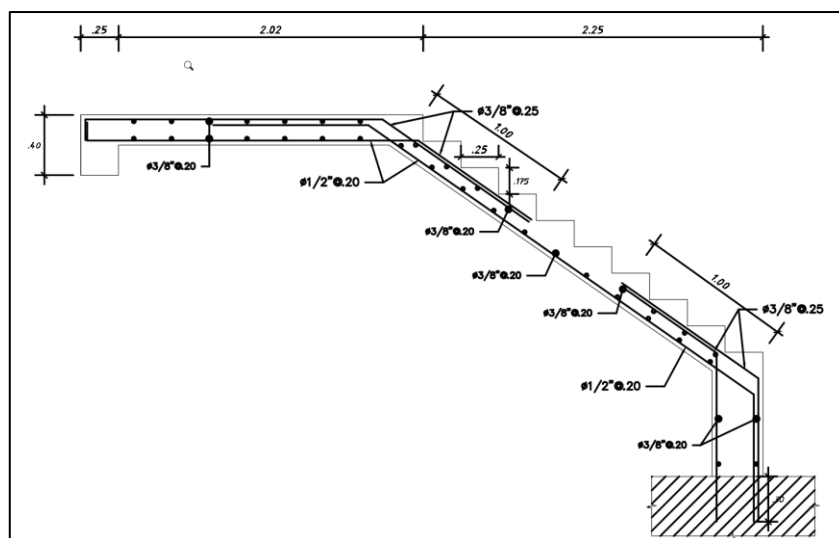


Figura 33 Detalle del refuerzo de escalera

Diseño de Losa de cimentación

El EMS recomienda una cimentación superficial sobre arcilla con arena (CL) a -1.50 m, con una presión admisible de 1.38 kg/cm² y asentamiento máximo de 0.34 cm, usando Cemento Tipo MS, relación agua-cemento de 0.50 y f'c de 280 kg/cm². En ETABS se modeló la cimentación con una losa rígida de 0.9 m de altura y vigas de 0.25x1.20 m en todos los ejes, considerando cargas muertas de 1.0 tonf/m² y vivas de 0.2 tonf/m². Dado que la presión admisible inicial resultó insuficiente, se mejoró la subrasante hasta alcanzar 2.66 kg/cm² a 3.10 m de profundidad, con un módulo de balasto de 7.60 kg/cm³, usando capas de piedra y material granular compactado. El EMS estima un asentamiento de 0.35 cm a 2.80 m, alcanzando así la capacidad portante deseada.

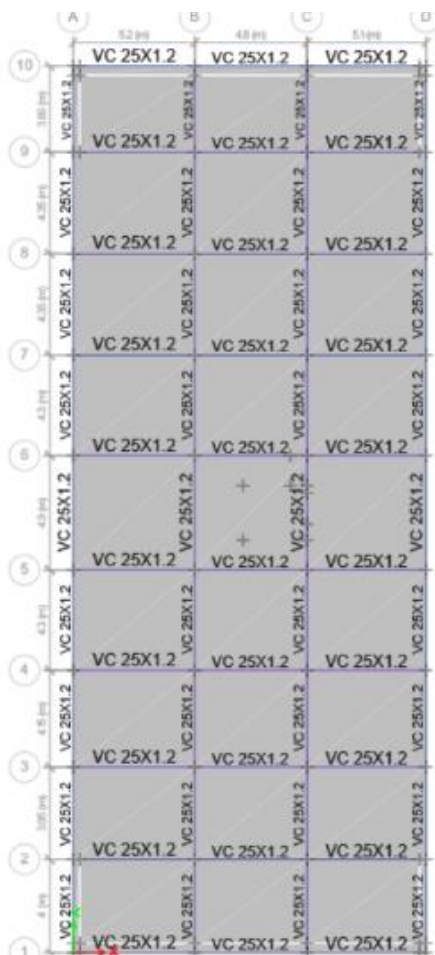


Imagen 5 Modelo de la losa de cimentación en Etabs

Las presiones de servicio del suelo (D+L) alcanzan 18.00 tonf/m², bajo el límite de 26.6 tonf/m². Con el sismo al 80% (D+L+0.8S), se obtienen 30.6 tonf/m² en X y 33.7 tonf/m² en Y, ambos dentro del límite sísmico aumentado (34.58 tonf/m²) según la norma E.060.

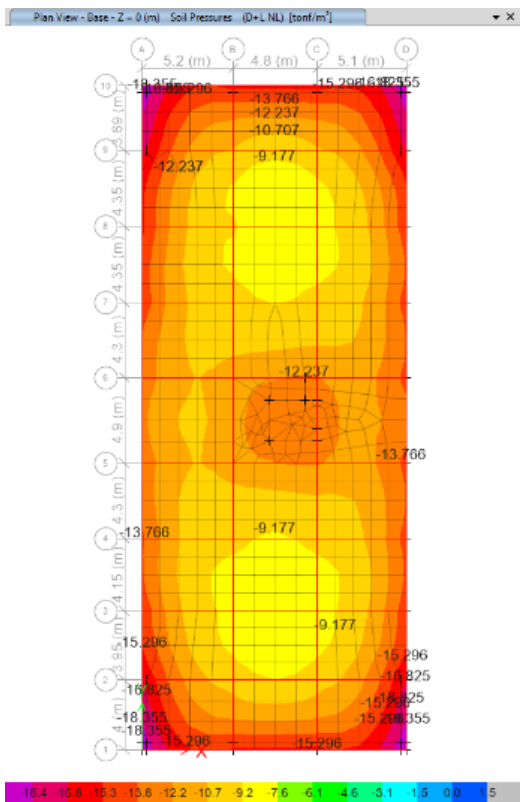


Imagen 6 Presión del suelo En servicio

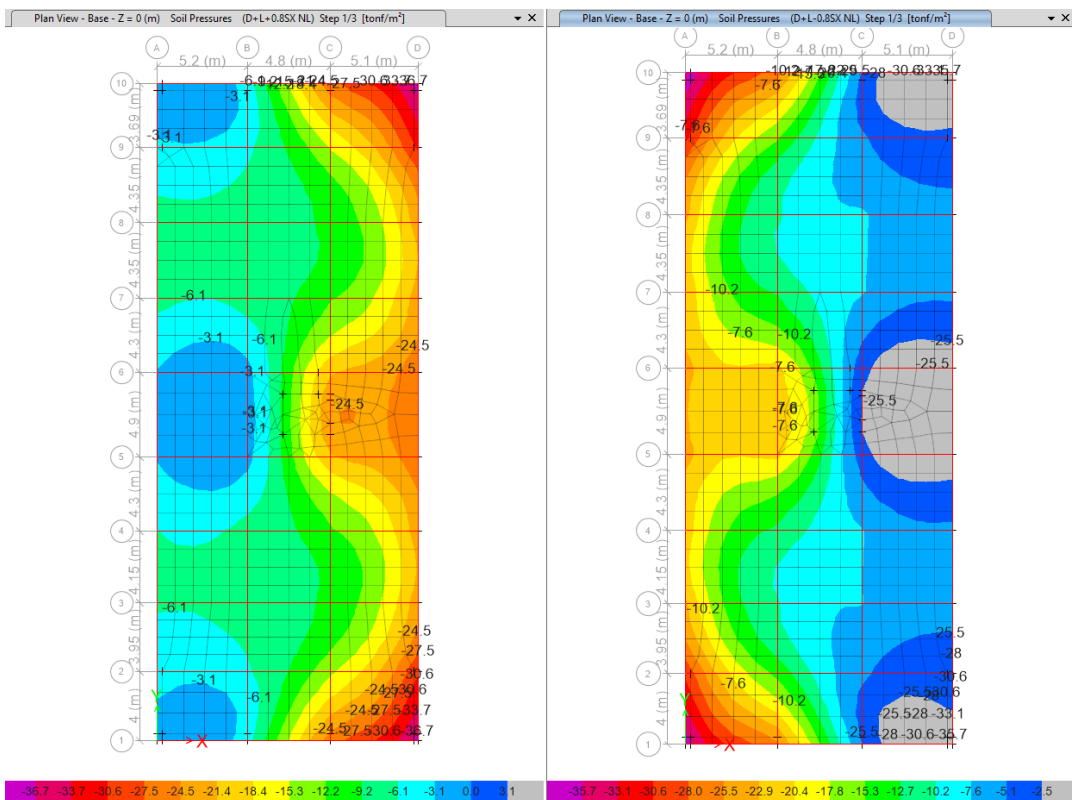


Imagen 7 Presión del suelo considerando $D+L \pm 0.8S_x$

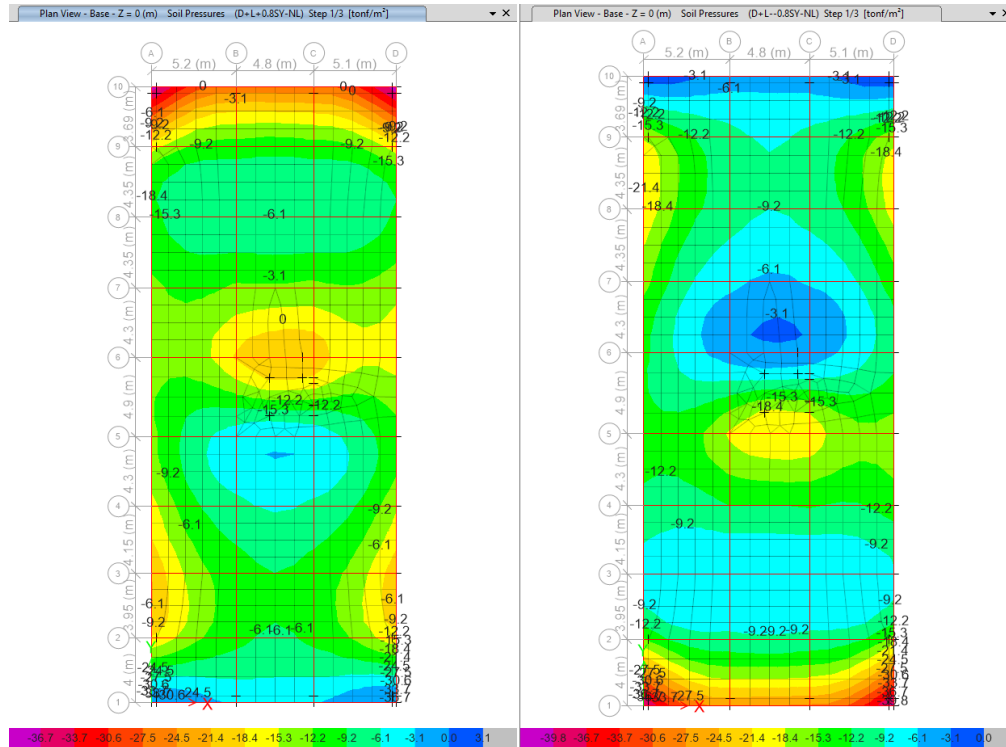


Imagen 8 Presión del suelo considerando $D+L\pm 0.8S_y$

Cálculo del refuerzo

El diseño por elementos finitos en ETABS incluyó acero superior e inferior en ambas direcciones (X e Y) de la platea. Para franjas de 90 cm de espesor, se usará refuerzo de 3/4" cada 20 cm en ambas caras y direcciones, además de bastones de 3/4" en el paño central, superior e inferior.

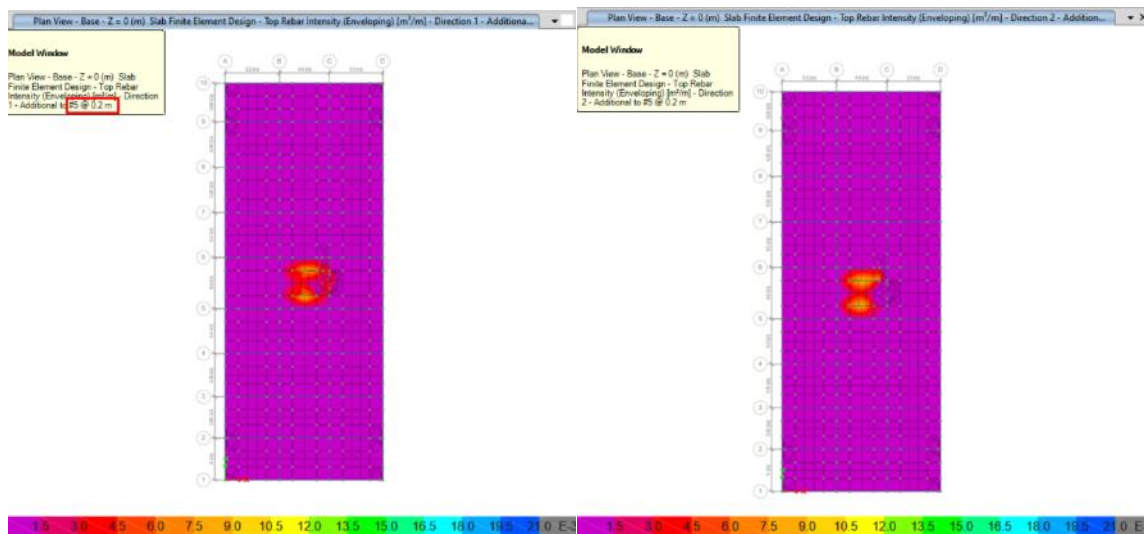


Imagen 9 Diseño a flexión basado en elementos finitos, Dirección X, Y
Fuente: Etabs

La norma E.050 recomienda una viga perimetral confinante de concreto armado que llegue hasta la subrasante, con un peralte acorde a la profundidad de la cimentación. A continuación, se presenta la planta de cimentación.

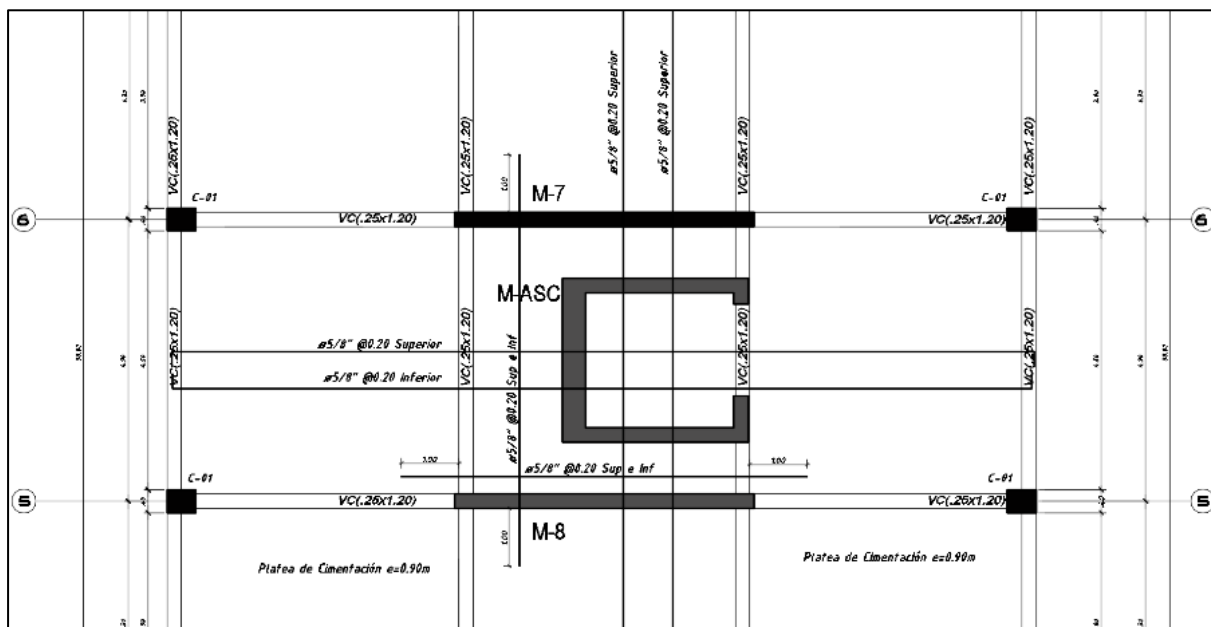


Figura 34 Acero longitudinal y transversal de la losa de cimentación
Fuente: Elaboración propia

A continuación, se muestra un corte de platea donde el nivel de fondo de subcimentación está a 3.10m de profundidad donde empieza una capa de 50cm de over, seguido de 50cm de piedra de 3/4", seguido de material granular compactado en dos capas de 25cm cada una, a continuación, 10cm de solado y se llega al nivel de fondo de cimentación de a la profundidad de 1.50m, la cimentación está formada por una losa rígida de 90cm de espesor con vigas de cimentación de 25x120cm diseñadas con 6 ϕ 3/4" varillas de acero a flexión.

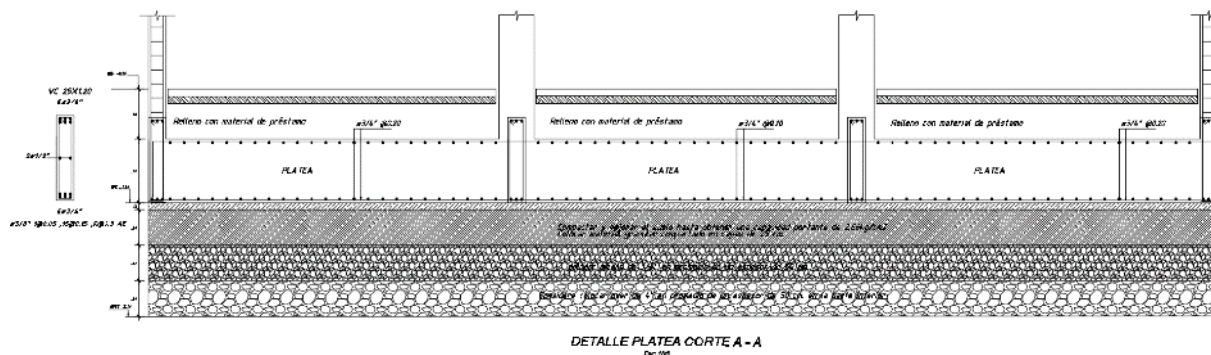


Figura 35 Detalle de losa de cimentación
Fuente: Elaboración propia

Análisis Estático No Lineal – Pushover

Primero se calculará la resistencia esperada de los materiales en el rango no lineal, luego se definirá los parámetros no lineales tales como rotulas plásticas o fibras, los detalles están en el anexo 10 – Parámetros no lineales.

Resultados del análisis Pushover del modelo de diseño

Curvas de capacidad

Para extraer la curva de capacidad primero extraemos todos los valores de la función *pushover* en cada dirección de análisis.

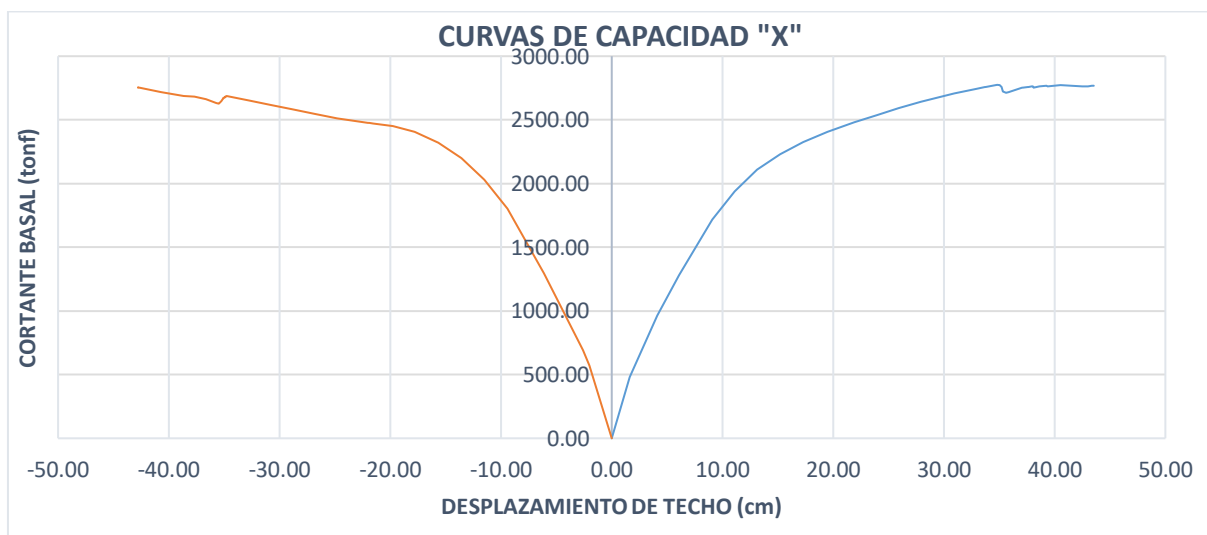


Figura 36 Curvas de capacidad, dirección X
Fuente: elaboración propia

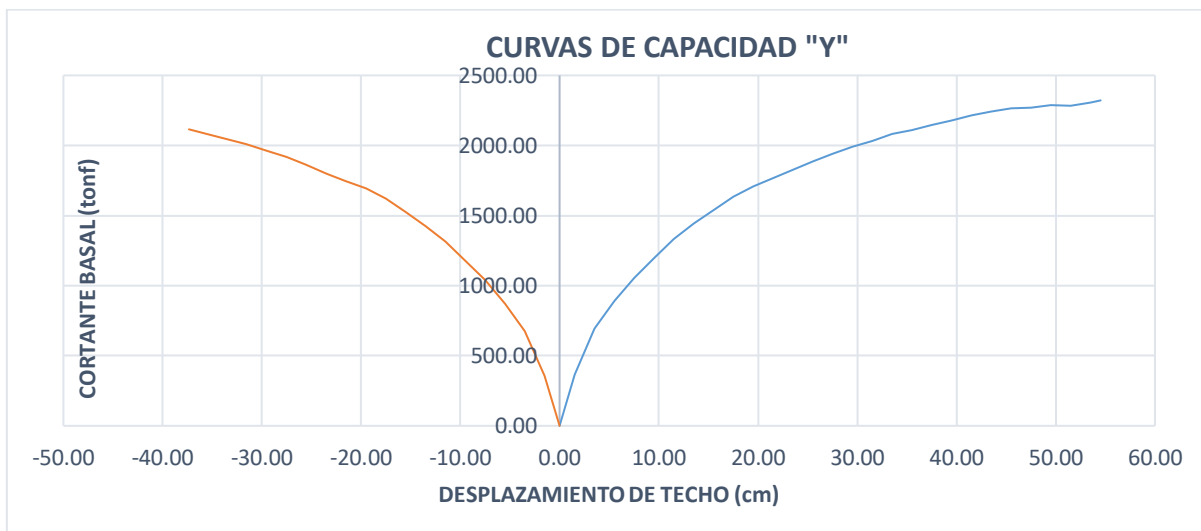


Figura 37 Curvas de capacidad, dirección Y
Fuente: Elaboración propia

En la dirección X como en Y las curvas de capacidad tienden a tener la misma influencia para ambos tipos de patrones de carga. Para la dirección X, como en Y se trabajara con la curva de capacidad del patrón de carga modal.

Evaluación del desempeño global de la estructura

Verificación global de la estructura (SLE)

El comité Visión 2000 recomienda límites de deriva máxima para un “Objetivo Básico” de desempeño: 0.005 para el Sismo de Servicio (SLE), 0.015 para el Sismo de Diseño (SD) y 0.025 para el Sismo Máximo (MCE). Además, establece que el Sismo de Servicio corresponde al 50% del Sismo de Diseño, mientras que el Sismo Máximo equivale al 150% del Sismo de Diseño. A continuación, se presentan las derivas máximas correspondientes a cada nivel de demanda sísmica.

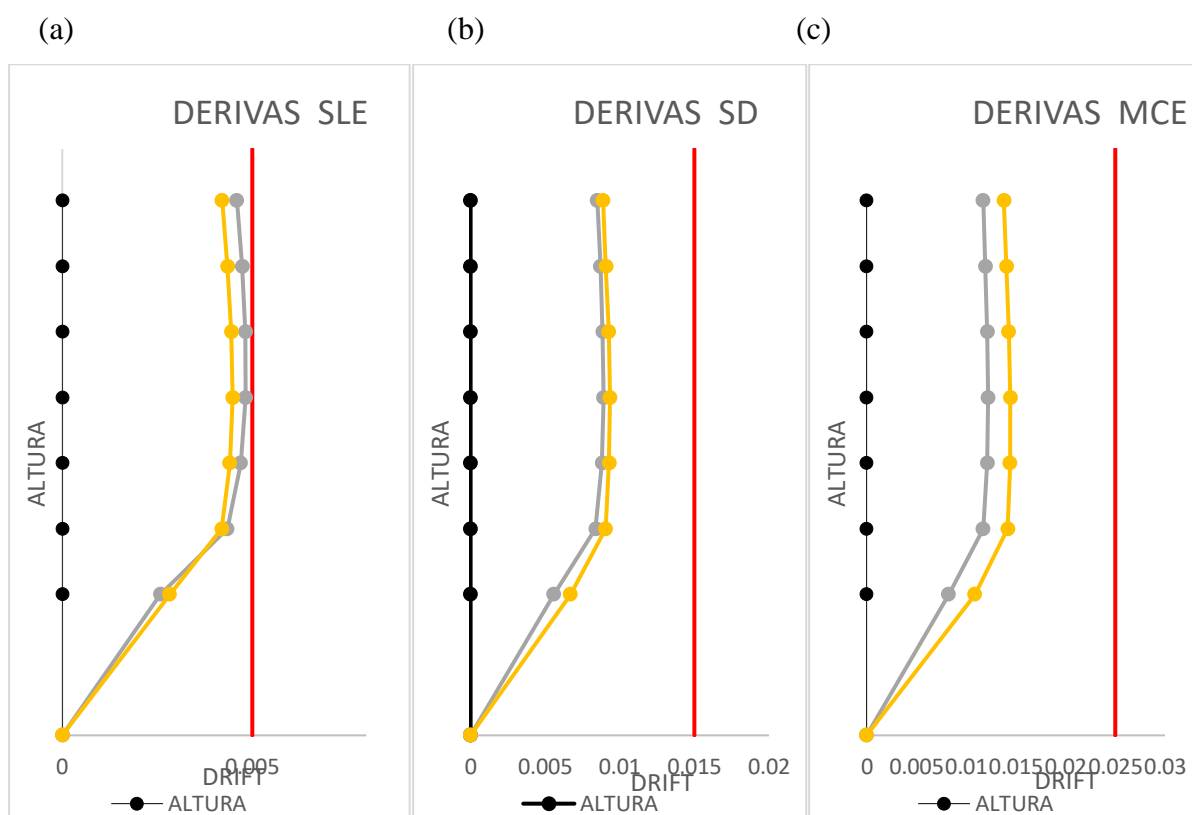


Figura 38 Derivas máximas para a) SLE, b) SD y c) MCE, en X-X, Y-Y del modelo diseñado
fuente: Elaboración propia

Verificación del desempeño sísmico

Puntos de desempeño

<i>Dirección</i>	<i>Sismo</i>	<i>Step</i>	<i>Dt (cm)</i>	<i>V (tonf)</i>
X-X	SLE	3	6.09	1279.74
	SD	7	15.19	2231.62
	MCE	12	25.92	2590.40
Y-Y	SLE	5	9.52	1198.20
	SD	10	19.52	1707.54
	MCE	16	31.52	2031.99

Tabla 14 Puntos de Desempeño Para SLE, SD y MCE del modelo diseñado

Acciones controladas por fuerza

Se debe verificar que para un nivel de demanda SD y MCE los muros no fallen a corte usando las fórmulas de cortante nominal máximo de la norma E060 $V_n = 2,6\sqrt{f'c} * A_{cw}$, se espera que los muros no fallen a corte para el sismo de diseño para posteriormente predecir que el comportamiento es a flexión y ser evaluadas como acciones controladas por deformación.

Para ello necesitamos la relación demanda capacidad de los muros con mayor demanda.

Etiqueta	DIRECCIÓN X					
	M-1	M-4	M-7	M-8	M ASCX1	M ASCX2
f _{ce}	364	364	364	364	364	364
lw (cm)	520	520	505	505	320	320
em (cm)	40	40	25	25	25	25
Acv (cm ²)	16640	16640	10100	10100	6400	6400
Vne	825.42	825.42	501.01	501.01	317.47	317.47
SISMO DE DISEÑO						
V_Pushover	484.10	484.50	260.50	280.90	252.30	201.37
D/C	0.59	0.59	0.52	0.56	0.79	0.63
SISMO MAXIMO CONSIDERADO						
V_Pushover	526.57	543.57	286.12	313.67	293.45	223.05
D/C	0.64	0.66	0.57	0.63	0.92	0.70

Tabla 15 Acciones controladas por fuerza en muros, dirección X

Etiqueta	M ASC Y	DIRECCIÓN Y			
		M-2	M-3	M-5	M-6
f'_{ce} (kg/cm ²)	364	364	364	364	364
lw (cm)	285	440	410	410	440
em (cm)	40	25	25	25	25
Acv (cm ²)	11400	8800	8200	8200	8800
Vne (tonf)	565.50	436.52	406.76	406.76	436.52
SISMO DE DISEÑO					
V_Pushover	465.00	248.00	232.76	173.70	248.15
D/C	0.82	0.57	0.57	0.43	0.57
SISMO MAXIMO CONSIDERADO					
V_Pushover	502.32	274.00	279.00	195.00	279.00
D/C	0.89	0.63	0.69	0.48	0.64

Tabla 16 Acciones Controladas por fuerza en muros, dirección Y

A continuación, vamos a cortar la curva de capacidad teniendo en cuenta primero una acción controlada por fuerza como puede ser la falla de un muro o una viga, luego a una acción controlada por deformación en elementos modelados tipo fibra como es el caso de los muros y las columnas.

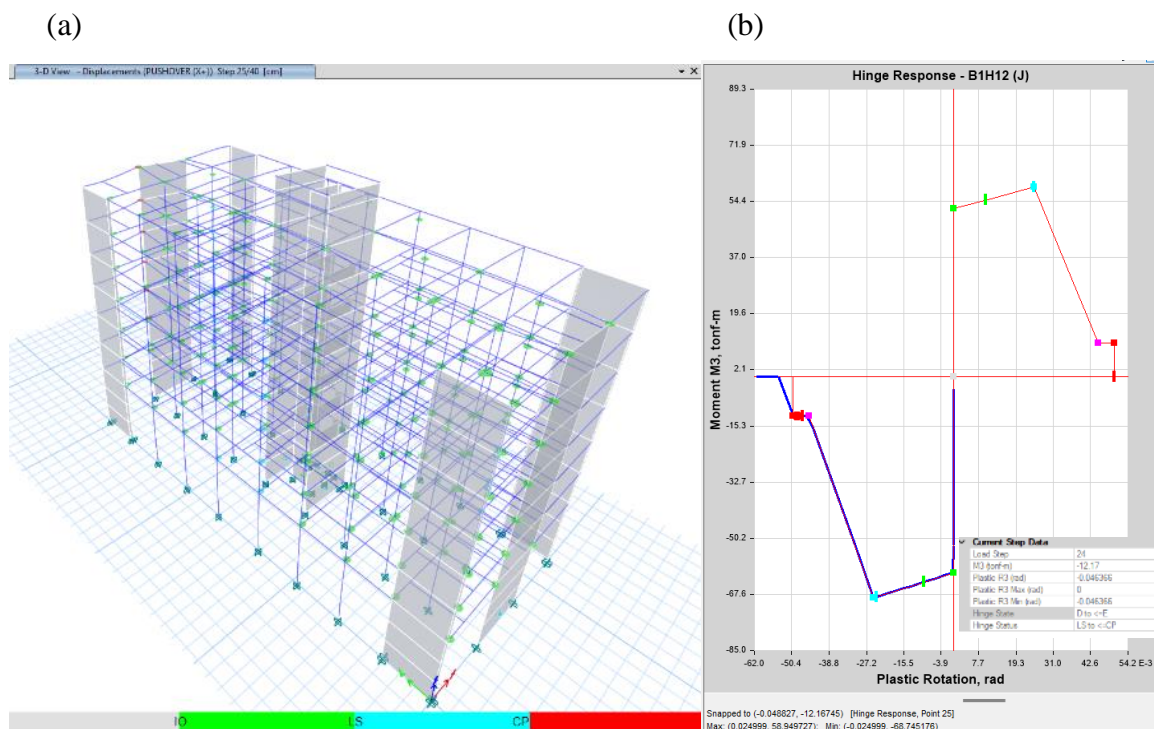
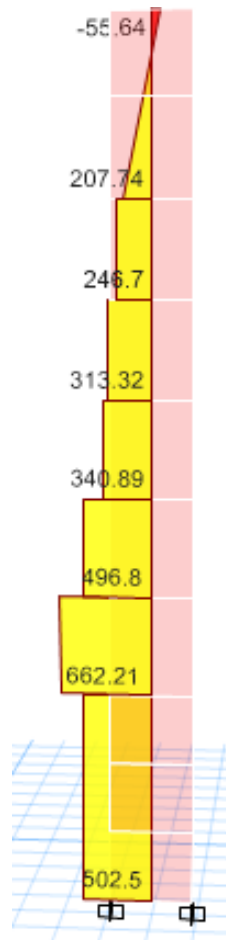


Figura 39 a) Rotulas plásticas b) Rotula en B1H12 (J) alcanzando rotación plástica de colapso, dirección X-X

Fuente: Etabs.

En la dirección X-X, la demanda de corte en los muros en todos los “steps” se mantiene menor al cortante nominal, entonces procedemos verificando el desempeño en vigas y columnas, encontrando fallas en rotulas concentradas de vigas en el step “25”.



*Figura 40 Muro “M-Y” controlado por fuerza en el step 20, dirección Y-Y
fuente Etabs.*

En la dirección Y-Y la demanda de corte en el muro “M-Y” es de 662.21 tonf en el segundo nivel superando el cortante máximo nominal de 565.5 tonf, por ello cortaremos la curva de capacidad al step 20.

Niveles de desempeño SEAOC

Evaluación del Desempeño Sísmicos

Una vez que tenemos recortada la curva de capacidad hallamos el punto de desempeño siguiendo los parámetros del ASCE 41-13.

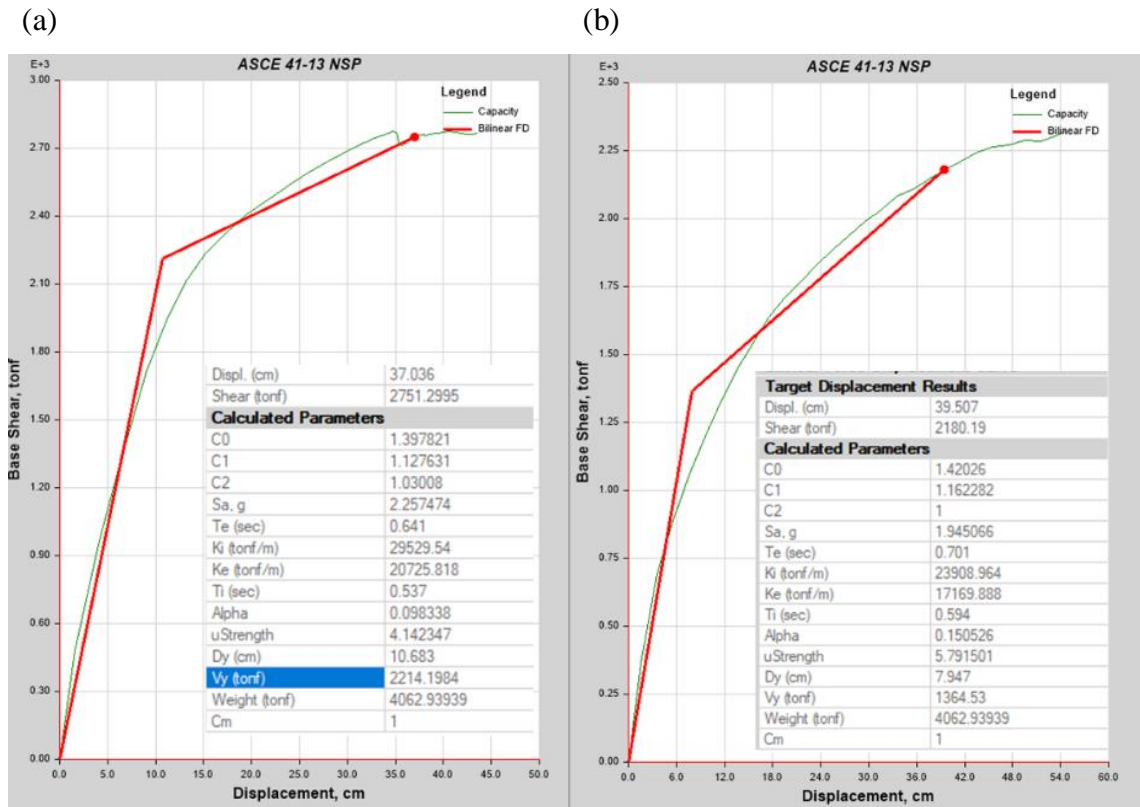


Figura 41 Punto de desempeño según ASCE 41-13 NSP en dirección a) X e b) Y respectivamente
Fuente: Etabs

Usando los valores de desplazamiento ultimo y desplazamiento de fluencia, obtenemos una ductilidad μ_x de 3.44 en la dirección X-X y μ_y de 4.97 en la dirección Y-Y

Luego aplicamos los criterios de niveles de desempeño según el SEAOC.

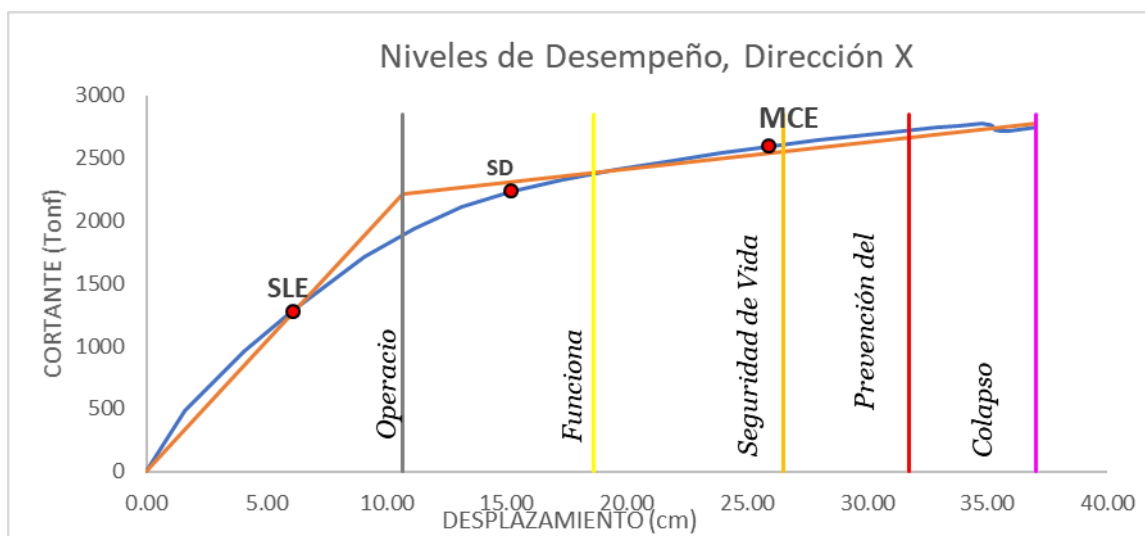


Figura 42 Niveles de desempeño X-X, método SEAOC
Fuente; Elaboración propia

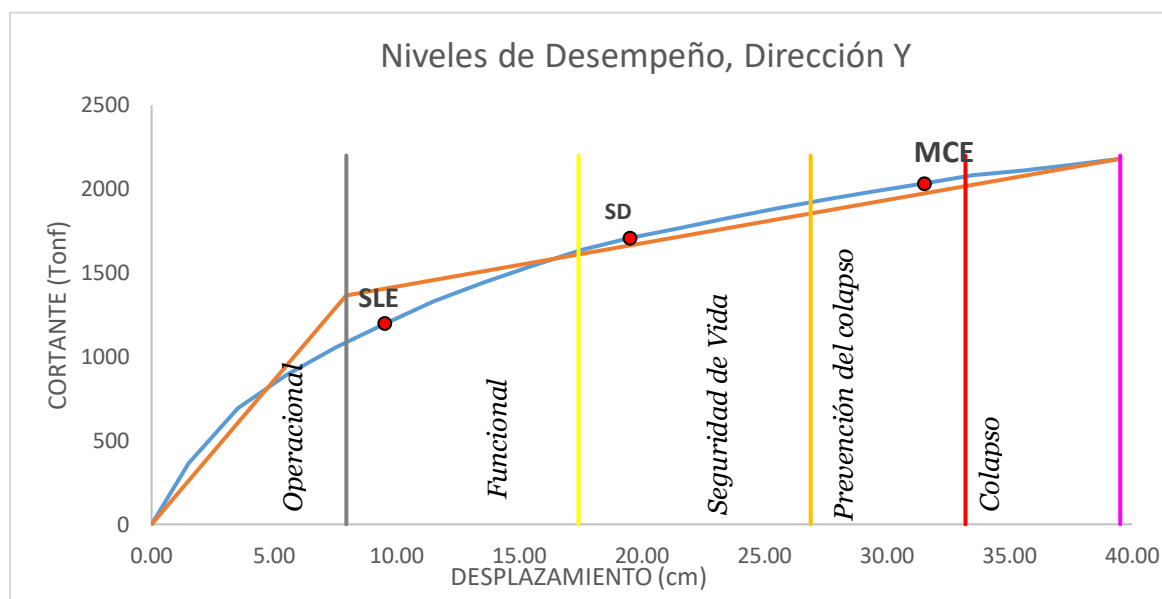


Figura 43 Niveles de desempeño Y-Y, método SEAOC
Fuente; Elaboración propia

A continuación, se muestra una tabla resumen con los niveles de desempeño para cada nivel de sismo cumpliendo con los objetivos de desempeño para los sismos de servicio, diseño y máximo.

Tabla 17 Niveles de desempeño modelo sin optimizar, SEAOC

Dirección	Sismo	Operacional	Funcional	Seguridad de vida	Prevención del colapso	¿Cumple objetivo de desempeño?
X-X	Servicio					SI
	Diseño					SI
	Máximo					SI
Y-Y	Servicio					SI
	Diseño					SI
	Máximo					SI

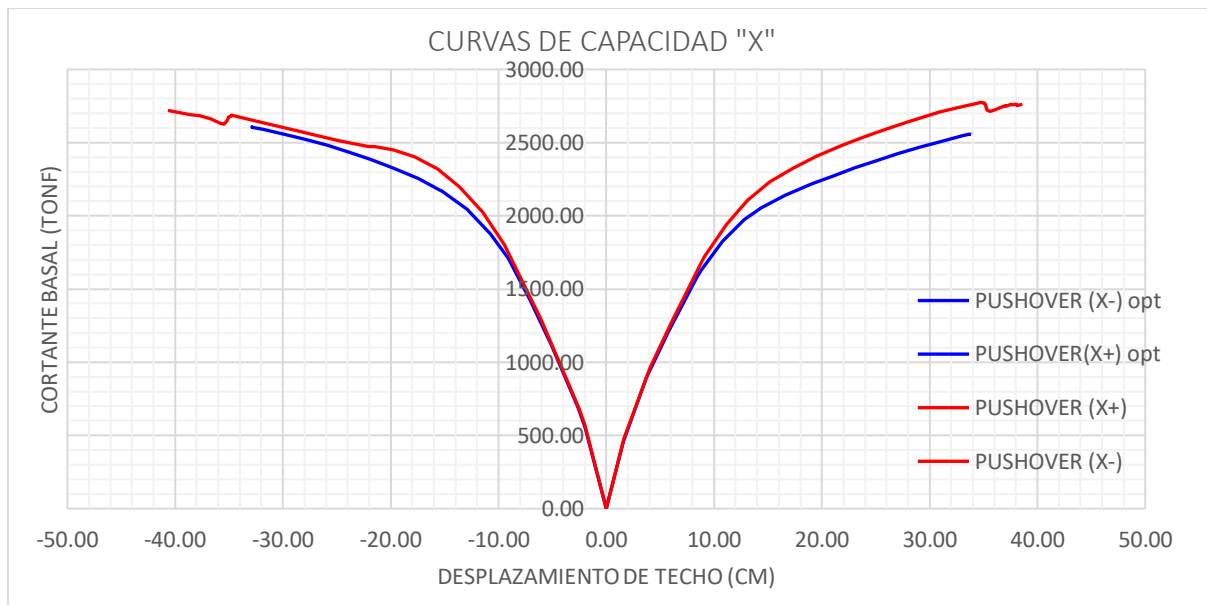
Fuente: Elaboración propia

Resultados del análisis Pushover del modelo optimizado

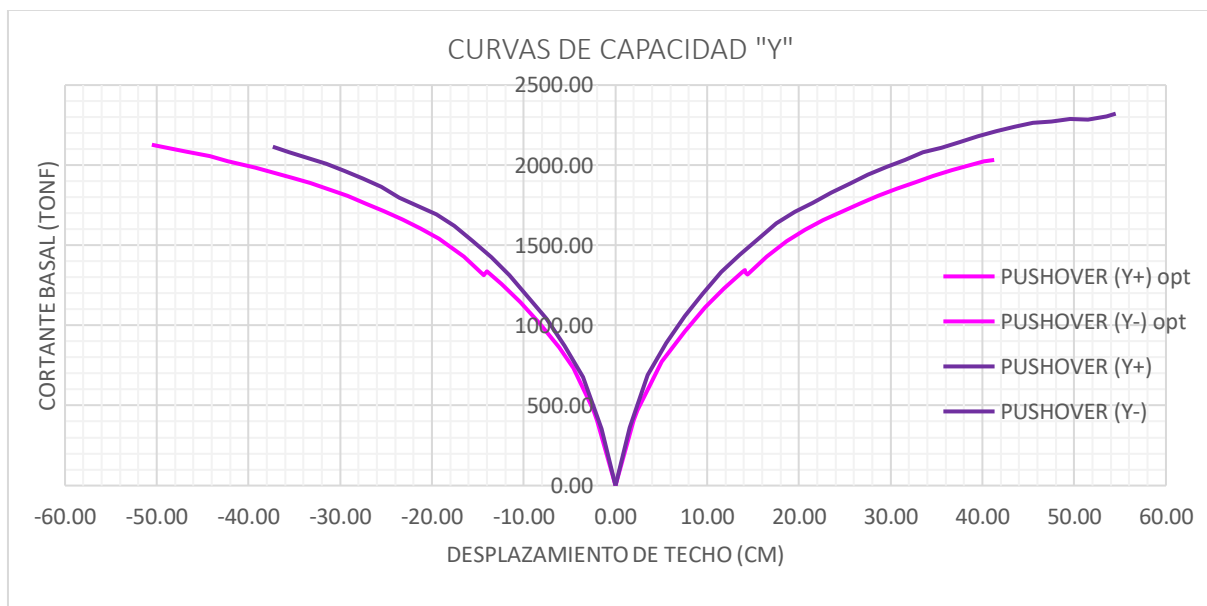
Se realizará una reducción en el acero vertical en muros y acero a flexión en algunas vigas con el fin de tener un diseño optimo sin que la estructura tenga fallas frágiles en muros o columnas para un nivel de MCE.

Comparación de curvas de capacidad

(a)



(b)



*Figura 44 Curvas de capacidad del modelo de diseño y optimizado en a) X-X b) Y-Y
Fuente: Elaboración propia*

Se observa que las curvas de capacidad del modelo optimizado muestran un cortante basal menor en comparación con las del modelo inicial. Posteriormente, estas curvas serán recortadas para evaluar los niveles de desempeño estructural.

Verificación del desempeño sísmico del modelo optimizado

Puntos de desempeño para SLE, SD y MCE

Tabla 18 Puntos de desempeño del modelo Optimizado

Dirección	Sismo	Step	Dt (cm)	V (tonf)
X-X	4	8.43	1580.24	4
	9	14.33	2051.74	9
	14	25.07	2376.86	14
Y-Y	5	9.76	1113.08	5
	15	20.65	1598.10	15
	20	30.65	1854.76	20

Fuente: Elaboración propia

Acciones controladas por fuerza

Se debe verificar que para un nivel de demanda del Sismo de máximo considerado los muros no fallen a corte.

Tabla 19 Acciones controladas por fuerza en muros en X e Y, modelo optimizado

DIRECCIÓN X						
Etiqueta	M-1	M-4	M-7	M-8	M-X1	M-X2
f'ce	364	364	364	364	364	364
lw (cm)	520	520	505	505	320	320
em (cm)	40	40	25	25	25	25
Acv (cm2)	16640	16640	10100	10100	6400	6400
Vne	825.42	825.42	501.01	501.01	317.47	317.47
SISMO DE DISEÑO						
V_Pushover	423.40	422.87	237.00	240.93	265.44	214.25
D/C	0.51	0.51	0.47	0.48	0.84	0.67
SISMO MAXIMO CONSIDERADO						
V_Pushover	457.50	474.30	271.65	271.42	301.90	230.60
D/C	0.55	0.57	0.54	0.54	0.95	0.73
DIRECCIÓN Y						
Etiqueta	M ASC Y	M-2	M-3	M-5	M-6	
f'ce	364	364	364	364	364	
lw (cm)	285	440	410	410	440	
em (cm)	40	25	25	25	25	
Acv (cm2)	11400	8800	8200	8200	8800	
Vne	565.50	436.52	406.76	406.76	436.52	
SISMO DE DISEÑO						
V_Pushover	502.65	220.76	198.60	121.43	220.60	
D/C	0.89	0.51	0.49	0.30	0.51	

V_Pushover	SISMO MAXIMO CONSIDERADO				
	D/C	559.00	241.00	225.87	155.64
	0.99	0.55	0.56	0.38	0.53

Fuente: Elaboración propia

Derivas máximas

A continuación, se muestran las máximas derivas para sismo de servicio (SLE), Diseño (SD) y máximo considerado (MCE), con límites de 0.5%, 1.5% y 2.5% respectivamente.

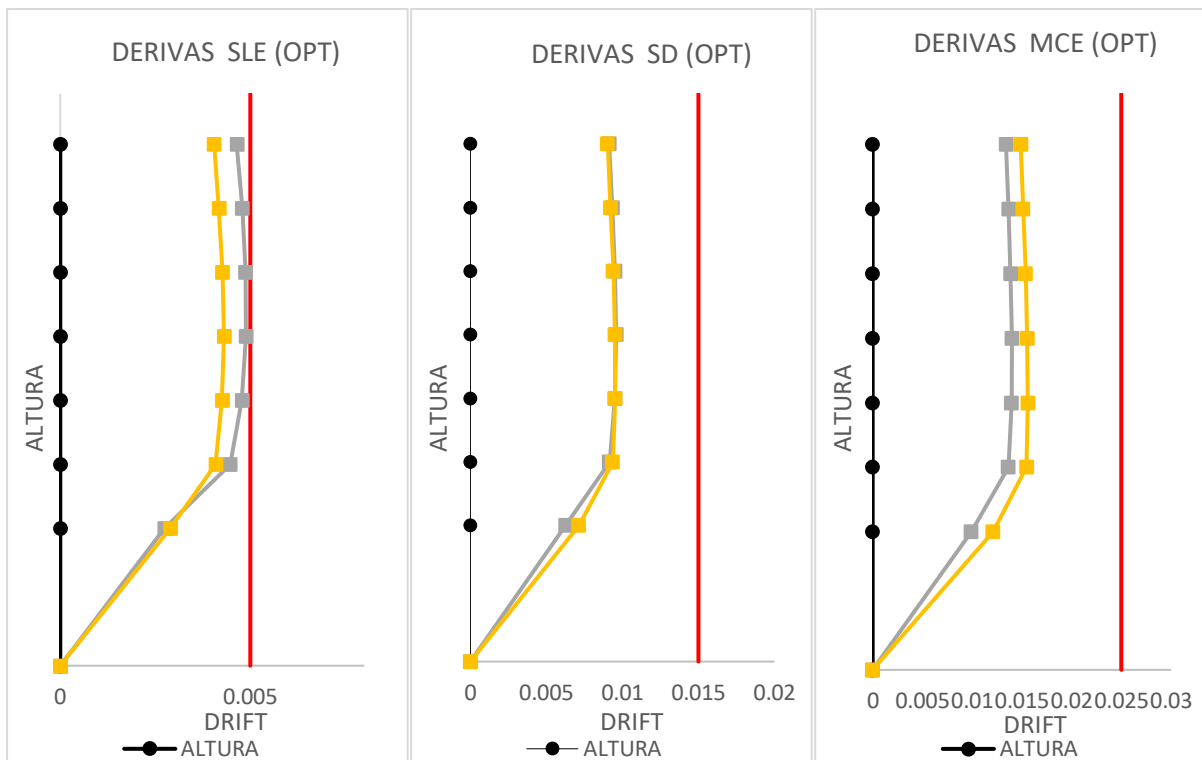
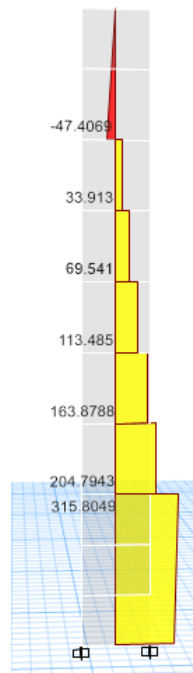


Figura 45 Derivas máximas SLE, SD, MCE del modelo optimizado

Las derivas máximas se mantienen dentro de los límites permitidos por el comité SEAOC

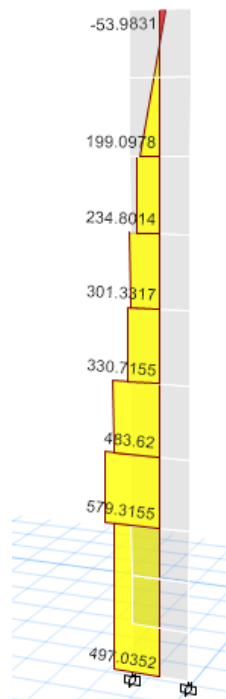
Evaluación del desempeño

En la dirección X-X verificamos la máxima demanda a corte en el muro "M-X1" de 315.8 tonf estando muy cerca de su cortante nominal de 317.47 tonf.



*Figura 46 Cortante en el muro "M-XI", modelo optimizado, dirección X-X
fuente Etabs.*

En la dirección Y-Y se verificó si predominan las acciones controladas por fuerza, identificando al muro "M-Y" con el cortante máximo de 579.31 tonf en el paso 24 del primer nivel, lo cual excede el cortante nominal de 565.5 tonf.



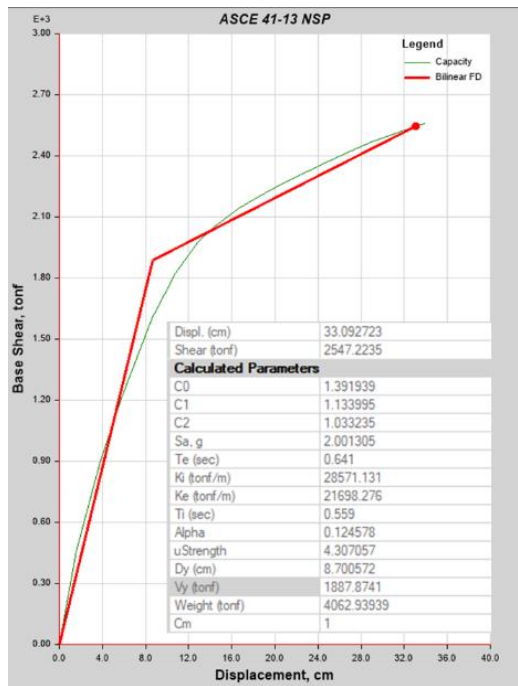
*Figura 47 Cortante en Muro M-Y, modelo optimizado dirección Y-Y
fuente Etabs.*

Niveles de desempeño SEAOC

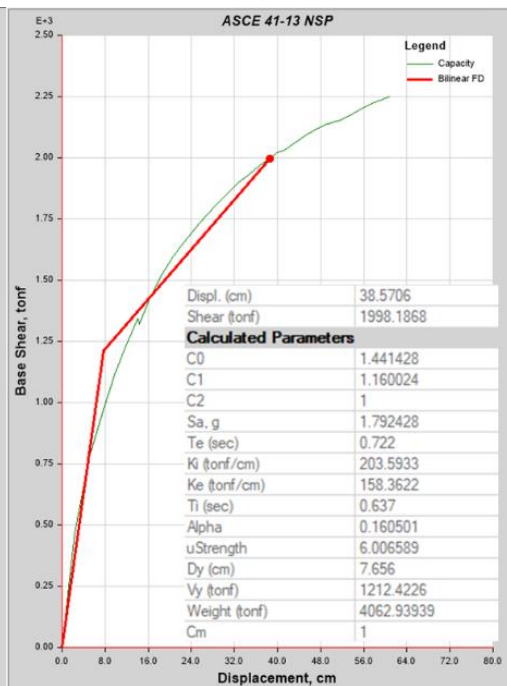
Evaluación del Desempeño Sísmicos

El punto de desempeño en la dirección X-X con la curva de capacidad limitada al step 18 con un desplazamiento de techo de 33.07 cm y un cortante basal de 2546.82 tonf, siguiendo los lineamientos del ASCE 41-13.

(a)



(b)



Punto de desempeño del modelo optimizado según ASCE 41-13 NSP en dirección a) X e b) Y respectivamente, Fuente: Etabs

Se obtienen las ductilidades $\mu_x = 3.80$ y $\mu_y = 5.04$, y luego se aplican los criterios de desempeño del SEAOC.

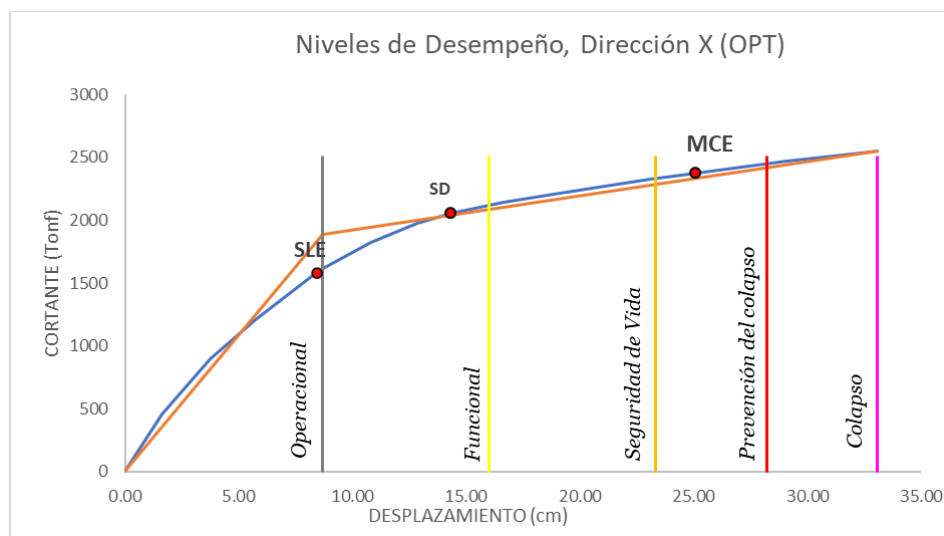


Figura 48 Niveles de desempeño (optimizado) X-X, método SEAOC

Fuente; Elaboración propia

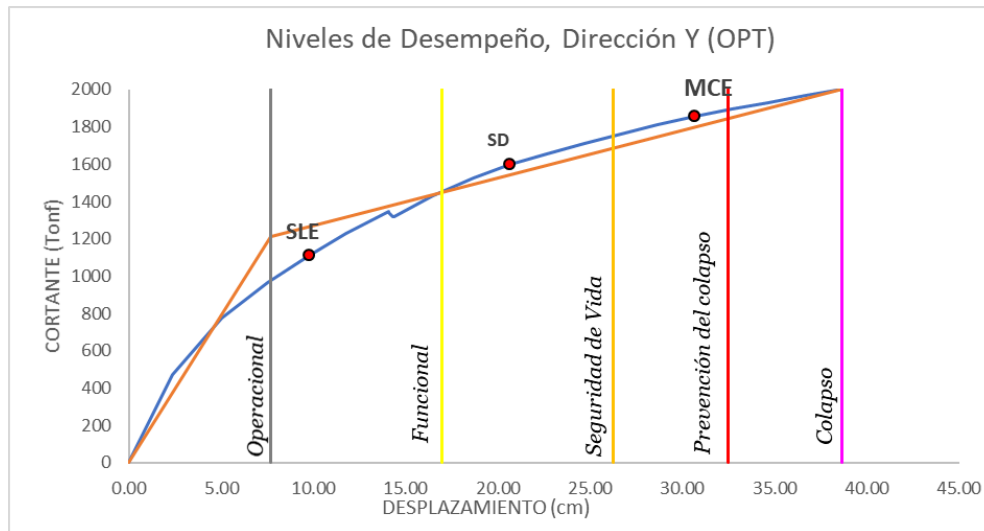


Figura 49 Niveles de desempeño (optimizado) Y-Y, método SEAOC

Fuente; Elaboración propia.

A continuación, se muestra una tabla resumen con los niveles de desempeño para cada nivel de sismo cumpliendo con los objetivos de desempeño para los sismos de servicio, diseño y máximo.

Tabla 20 Niveles de desempeño, SEAOC

Dirección	Sismo	Operacional	Funcional	Seguridad de vida	Prevención del colapso	¿Cumple objetivo de desempeño?
X-X	Servicio					SI
	Diseño					SI
	Máximo					SI
Y-Y	Servicio					SI
	Diseño					SI
	Máximo					SI

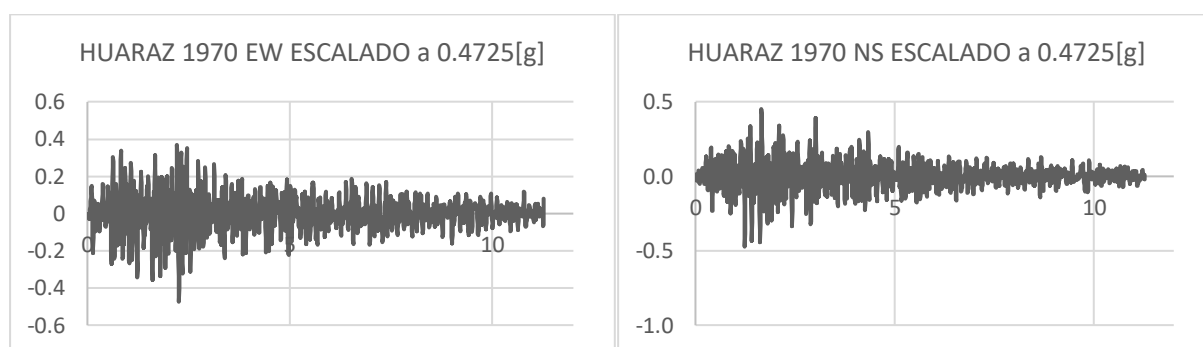
Fuente: Elaboración propia

Verificación del diseño usando análisis no lineal de Historia de la respuesta

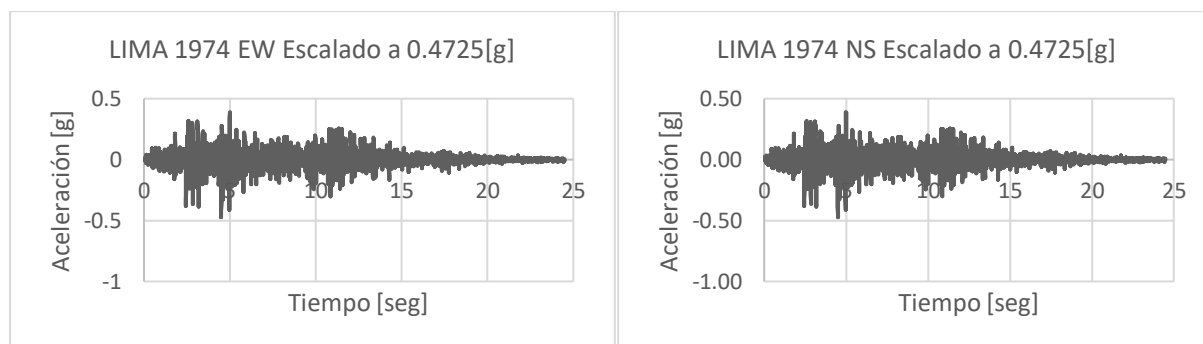
Selección de Registros sísmicos

Siguiendo la normativa E.030, se utilizaron tres conjuntos de registros de aceleraciones del suelo para definir el espectro objetivo. Cada conjunto tiene dos componentes en direcciones perpendiculares. Los acelerogramas seleccionados son Huaraz 1970, Lima 1974 y Arequipa 2001 del CISMID, recortados al intervalo de mayor aceleración y corregidos por línea base con SeismoSignal. Luego, se escalaron a su PGA usando SeismoMatch, ver anexo 9.

(a)



(b)



(c)

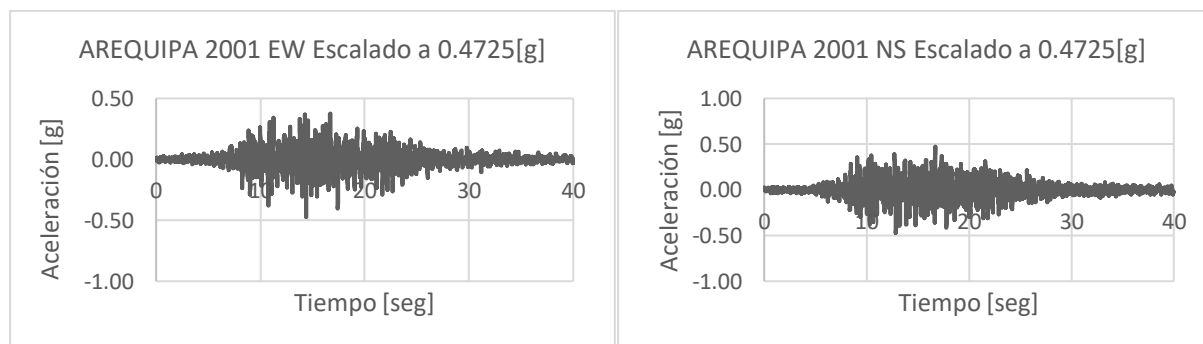


Figura 50 Acelerogramas corregidos y escalados: a) Huaraz 1979, b) Lima 1974, c) Arequipa 2001

Fuente: CISMID

Se realizó un Análisis Dinámico No Lineal-Tiempo Historia en ETABS, aplicando Integración Directa y considerando plasticidad concentrada en vigas y columnas, y distribuida en muros. Las cargas gravitacionales (D+0.25L) se incluyeron inicialmente como un caso estático no lineal.

Evaluación global de la estructura del modelo sin optimizar

Derivas de entrepiso

Las guías TBI y LASTBSDC establecen que la deriva máxima en los ejes principales del edificio no debe exceder el 0.5% de la altura del piso; para una altura entrepiso de 2.80 m, esto significa un límite de 0.014. La ASCE 7-16, en su tabla 12.12-1, sugiere un límite de deriva de 0.010 veces la altura del piso, es decir, 0.028. La ACHISINA, por su parte, recomienda que la deriva máxima en cualquier punto de la planta para este estado límite sea inferior a 0.007. [20]

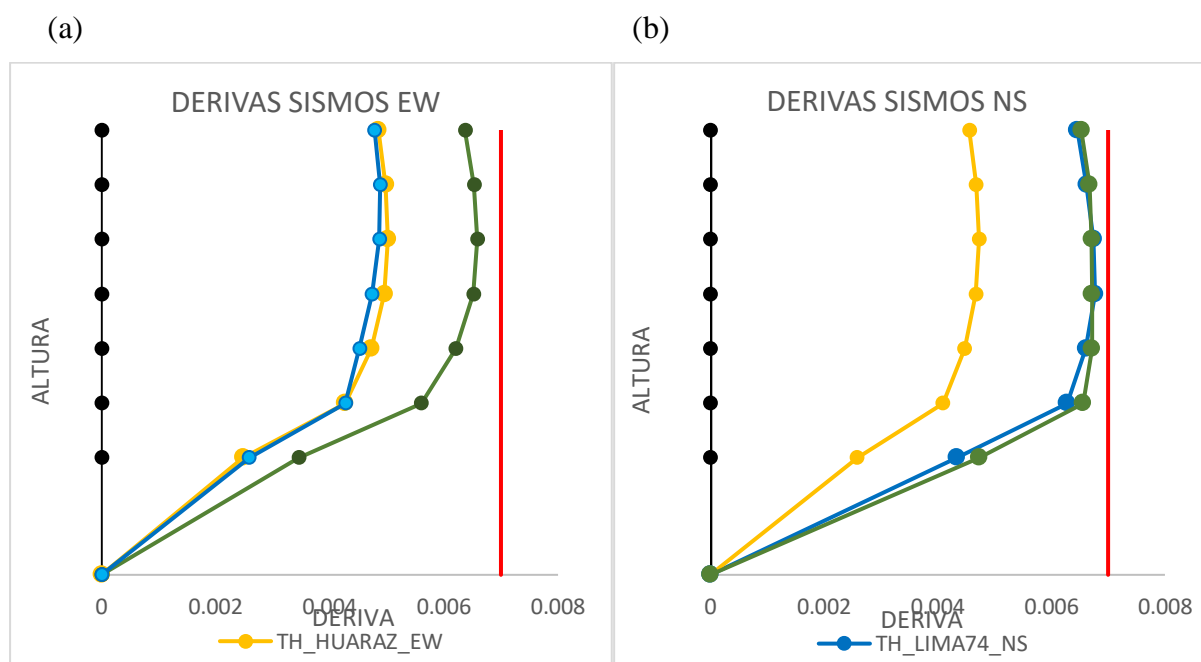


Figura 51 Derivas de entrepiso Dirección a) E-W y b) N-S
Fuente: Elaboración propia

La deriva máxima de entrepiso en la dirección X es de 0.0065 en el quinto piso, trabajando al 92% de su distorsión límite, y en la dirección Y es de 0.0067 en el tercer piso, al 95% de su distorsión máxima. Ambos valores, registrados durante el sismo de Arequipa de 2001, cumplen con el límite reglamentario de ACHISINA ($\Delta < 0.007$).

Evaluación local de la estructura

Acciones controladas por fuerza en muros Estructurales

Cortantes basales aplicando sismos EW obtenemos los siguientes cortante en los muros localizados dirección global X del plano de cada muro, debido que no cumple con los requisitos de las expresiones A.11.3.2.1.1 y A.11.3.2.1.2, se contrastará con el cortante nominal máximo esperado de análisis según la Norma E060.

Etiqueta	DIRECCIÓN X						DIRECCIÓN Y					
	M-1	M-4	M-7	M-8	M ASCX1	M ASCX2	M ASC Y	M-2	M-3	M-5	M-6	
f_{ce}	364	364	364	364	364	364	364	364	364	364	364	
lw (cm)	520	520	505	505	320	320	285	440	410	410	440	
em (cm)	40	40	25	25	25	25	40	25	25	25	25	
Acv (cm²)	16640	16640	10100	10100	6400	6400	11400	8800	8200	8200	8800	
Vne (A.11.3.2.1.1)	689.02	689.02	427.98	428.06	351.35	351.41	611.47	288.96	211.95	211.99	289.11	

ANTH											
V HUARAZ 1970	414.86	431.97	245.44	265.65	113.68	138.89	269.00	224.00	179.2	172.11	211.8
V LIMA 1974	502.15	515.03	255.51	291.42	171.25	138.21	378.70	277.59	183.5	179.5	255.75
V AREQUIPA 2001	523.80	562.97	308.60	346.52	205.63	178.06	437.90	251.60	196.35	196.31	278.60
D/C	0.76	0.82	0.72	0.81	0.59	0.51	0.72	0.96	0.93	0.93	0.96

Acciones controladas por fuerza en muros en análisis Tiempo historia

Se observa que el cada panel de muro se encuentra en un rango de daño controlado, además los análisis para cada sismo no tienen errores de convergencia debido que no hay problemas de colapso para cada análisis entonces los muros están controlados por deformación.

Evaluación global de la estructura del modelo optimizado

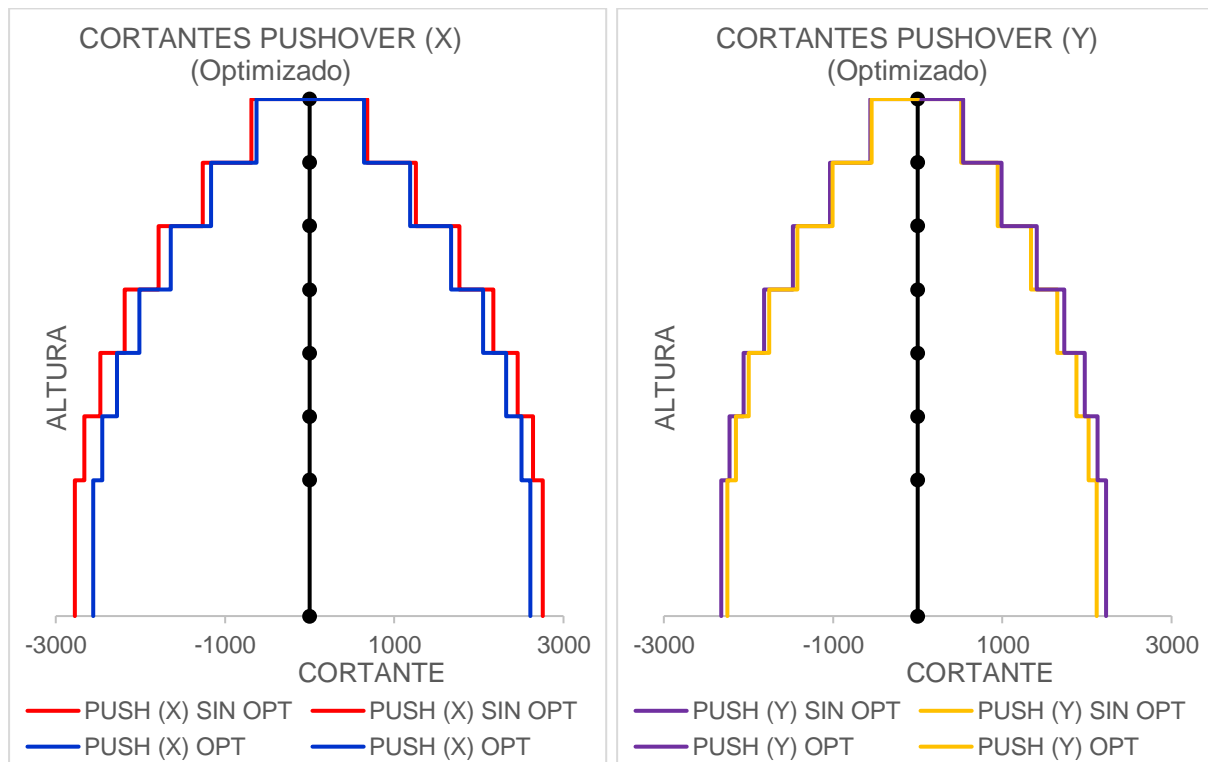
Debido a que la D/C de las acciones controladas por fuerza es cercana a la unidad no se considerara reducir el refuerzo a corte en los muros.

Cortantes basales

A continuación, se muestran los valores fe fuerza cortante por niveles usando análisis no lineal estático y dinámico.

(a)

(b)



(c)

(d)

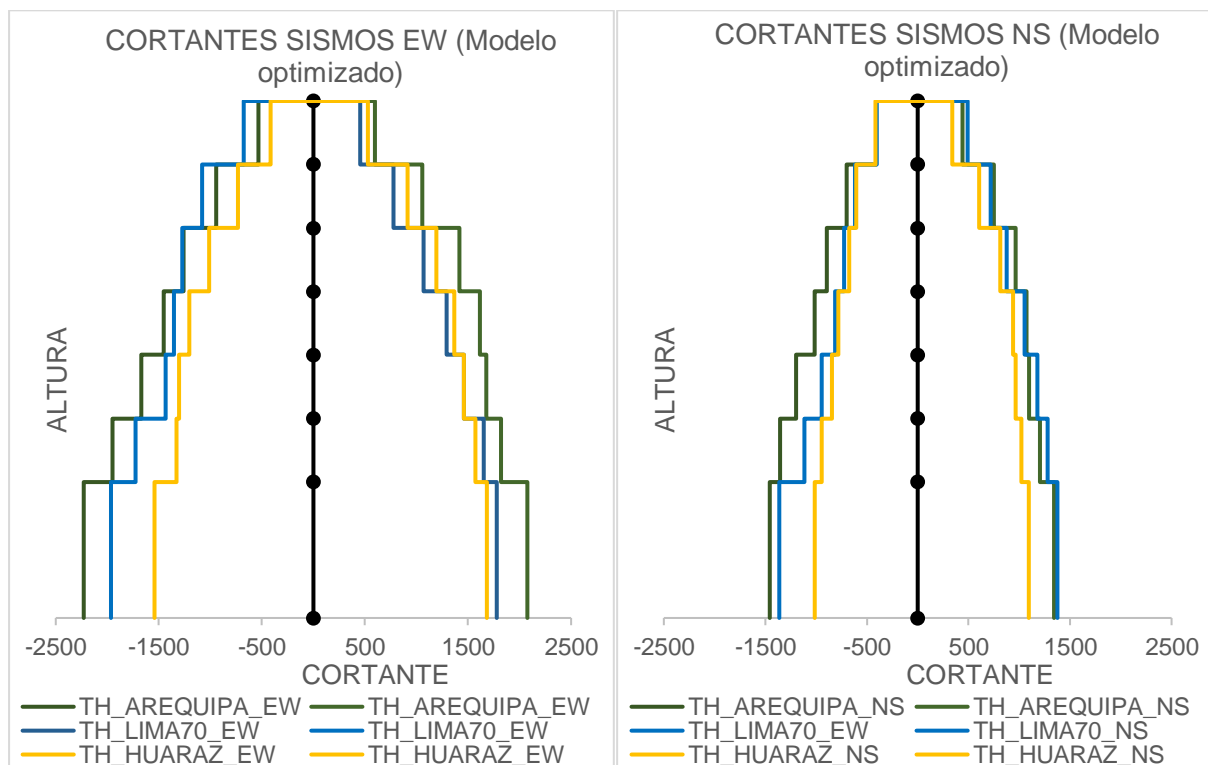


Figura 52 Cortante por niveles de los modelos optimizados a) Pushover X, b) Pushover Y, c) Tiempo-historia X y d) Tiempo-Historia Y

Fuente: Elaboración propia

En el análisis no lineal Estático (pushover) Se observa que las fuerzas cortantes por niveles van descendiendo conforme se incrementa la altura, siendo los máximos cortantes 2755 tonf en la dirección X y 2321 tonf en la dirección Y. En cambio, en el análisis no lineal dinámico los máximos cortantes son de 2229 tonf en la dirección X y 1457 tonf en la dirección Y, ambos con el registro sísmico de Arequipa 2001.

En el análisis pushover, los cortantes suelen ser más altos porque las cargas se aplican de forma estática y creciente, afectando más los niveles inferiores de la estructura. En cambio, el análisis no lineal en tiempo historia tiene en cuenta las fuerzas sísmicas variables y la disipación de energía, lo que permite una respuesta más realista y da como resultados cortantes más bajos.

Derivas de entrepiso

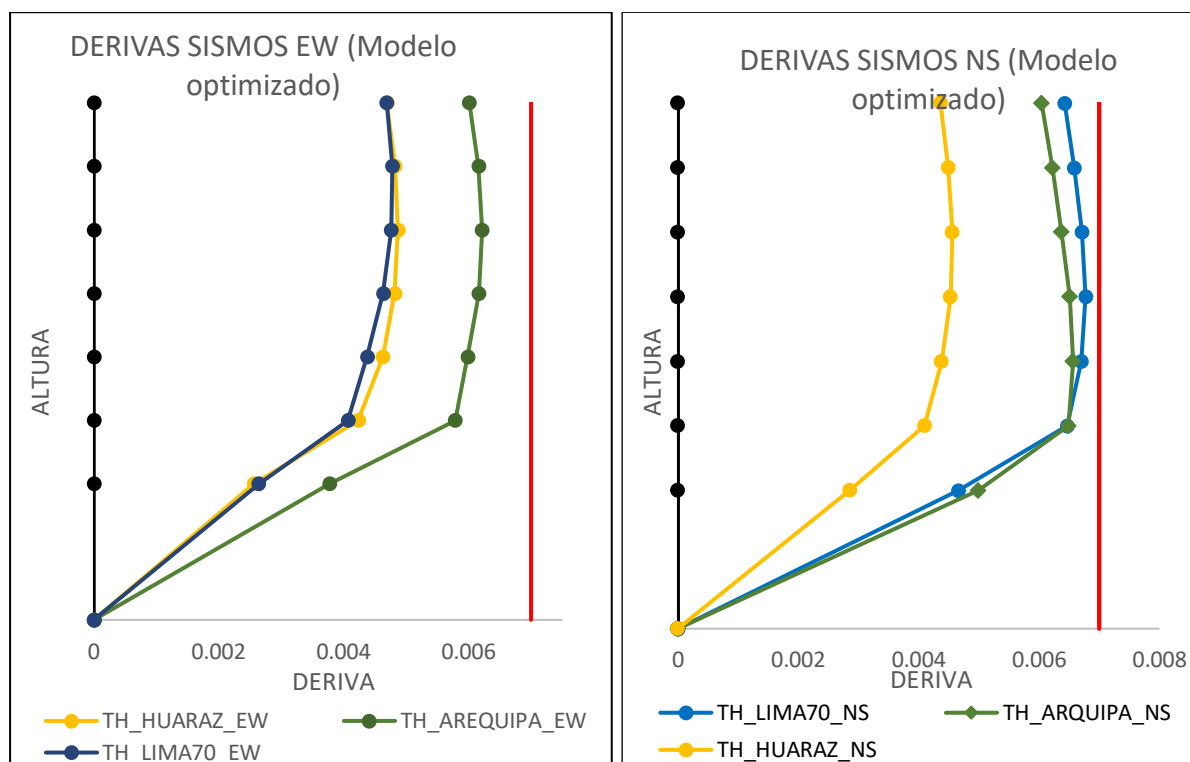


Figura 53 Derivas de entrepiso del análisis Tiempo-Historia, modelo optimizado Dirección X e Y

Fuente: Elaboración propia

Las derivas en ambas direcciones son menores a 0.007, manteniéndose dentro del límite de deformación admisible para la estructura. La máxima deriva en la dirección X, de 0.00621 (88%

de la deformación permitida), corresponde al sismo de Arequipa de 2001. En la dirección Y, la deriva alcanza 0.00677 (96% de la deformación permitida) bajo el sismo de Lima de 1970.

Acciones controladas por fuerza en muros Estructurales

Tabla 21 Acciones controladas por fuerza del análisis Tiempo-Historia en muros optimizados

Etiqueta	DIRECCIÓN X						DIRECCIÓN Y					
	M-1	M-4	M-7	M-8	M ASCX1	M ASCX2	M ASC Y	M-2	M-3	M-5	M-6	
f_{ce}	364	364	364	364	364	364	364	364	364	364	364	
lw (cm)	520	520	505	505	320	320	285	440	410	410	440	
em (cm)	40	40	25	25	25	25	40	25	25	25	25	
Acv (cm²)	16640	16640	10100	10100	6400	6400	11400	8800	8200	8200	8800	
Vne (A.11.3.2.1.1)	689.02	689.02	427.98	428.06	351.35	351.41	611.47	288.96	211.95	211.99	289.11	

ANTH											
V_HUARAZ 1970	392.2	400.9	236.0	234.9	127.5	153.2	327.3	215.6	158.0	152.3	189.1
V_LIMA 1974	469.8	477.6	253.4	253.2	196.3	161.5	433.7	267.5	172.5	160.0	228.9
V_AREQUIPA 2001	488.0	504.9	304.7	303.5	258.3	226.7	488.0	251.0	182.1	161.5	230.1
D/C	0.71	0.73	0.71	0.71	0.74	0.65	0.80	0.93	0.86	0.76	0.80

Fuente: Elaboración propia

Perfil de deformaciones en muros

Criterios de aceptación

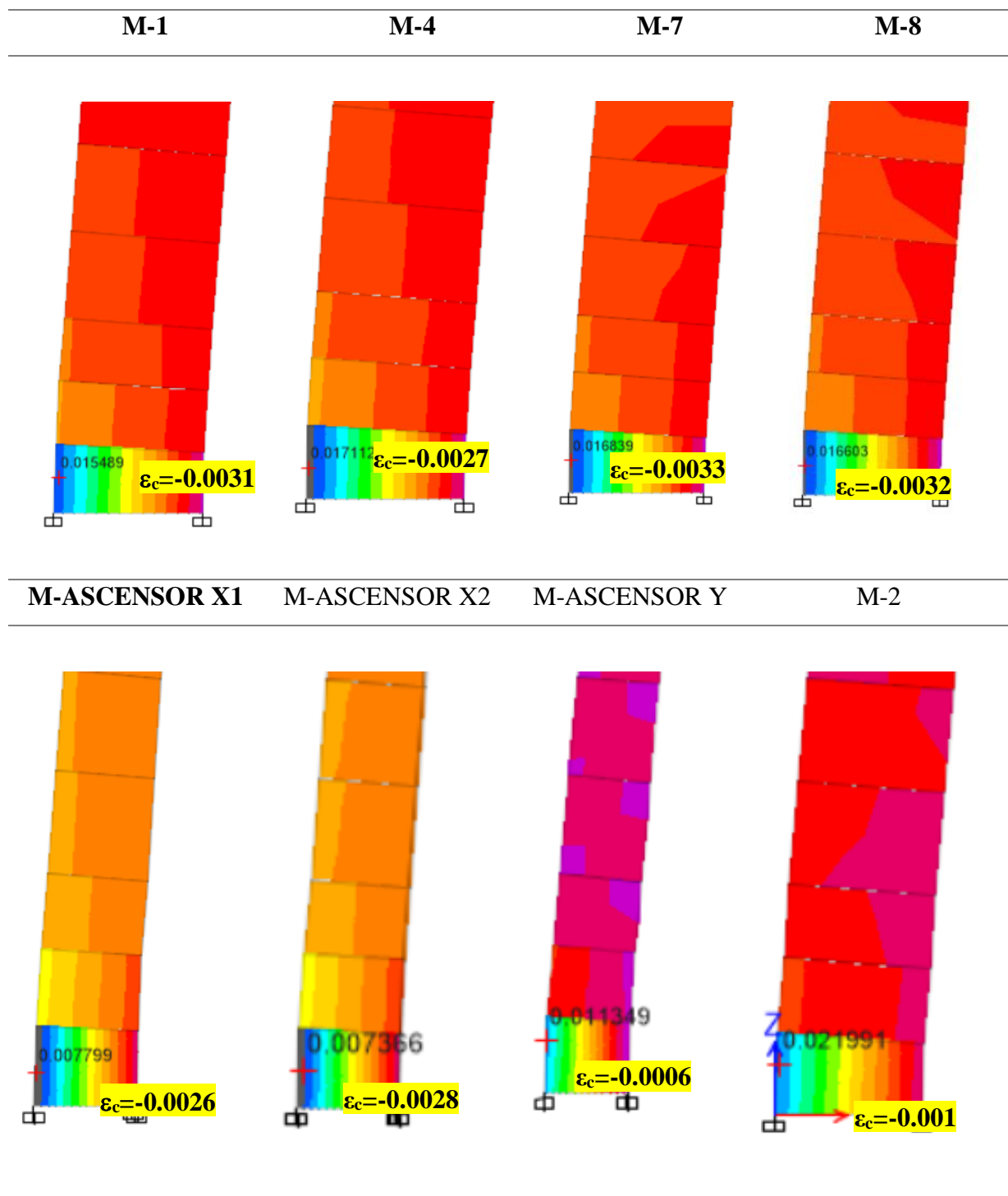
En el código TBI se proporciona un ejemplo de criterio para establecer límites de aceptación en cuanto a la deformación unitaria. En el modelo de concreto no confinado, se establece un pico de esfuerzo a una deformación unitaria de 0.002. A partir de ahí, la curva de esfuerzo se reduce al 50 por ciento del valor del esfuerzo pico cuando se alcanza una deformación unitaria (Du) de 0.003. Para el modelo de concreto confinado, (Du) es de 0.015 y el límite de deformación unitaria en tracción para el refuerzo longitudinal es de 0.05[13].

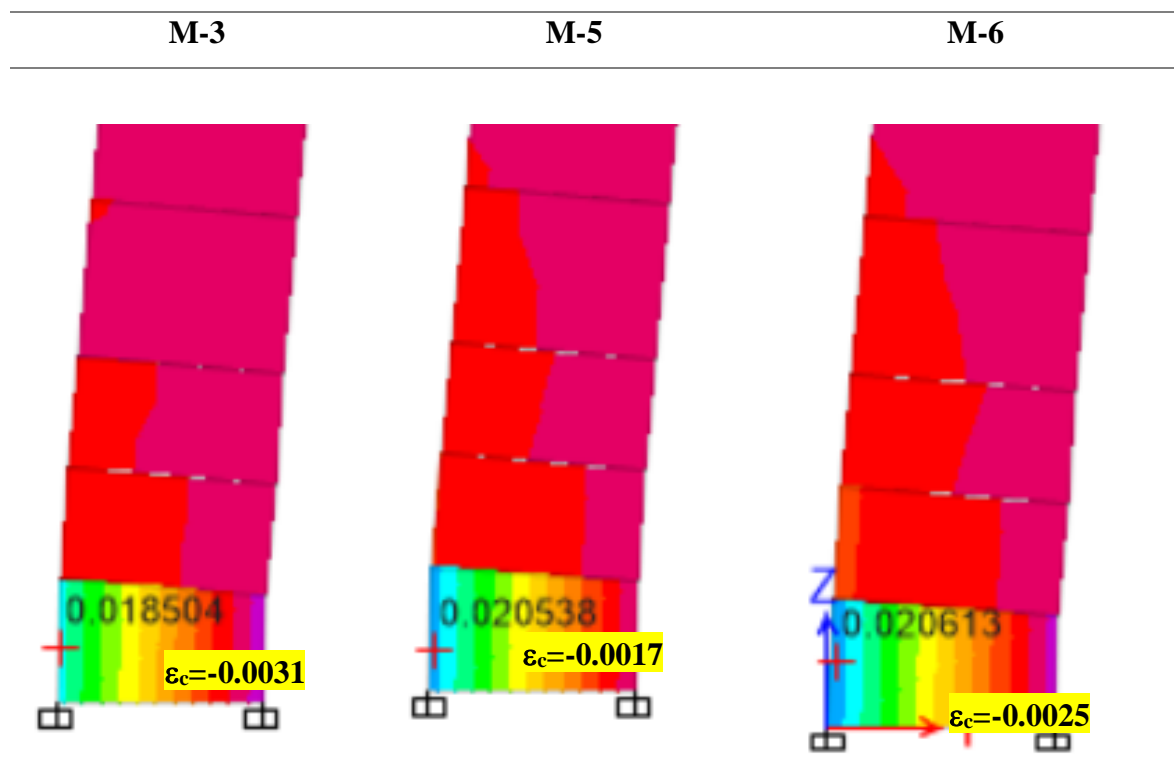
La norma de Chile también establece criterios de aceptación para el estado límite de capacidad de deformación en Muros estructurales:

Acortamiento unitario en el hormigón confinado:	0.015
Acortamiento unitario en el hormigón no confinado:	0.003
Alargamiento unitario en el acero de refuerzo:	0.050 [20]

A Continuación, verificaremos las acciones controladas por deformación, para ello se muestran los valores de deformación unitaria del concreto y el acero en los primeros niveles de los muros.

Tabla 22 Perfil de deformaciones en muros del análisis tiempo-Historia, modelo optimizado





Fuente: Elaboración propia

Se observa que la deformación unitaria máxima del concreto en el borde del muro “M-7” es del 22% de su capacidad, estando en un rango de deformaciones que admite la estructura.

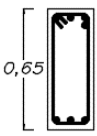
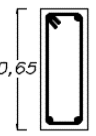
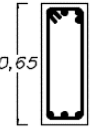
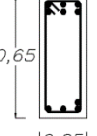
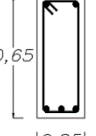
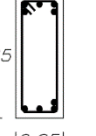
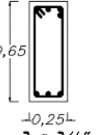
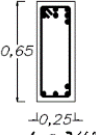
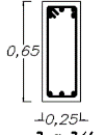
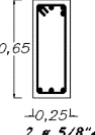
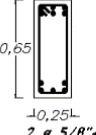
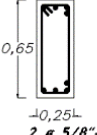
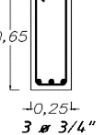
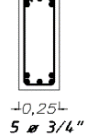
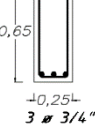
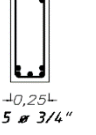
Se observa también que el acero en todos los muros entra en degradación a deformaciones mayores a 0.0021 cm/cm, el muro más demandado es “M-6” trabajando a un 41% de su capacidad, estando ambos por debajo de los límites de fluencia permitidos por el Apéndice A del ACI318-19.

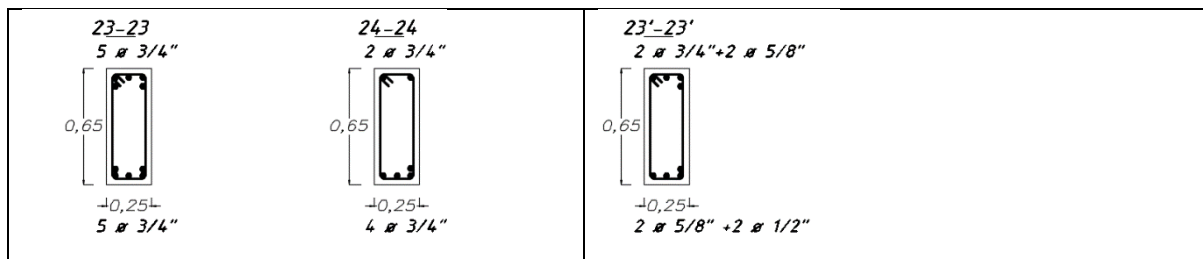
Discusión de resultados

Comparación de refuerzo en Vigas

Se diseñaron las vigas de acuerdo con la norma peruana E060 a flexión y corte, luego mediante la verificación no lineal de diseño basado en el análisis tiempo historia se logró optimizar las vigas de los ejes 3-3, 4-4, 5-5, 6-6, 7-7, 8-8.

Tabla 23 Cortes de vigas diseñadas y optimizadas

DISEÑO		OPTIMIZACION			
<p>14-14 2 # 3/4" + 2 # 5/8"</p>  <p>0,65</p> <p>±0,25</p> <p>3 # 5/8"</p>	<p>15-15 2 # 5/8"</p>  <p>0,65</p> <p>±0,25</p> <p>2 # 5/8"</p>	<p>14'-14' 1 # 3/4" + 3 # 5/8"</p>  <p>0,65</p> <p>±0,25</p> <p>1 # 1/2" + 2 # 5/8"</p>			
<p>16-16 3 # 3/4" + 3 # 5/8"</p>  <p>0,65</p> <p>±0,25</p> <p>4 # 5/8"</p>	<p>17-17 2 # 5/8"</p>  <p>0,65</p> <p>±0,25</p> <p>3 # 5/8"</p>	<p>16'-16' 2 # 3/4" + 3 # 5/8"</p>  <p>0,65</p> <p>±0,25</p> <p>2 # 1/2" + 2 # 5/8"</p>			
<p>18-18 4 # 3/4"</p>  <p>0,65</p> <p>±0,25</p> <p>3 # 3/4"</p>	<p>19-19 7 # 3/4"</p>  <p>0,65</p> <p>±0,25</p> <p>4 # 3/4"</p>	<p>20-20 5 # 3/4"</p>  <p>0,65</p> <p>±0,25</p> <p>3 # 3/4"</p>	<p>18'-18' 2 # 3/4" + 2 # 5/8"</p>  <p>0,65</p> <p>±0,25</p> <p>2 # 5/8" + 1 # 1/2"</p>	<p>19'-19' 3 # 3/4" + 3 # 5/8"</p>  <p>0,65</p> <p>±0,25</p> <p>2 # 5/8" + 3 # 1/2"</p>	<p>20'-20' 2 # 3/4" + 2 # 5/8"</p>  <p>0,65</p> <p>±0,25</p> <p>2 # 5/8" + 2 # 1/2"</p>
<p>21-21 2 # 3/4"</p>  <p>0,65</p> <p>±0,25</p> <p>3 # 3/4"</p>	<p>22-22 8 # 3/4"</p>  <p>0,65</p> <p>±0,25</p> <p>5 # 3/4"</p>	<p>20"-20" 2 # 3/4" + 4 # 5/8"</p>  <p>0,65</p> <p>±0,25</p> <p>3 # 3/4"</p>	<p>22'-22' 5 # 3/4" + 2 # 5/8"</p>  <p>0,65</p> <p>±0,25</p> <p>5 # 3/4"</p>		



Fuente: Elaboración propia

Tabla 24 Cuantía de diseño, optimizada y reducida en vigas

EJE	CORTE	DISEÑO A FLEXIÓN						
		SECCIÓN	A_t (cm ²)	A_t opt (cm ²)	A_g (cm ²)	ρ DISEÑO	ρ OPTIMIZADA	ρ REDUCIDA
EJE 1-1	1—1	25X65	39.27	39.27	1625	2.42%	2.42%	-
EJE 10-10	3—3	25X65	45.6	45.6	1625	2.81%	2.81%	-
EJE 2-2	6—6	25X65	24.71	24.71	1625	1.52%	1.52%	-
	8—8	25X65	12.91	12.91	1625	0.79%	0.79%	-
	9—9	25X65	33.33	33.33	1625	2.05%	2.05%	-
EJE 9-9	11—11	25X65	23.91	23.91	1625	1.47%	1.47%	-
	12—12	25X65	23.91	23.91	1625	1.47%	1.47%	-
	13—13	25X65	23.91	23.91	1625	1.47%	1.47%	-
	EJE 3-3	14-14	25X65	15.6	14.02	1625	0.96%	0.86%
EJE 4-4								
EJE 7-7	16-16	25X65	22.41	18.14	1625	1.38%	1.12%	0.26%
EJE 8-8								
EJE 5-5	18-18	25X65	19.95	14.89	1625	1.23%	0.92%	0.31%
	19-19	25X65	31.35	22.26	1625	1.93%	1.37%	0.56%
	20-20	25X65	22.8	16.16	1625	1.40%	0.99%	0.41%
EJE 6-6	20"-20"	25X65	22.8	22.17	1625	1.40%	1.36%	0.04%
	22-22	25X65	37.05	32.46	1625	2.28%	2.00%	0.28%
	23-23	25X65	28.5	16.16	1625	1.75%	0.99%	0.76%

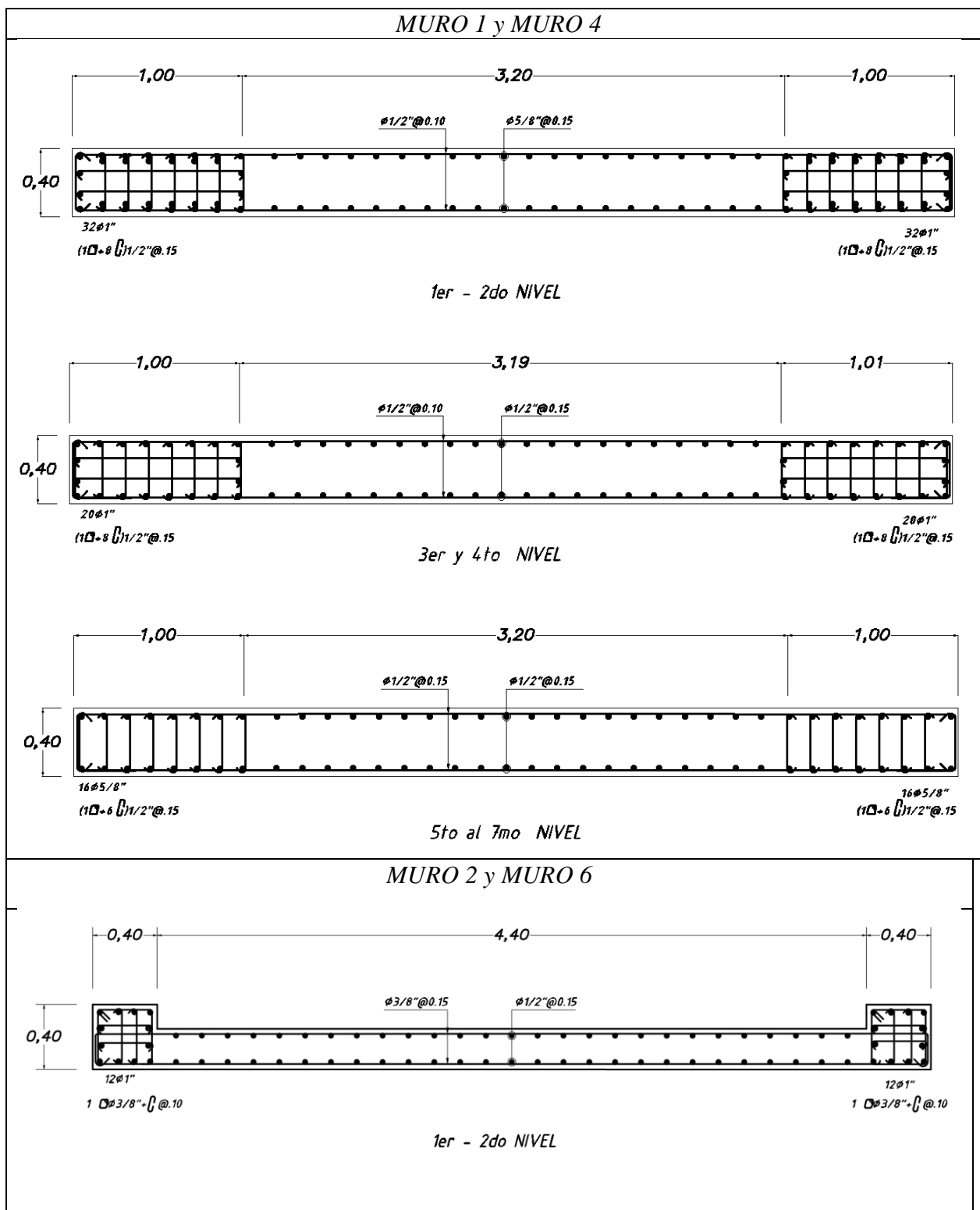
Fuente: Elaboración propia

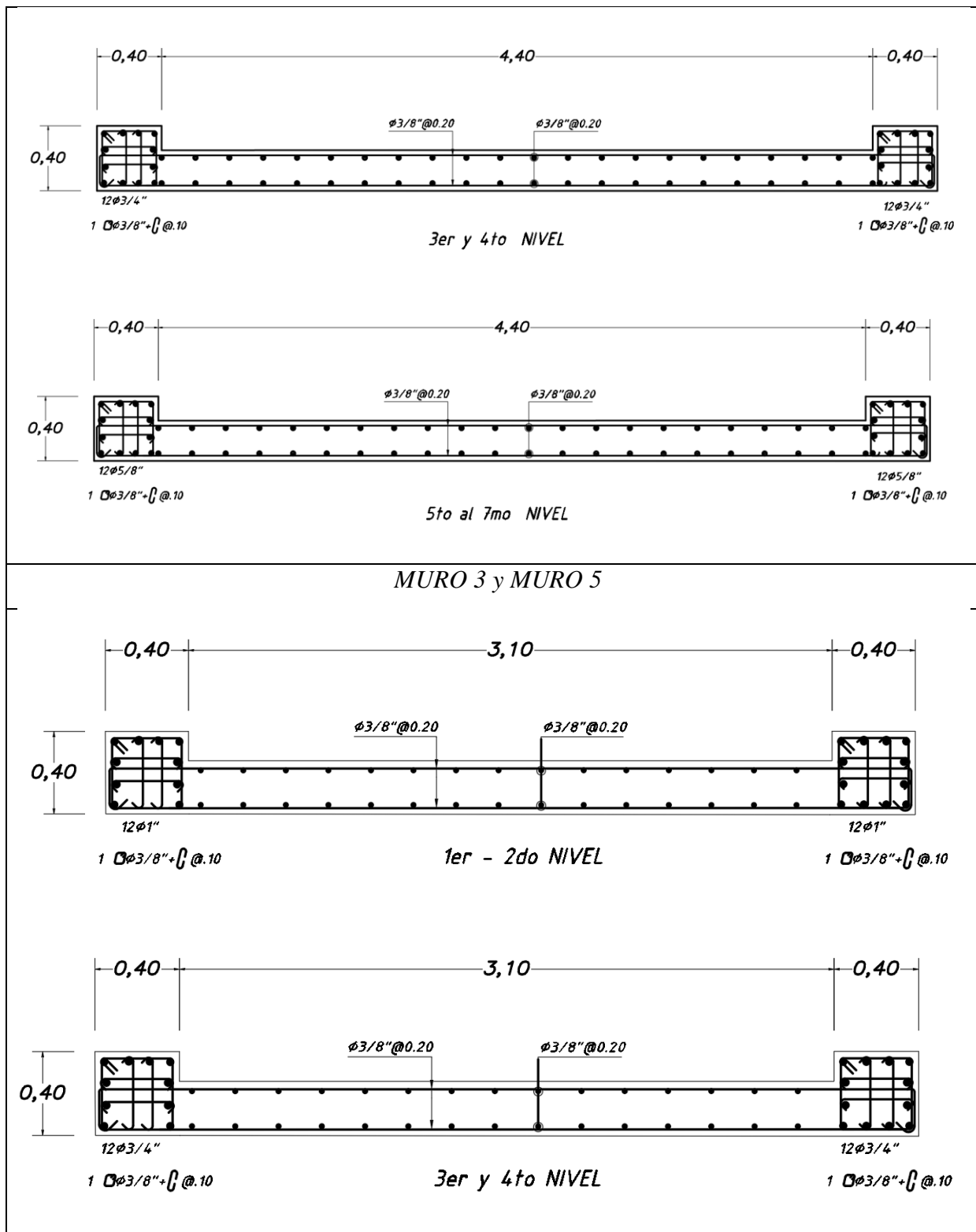
La optimización global en las vigas es del 10.33%, reduciéndose hasta el 89.67% del diseño inicial, se ha optado no reducir más la cuantía debido al aumento de la deriva y la reducción de la rigidez lateral de la estructura

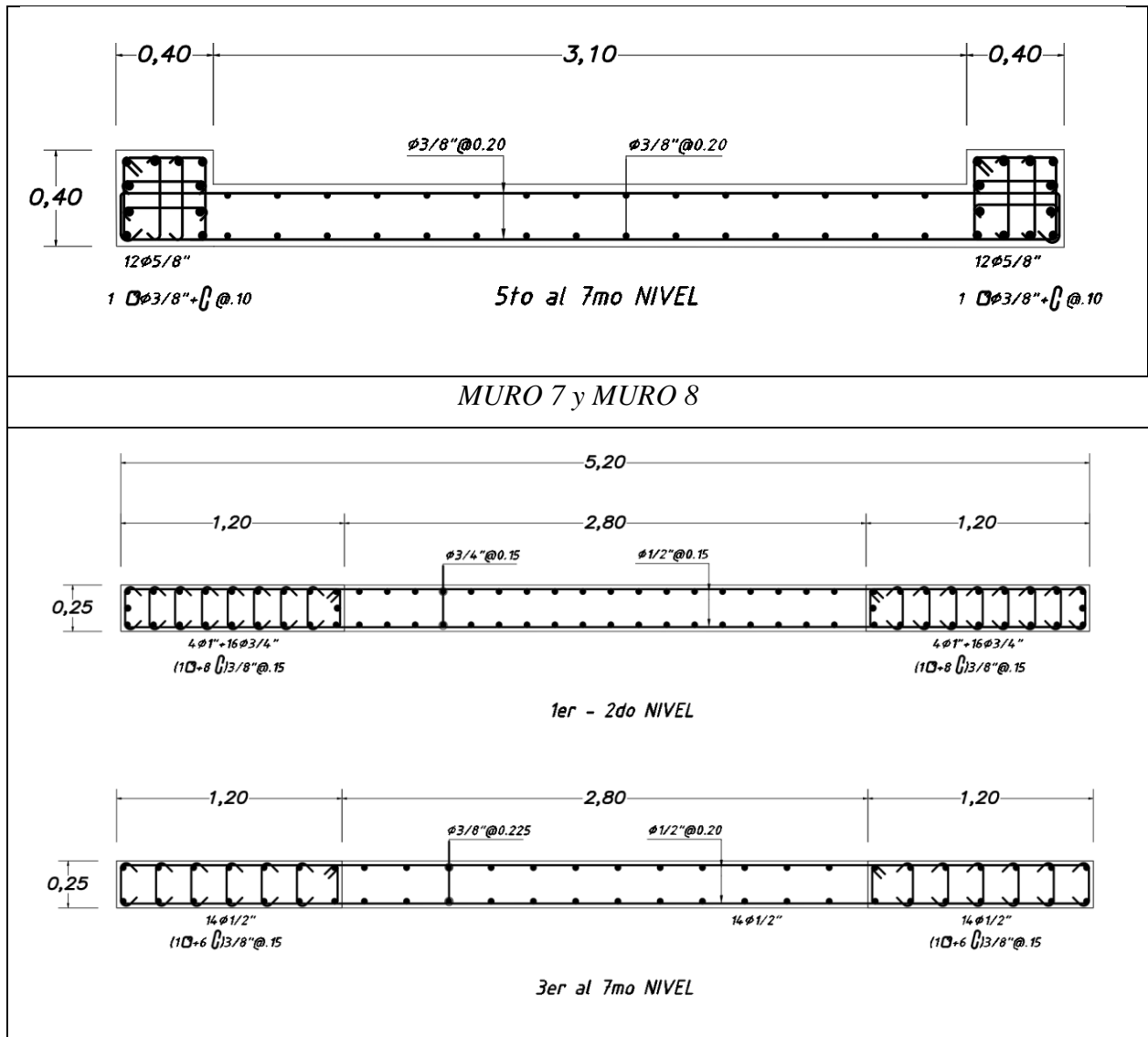
Comparación de refuerzo en Muros estructurales

En el análisis elástico lineal se diseñaron los muros de acuerdo con la norma vigente.

Tabla 25 Secciones de Muros diseñados según Norma Peruana



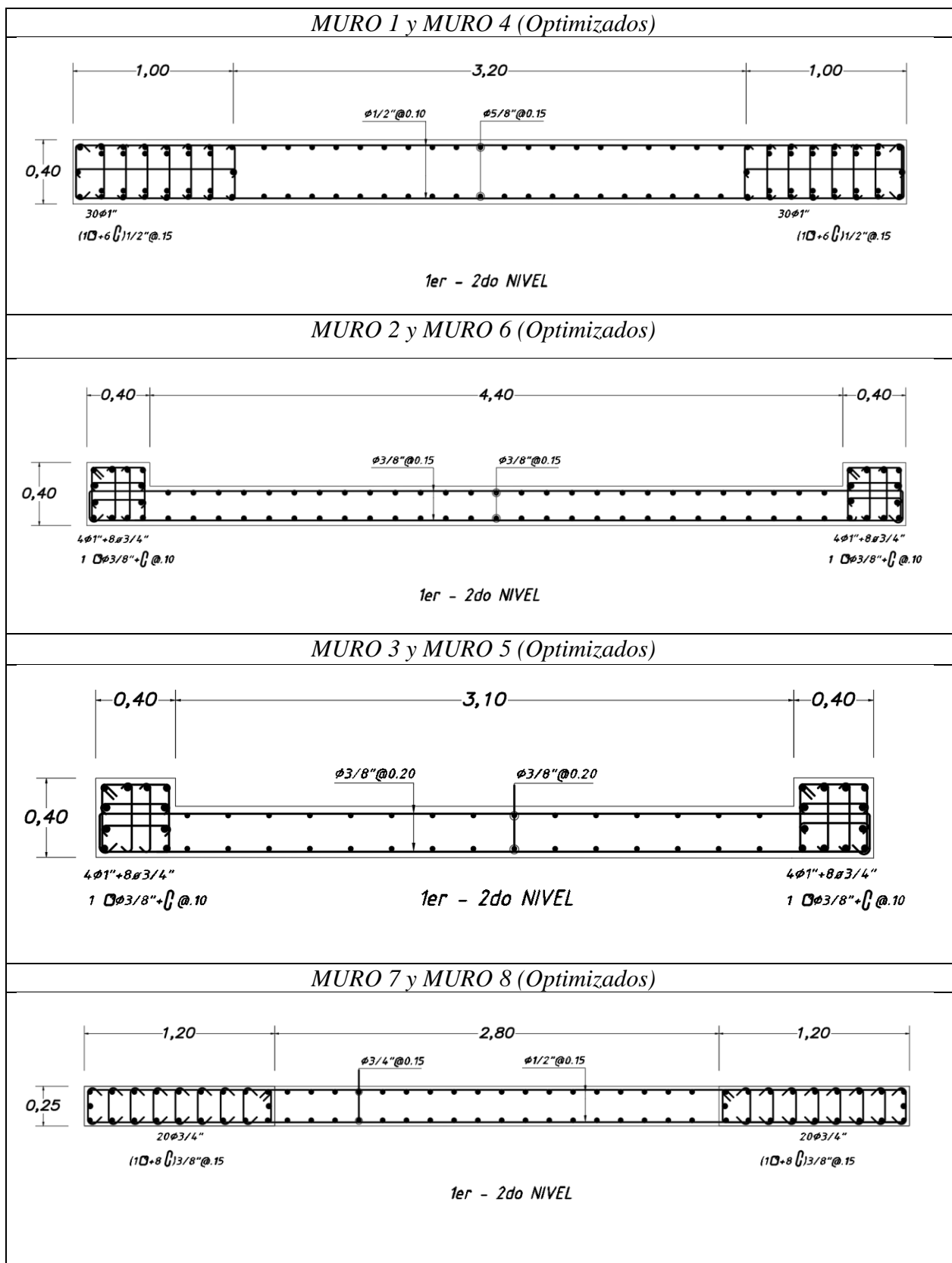




Fuente: Elaboración propia

Mediante la verificación no lineal de diseño mediante un análisis tiempo historia se ha logrado optimizar el acero vertical en muros estructurales, para un nivel de sismo máximo considerado la deformación unitaria en los bordes confinados fue menor a 0.015 y 0.003 en muros con bordes no confinados, para el acero no se supera la máxima deformación unitaria de 0.05.

Tabla 26 Secciones de muros optimizados mediante verificación no lineal de diseño



Fuente: Elaboración propia

A continuación, se muestran las tablas con las cuantías de refuerzo de diseño, optimizada y reducida.

Tabla 27 Cuantías de diseño, optimizada y reducida

Muros	Niveles	Elementos de Borde				Alma		
		Cantidad	ρ_v Diseño	ρ_v Optimizada	ρ_v Reducida	ρ_v Diseño	ρ_v Optimizada	ρ_v Reducida
M-1	1 y 2	2	4.06%	3.80%	0.25%	0.58%	0.58%	-
M-4	3 y 4	2	2.54%	2.54%	-	0.58%	0.58%	-
	5,6,7	2	0.79%	0.79%	-	0.58%	0.58%	-
M-2	1 y 2	2	3.80%	2.69%	1.11%	0.62%	0.35%	0.27%
	3 y 4	2	2.14%	2.14%	-	0.28%	0.28%	-
M-6	5,6,7	2	1.49%	1.49%	-	0.28%	0.28%	-
M-3	1 y 2	2	3.80%	2.69%	1.11%	0.28%	0.28%	-
	3 y 4	2	2.14%	2.14%	-	0.28%	0.28%	-
M-5	5,6,7	2	1.49%	1.49%	-	0.28%	0.28%	-
M-7	1 y 2	2	2.20%	1.90%	0.30%	0.51%	0.51%	-
M-8	3 al 7	2	0.59%	0.59%	-	0.28%	0.28%	-
M-Ascensor Ala 1	1 y 2	2	3.61%	3.61%	-	0.28%	0.28%	-
	3 y 4	2	2.03%	2.03%	-	0.28%	0.28%	-
	5,6,7	2	1.41%	1.41%	-	0.28%	0.28%	-
M-Ascensor Ala 2	1 y 2	2	3.61%	3.61%	-	0.28%	0.28%	-
	3 y 4	2	2.03%	2.03%	-	0.28%	0.28%	-
	5,6,7	2	1.41%	1.41%	-	0.28%	0.28%	-
M-Ascensor Alma	1 y 2	2	2.96%	2.96%	-	0.32%	0.32%	-
	3 y 4	2	1.66%	1.66%	-	0.32%	0.32%	-
	5,6,7	2	1.16%	1.16%	-	0.32%	0.32%	-

Fuente: Elaboración propia

Los resultados de cuantías muestran que en los elementos de borde del primer nivel de los muros M-1 y M-4, la cuantía inicial de 4.06% se optimizó a 3.80%, logrando una reducción de 0.25%. En los elementos de borde de 40x40 cm de los muros M-2, M-3, M-5 y M-6, la cuantía pasó de 3.80% a 2.69%, logrando reducir 1.11% en los dos primeros niveles. En el alma de los muros M-2 y M-6, la cuantía se optimizó de 0.62% a 0.35%, obteniendo una reducción de 0.27%.

De la optimización global en los muros es del 5.85%, con ello la cuantía se redujo al 94.15% de la cuantía de diseño, el resto de los muros en lo que no se pudo optimizar acero se debe que las acciones controladas por fuerza están al límite de su capacidad y se prevé que las fallas sean controladas por flexión ya que todos los muros son esbeltos.

Conclusiones

Se ha propuesto una arquitectura básica de un edificio de 7 niveles, cuenta con el primer nivel a doble altura para fines de almacenaje, un ascensor, doce departamentos unifamiliares y ambientes de uso común.

Se llevó a cabo la estructuración, análisis y diseño de las estructuras conforme a las normas peruanas E030 y E060. El análisis torsional por excentricidad accidental muestra que la estructura es irregular en planta y regular en altura, con un sistema de muros estructurales. La deriva máxima, considerando excentricidad accidental, utiliza el 84% de su capacidad en la dirección X y el 77% en la dirección Y.

Se establecieron los parámetros del apéndice A del ACI 318-19, junto con los códigos ASCE/SEI 7, LATBSDC y TBI, para cumplir con el modelado no lineal de materiales. El análisis usó rótulas concentradas con rigidez efectiva en vigas y un modelo de fibras para columnas y muros.

El análisis determinó que las acciones controladas por fuerza en los muros estructurales alcanzan su mayor demanda en el muro "M-2", operando al 93% de su capacidad. En cuanto a las acciones controladas por deformación unitaria máxima del concreto, el muro "M-7" presenta una demanda del 22%, mientras que la degradación máxima del acero en el muro "M-6" es del 41% de su capacidad.

La cuantía de refuerzo vertical en los muros estructurales se redujo al 94.15% respecto del diseño inicial, y el refuerzo a flexión en las vigas al 89.67%, optimizando un 5.85% y 10.33% del refuerzo, respectivamente. Esta optimización está limitada por las acciones controladas por fuerza en los muros y el control de deriva en las vigas.

La optimización del acero incrementa ligeramente la ductilidad de la estructura en un 10.46% en la dirección X y un 1.4% en la dirección Y, según la curva de capacidad del análisis no lineal estático.

Las derivas máximas obtenidas del análisis tiempo-historia, considerando la optimización de cuantías, se encuentran dentro de los límites permitidos, alcanzando el 88% de la capacidad en la dirección X y el 96% en la dirección Y.

Es posible continuar con la optimización, pero debe tenerse en cuenta que las cargas muertas, vivas y sísmicas son probabilísticas, no determinísticas. Por ello, el diseño incluye factores de seguridad para gestionar esta incertidumbre. La norma E030 tiene como objetivo principal reducir el riesgo de pérdidas humanas, asegurar el funcionamiento de servicios esenciales y limitar daños a la propiedad.

Recomendaciones

Se recomienda un enfoque de diseño sísmico basado en desempeño para construcciones nuevas y evaluaciones de estructuras existentes. Esta metodología permite verificar el cumplimiento de los criterios de diseño y los niveles de desempeño requeridos según la importancia estructural y funcionalidad del edificio.

La ingeniería sismorresistente basada en desempeño es ya común en países como Chile y pronto podría ser indispensable en normas como el ACI 318. Por ello, es recomendable diseñar según nuestra normativa local y, además, verificar con guías internacionales para optimizar la seguridad y eficiencia estructural.

Para obtener mejores resultados de las acciones controladas por deformación en cada panel (muro), estos deben ser discretizados a la relación entre la altura del primer nivel y longitud del muro mayor o igual a dos ($h_w/l_w \geq 2$).

Se sugiere llevar a cabo más investigaciones de desempeño sísmico para edificios nuevos de tipo muros estructurales, los cuales han sido diseñados conforme a los estándares actuales de nuestra normativa, y evaluar cómo responden ante distintos niveles de riesgo sísmico.

Se sugiere analizar el desempeño de varios modelos, teniendo en cuenta la variabilidad en la disposición de los elementos estructurales tanto en planta como en altura. Esto permitirá examinar cómo la variación en la rigidez afecta la respuesta global de la estructura.

Se ha realizado un estudio de mecánica de suelo en el sector la despensa de José Leonardo Ortiz contribuyendo al mapa geotécnico y puede ser usado para futuros estudios de vulnerabilidad sísmica.

Referencias

- [1] C.-M. C. X.-K. Zou, «Optimal seismic performance-based design of reinforced concrete buildings using nonlinear pushover analysis,» *Engineering Structures*, pp. 1289-1302, 2005.
- [2] D. G. Cuaspaz, «Evaluación técnica económica del diseño por desempeño de edificios con estructura de acero utilizando diversos tipos de arriostramientos laterales,» Quito, 2015.
- [3] C. Portal Mideros, «Análisis no lineal estático y dinámico de una edificación de 5 pisos en el distrito de José Leonardo Ortiz, provincia de Chiclayo,» Chiclayo, 2022.
- [4] J. Flores Olano y R. M. Guevara Bravo, «Análisis comparativo entre el Código ACI 318.19, la NTE E.060-2009 y su Propuesta NTE E.060-2019, para el diseño de muros estructurales de concreto armado en edificaciones de mediana altura de 7 niveles a 20 niveles ubicadas en Lima Metropolitana,» Lambayeque, 2021.
- [5] D. E. C. Zelada, «Análisis no lineal estático y dinámico de un edificio de concreto armado con disipadores de energía SLB en la ciudad de Chiclayo,» Chiclayo, 2020.
- [6] P. G. Ottazzi, Apuntes del curso concreto armado 1, Lima: PUCP, 2004.
- [7] M. N. P. J. B. Mander, THEORETICAL STRESS-STRAIN MODEL FOR CONFINED CONCRETE, ASCE, 1988.
- [8] NIST, «Recommended Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Analysis in Support of Seismic Evaluation, Retrofit, and Design,» *U.S. Department of Commerce Engineering Laboratory National Institute of Standards and Technology Gaithersburg, MD 20899-8600, Vols. %1 de %2* Recuperado: <https://doi.org/10.6028/NIST.GCR.17-917-45>, pp. 203-208, 2017.
- [9] P. y. Paulay, Estructuras de Concreto Reforzado, 1988.
- [10] Bertero, «SEAOC,» 1995.
- [11] ATC40, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, California, 1996.
- [12] Ministerio de Vivienda, «NTE E.030,» Lima, 2018.
- [13] ACI 318-19, Requisitos de reglamento para concreto estructural, 2019.
- [14] Tall Buildings Initiative (TBI), Guidelines for Performance-Based Seismic Design of tall Buildings, California, 2017.

- [15] Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council (LATBSDC), An Alternative Procedure For Seismic Analysis and design of tall Buildings Located in the los Angeles Region, Los Angeles, 2020.
- [16] ASCE 7-16, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and other Structures, Reston, Virginia, 2017.
- [17] Blanco, Apuntes del Curso Concreto Armado II, Lima: PUCP, 2011.
- [18] H. O. Muñoz, «Diseño Práctico de Cimentaciones Superficiales,» 2020.
- [19] H. O. Muñoz, «Desempeño sísmico de estructuras usando análisis no lineal estático,» 2022.
- [20] ACHISINA, DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESEMPEÑO UN PROCEDIMIENTO ALTERNATIVO PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS, 2017.
- [21] L. G. A. Calix, «Lineamientos de diseño para edificios de muros de hormigón prefabricado en Chile,» Santiago, 2021.
- [22] P. J. Q. Cartolin, «comparacion entre analisis dinámico tiempo-historia en sismos frecuentes y análisis espectral para un edificio de vivienda de 14 pisos,» Lima, 2021.
- [23] C. S. A. Davidson, «“Análisis estático no lineal de cedencia sucesiva para la evaluación de desempeño sismoresistente método Pushover I.E. N° 11271, Chiclayo-2021,» Chiclayo, 2021.
- [24] L. S. D. L. Sascha Schnepf, «APPLICATION OF THE CAPACITY SPECTRUM METHOD FOR SEISMIC EVALUATION OF STRUCTURES,» Bucharest, 2007.
- [25] ASCE7-16, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, Reston, Virginia, 2017.
- [26] L. Y. A. Sanchez, «Desempeño sísmico de un edificio aporricado de cinco pisos diseñado con las normas peruanas de edificaciones,» PUCP, Lima, 2006.
- [27] P. A. B. Romero, «Evaluación del desempeño sísmico de marcos a momento en edificios de baja altura y mediana altura,» Santiago, 2018.
- [28] G. V. Castro, «Interacción Sísmica Suelo Estructura,» pp. 28-31, 2006.

Anexos

Anexo 1 Espectro inelástico de pseudo aceleraciones

Parámetros sísmicos:

zona 4	0.45
Categoría C	1
Suelo 2	1.05
Muros Estructurales	4.5
Muros Estructurales	6
$T_p = 0.6$ s	2.0 s
$h_n = 22.80$ m	60
$T = \frac{h_n}{c_t}$	0.38 s
$T < T_p$	2.5

Irregularidades

Dirección X	
I_p	0.75
I_a	1
Dirección Y	
I_p	1
I_a	1

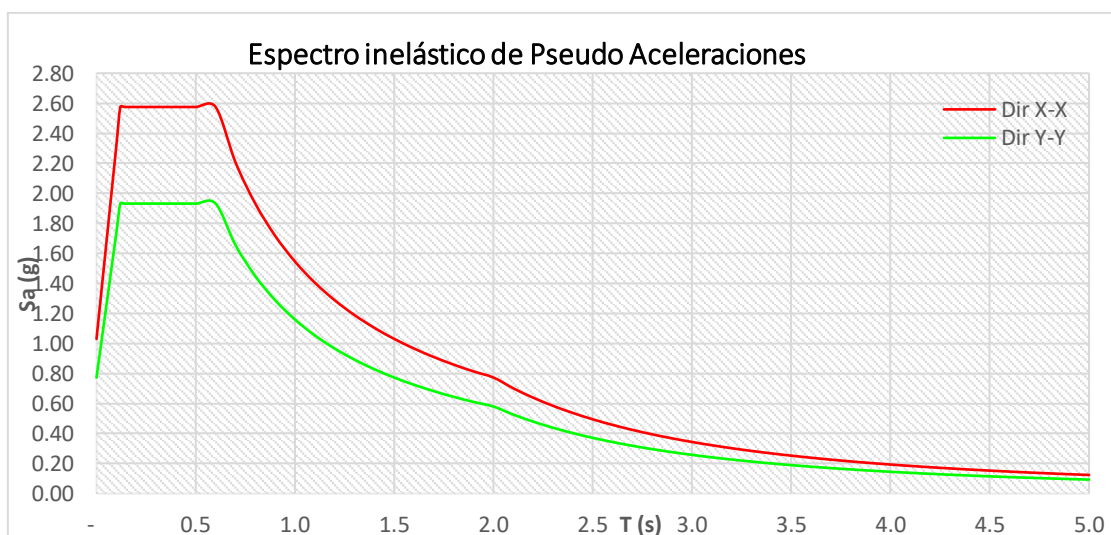
Coefficiente Sísmico:

U_X	U_Y	T_X	T_Y	C_x	C_y	ZUC_xS/R_x	ZUC_yS/R_y
0.80	0.80	0.50	0.58	3.02	2.57	0.31754	0.202269

Pseudo Aceleraciones

T	C	S_{a_x}	S_{a_y}	T	C	S_{a_x}	S_{a_y}
-	1.000	1.0301	0.7725	2.2	0.620	0.6385	0.4788
0.02	1.250	1.2876	0.9657	2.3	0.567	0.5841	0.4381
0.04	1.500	1.5451	1.1588	2.4	0.521	0.5365	0.4024
0.06	1.750	1.8026	1.3519	2.5	0.480	0.4944	0.3708
0.08	2.000	2.0601	1.5451	2.6	0.444	0.4571	0.3428
0.10	2.250	2.3176	1.7382	2.7	0.412	0.4239	0.3179
0.12	2.500	2.5751	1.9313	2.8	0.383	0.3942	0.2956
0.14	2.500	2.5751	1.9313	2.9	0.357	0.3674	0.2756
0.16	2.500	2.5751	1.9313	3.0	0.333	0.3434	0.2575
0.18	2.500	2.5751	1.9313	3.1	0.312	0.3216	0.2412

0.2	2.500	2.5751	1.9313	3.2	0.293	0.3018	0.2263
0.3	2.500	2.5751	1.9313	3.3	0.275	0.2838	0.2128
0.4	2.500	2.5751	1.9313	3.4	0.260	0.2673	0.2005
0.5	2.500	2.5751	1.9313	3.5	0.245	0.2523	0.1892
0.6	2.500	2.5751	1.9313	3.6	0.231	0.2384	0.1788
0.7	2.143	2.2073	1.6554	3.7	0.219	0.2257	0.1693
0.8	1.875	1.9313	1.4485	3.8	0.208	0.2140	0.1605
0.9	1.667	1.7168	1.2876	3.9	0.197	0.2032	0.1524
1.0	1.500	1.5451	1.1588	4.0	0.188	0.1931	0.1449
1.1	1.364	1.4046	1.0535	4.1	0.178	0.1838	0.1379
1.2	1.250	1.2876	0.9657	4.2	0.170	0.1752	0.1314
1.3	1.154	1.1885	0.8914	4.3	0.162	0.1671	0.1253
1.4	1.071	1.1036	0.8277	4.4	0.155	0.1596	0.1197
1.5	1.000	1.0301	0.7725	4.5	0.148	0.1526	0.1145
1.6	0.938	0.9657	0.7243	4.6	0.142	0.1460	0.1095
1.7	0.882	0.9089	0.6817	4.7	0.136	0.1399	0.1049
1.8	0.833	0.8584	0.6438	4.8	0.130	0.1341	0.1006
1.9	0.789	0.8132	0.6099	4.9	0.125	0.1287	0.0965
2.0	0.750	0.7725	0.5794	5.0	0.120	0.1236	0.0927
2.1	0.680	0.7007	0.5255				



Fuerza cortante mínima según el acápite 29.4 de la E030

Para cada dirección de análisis las fuerzas cortantes del primer nivel no pueden ser menor al 80% del calor calculado según el artículo 25 para estructuras regulares, ni menor al 90% para estructuras irregulares.

DIRECCIÓN X		DIRECCIÓN Y	
Sismo Estático (SxE)	1267.08 Tn	Sismo Estático (SyE)	812.90 Tn
Sismo Dinámico	848.44 Tn	Sismo Dinámico	635.33 Tn
90% SxE	1140.37 Tn	80% SyE	650.32 Tn
FACTOR DE ESCALA	1.3441	FACTOR DE ESCALA	1.0236

Sistema Estructural:

	<i>CORTANTE BASAL TOTAL (V)</i>	<i>CORTANTE QUE ABSORBEN LOS MUROS (VM)</i>	<i>20 % DEL CORTANTE TOTAL (0.2 V)</i>	<i>70 % DEL CORTANTE TOTAL (0.7 V)</i>	<i>% QUE ABSORVEN LOS MUROS</i>	<i>DUAL</i>	<i>MUROS ESTRUCTURALES</i>
<i>SxE</i>	1267.08	1040	253.42	886.96	82.08%	-	OK
<i>SyE</i>	812.90	767	162.58	569.03	94.35%	-	OK

Irregularidad de extrema rigidez

IRREGULARIDAD EXTREMA DE RIGIDEZ										
DIRECCIÓN X - X	Story	Output Case	RIGIDEZ LATERAL			ESTRUCTURA	No existe irregularidad extrema de rigidez en la dirección X. Por lo tanto no se considera factor de irregularidad y se toma 1	0.7*1/3(ki1+ki2+ki3)	ESTRUCTURA	No existe irregularidad extrema de rigidez en la dirección X. Por lo tanto no se considera factor de irregularidad y se toma 1
			tonf/m	0.6*Ki+1	ESTRUCTURA					
DIRECCIÓN X - X	Piso 7	SE-X	67497.03	40498.22	REGULAR	No existe irregularidad extrema de rigidez en la dirección X. Por lo tanto no se considera factor de irregularidad y se toma 1	0.7*1/3(ki1+ki2+ki3)	ESTRUCTURA	No existe irregularidad extrema de rigidez en la dirección X. Por lo tanto no se considera factor de irregularidad y se toma 1	
	Piso 6	SE-X	119017.88	71410.73	REGULAR					
	Piso 5	SE-X	164607.60	98764.56	REGULAR					
	Piso 4	SE-X	203293.92	121976.35	REGULAR					
	Piso 3	SE-X	248362.27	149017.36	REGULAR					
	Piso 2	SE-X	300841.41	180504.84	REGULAR					
	Piso 1	SE-X	255839.54							
DIRECCIÓN Y - Y	Story	Output Case	RIGIDEZ LATERAL			ESTRUCTURA	No existe irregularidad extrema de rigidez en la dirección Y. Por lo tanto no se considera factor de irregularidad y se toma 1	0.7*1/3(ki1+ki2+ki3)	ESTRUCTURA	No existe irregularidad extrema de rigidez en la dirección Y. Por lo tanto no se considera factor de irregularidad y se toma 1
			tonf/m	0.6*Ki+1	ESTRUCTURA					
	DIRECCIÓN Y - Y	Piso 7	SE-Y	48355.38	29013.23	REGULAR	No existe irregularidad extrema de rigidez en la dirección Y. Por lo tanto no se considera factor de irregularidad y se toma 1	0.7*1/3(ki1+ki2+ki3)	ESTRUCTURA	No existe irregularidad extrema de rigidez en la dirección Y. Por lo tanto no se considera factor de irregularidad y se toma 1
		Piso 6	SE-Y	86182.38	51709.43	REGULAR				
		Piso 5	SE-Y	120204.46	72122.68	REGULAR				
		Piso 4	SE-Y	149887.69	89932.61	REGULAR				
		Piso 3	SE-Y	184391.08	110634.65	REGULAR				
		Piso 2	SE-Y	222114.62	133268.77	REGULAR				
Piso 1		SE-Y	185209.77							

Irregularidad de extrema resistencia

Existe irregularidad de extrema resistencia cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior al 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

IRREGULARIDAD EXTREMA DE RESISTENCIA						
DIRECCIÓN X - X	Story	Output Case	FUERZA CORTANTE	$V_n < 0.65 * V_{(n+1)}$		
			tonf	0.65*Vn+1	ESTRUCTURA	No existe irregularidad extrema de resistencia en la dirección X. Por lo tanto no se considera factor de irregularidad y se toma 1
DIRECCIÓN X - X	Piso 7	SE-X	279.17	181.46	REGULAR	No existe irregularidad extrema de resistencia en la dirección X. Por lo tanto no se considera factor de irregularidad y se toma 1
	Piso 6	SE-X	523.65	340.37	REGULAR	
	Piso 5	SE-X	754.46	490.40	REGULAR	
	Piso 4	SE-X	947.70	616.01	REGULAR	
	Piso 3	SE-X	1103.40	717.21	REGULAR	
	Piso 2	SE-X	1221.46	793.95	REGULAR	
	Piso 1	SE-X	1309.76			
DIRECCIÓN Y - Y	Story	Output Case	FUERZA CORTANTE	$V_n < 0.65 * V_{(n+1)}$		
			tonf	0.65*Vn+1	ESTRUCTURA	No existe irregularidad extrema de resistencia en la dirección Y. Por lo tanto no se considera factor de irregularidad y se toma 1
	DIRECCIÓN Y - Y	Piso 7	SE-Y	181.16	117.75	
		Piso 6	SE-Y	339.23	220.50	REGULAR
		Piso 5	SE-Y	487.86	317.11	REGULAR
		Piso 4	SE-Y	611.68	397.59	REGULAR
		Piso 3	SE-Y	710.86	462.06	REGULAR
		Piso 2	SE-Y	785.49	510.57	REGULAR
Piso 1		SE-Y	840.72			

Esquinas entrantes

La forma en planta del edificio es rectangular y se mantiene constante en todos los pisos, por lo tanto, no se presenta esta irregularidad.

Discontinuidad del diafragma

Las losas del edificio no presentan aberturas, por lo tanto, no se presenta esta irregularidad.

DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA			
Área total	Área de ductos	0.5 * área total	ESTRUCTURA
m2	m2		
573.8	65.47	286.90	REGULAR
L (m)	Lt (m)	L/Lt	ESTRUCTURA
Y 30.30	38.00	0.797	REGULAR
X 9.05	15.10	0.599	REGULAR

Sistemas no paralelos

Los pórticos están orientados en las direcciones de análisis, por lo tanto, no se presenta.

Anexo 2 Diseño de vigas

Diseño de vigas por flexión

Diseño de la viga del eje 5-5, nivel 2

Secciones de viga:

Base: 25cm, Altura: 65cm

Propiedades de los materiales:

$f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$, $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$, $\phi=0.9$

Cuantía Balanceada:

$$\rho_b = 0,85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{6000}{6000 + f_y}$$

$\rho=0.02125$

Beta (β):

$$0,65 \leq \beta_1 = \left(1,05 - \frac{f'_c}{1400} \right) \leq 0,85$$

$\beta=0.85$

DISEÑO SÍSMICO DE VIGA POR FLEXIÓN							
EJE	A		B	C		D	
VALOR							
$M_u (-)$	23.39	8.00	40.16	33.30	11.00	26.81	

$M_u (+)$	9.48	15.70	9.48		10.51	9.00	12.00
b	25	25	25	25	25	25	25
h	65	65	65	65	65	65	65
$r (-)$	6	6	6	6	6	6	6
$r (+)$	6	6	6	6	6	6	6
$d (-)$	59	59	59	59	59	59	59
$d (+)$	59	59	59	59	59	59	59
$a (-)$	10.87	3.48	20.51	-	16.31	4.84	12.68
$a (+)$	4.15	7.05	4.15	-	4.62	3.93	5.30
$A_s (-)$	11.55	3.70	21.80	-	17.33	5.14	13.47
$A_s (+)$	4.41	7.49	4.41	-	4.90	4.17	5.63
$A_{smin} (-)$	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6
$A_{smin} (+)$	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6
$A_{smáx} (-)$	23.5	23.5	23.5	23.5	23.5	23.5	23.5
$A_{smáx} (+)$	23.5	23.5	23.5	23.5	23.5	23.5	23.5
$A_s \text{ final} (-)$	11.6	5.4	21.8	5.4	17.3	5.1	13.5
$A_s \text{ final} (+)$	4.4	7.5	7.3	3.6	5.8	4.2	5.6

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0.85 f'_c b}}$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)}$$

$$A_{s \text{ máx}} = 0.75 A_{sb}$$

REFUERZO (-)	1Ø1"+		3Ø1"+		2Ø1"+		1Ø1"+
	3Ø3/4"	2Ø3/4"	3Ø3/4"		3Ø3/4"	2Ø3/4"	3Ø3/4"
REFUERZO (+)		3Ø3/4"	5Ø3/4"		5Ø3/4"	3Ø3/4"	3Ø3/4"

Para los bastones se suelen utilizar longitudes típicas medidas desde el punto de apoyo al cortar los bastones, y se ha comprobado que son prudentes cuando se tienen en cuenta las recomendaciones previamente mencionadas. A continuación, se detallan estas longitudes.

Para vigas controladas por gravedad:

Bastón negativo L/4

Bastón positivo (extremo continuo) L/6

Bastón positivo (extremo discontinuo) L/7 [17]

Para vigas controladas por sismo:

Bastón negativo L/3

Bastón positivo (por inversión de momentos) L/3.5

El gancho convencional, que se considera eficaz únicamente en situaciones de tracción, opera como un punto de fijación mecánica en el que se experimentan fuerzas de compresión en la parte interna del gancho y en la parte exterior de la cola. A continuación, se presentan en las longitudes mínimas de gancho según el RNE E.060 para un concreto de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.

Barra	Longitud de Anclaje con Gancho Estándar (cm)	
	Anclaje (Ldg)	Cola
8 mm	18	13
3/8"	21	15
1/2"	28	20
5/8"	35	25
3/4"	42	31
1"	56	41
1 3/8"	79	57

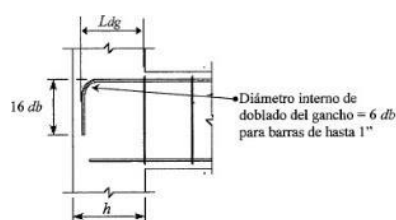
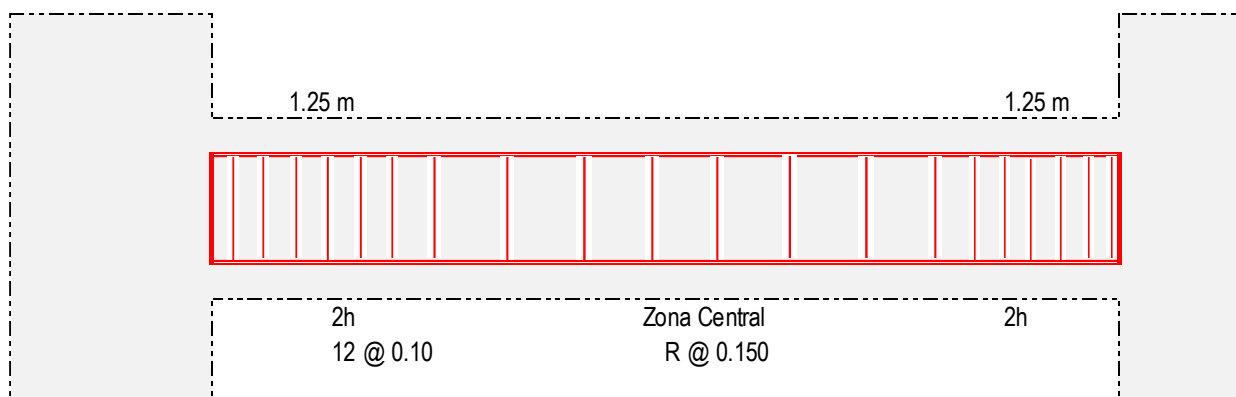


Imagen 10 Anclaje con gancho estándar [6]

DISEÑO POR CORTANTE EN VIGAS

NIVEL	2do al 6to
EJE	2-2, 3-3, 4-4, 7-7, 8-8, 9-9
SECCIÓN	(25 x 65 cm)



f_c	f_{yt}	ϕ	β_1	p_b	p máx
210 kg/cm ²	4200 kg/cm ²	0.85	0.85	0.02125	0.0159

Barra Long. De	Estribo de	b_w	h	L_n	Visost	$A's$	A_s
3/4"	3/8"	25 cm	65 cm	4.8 m	16.52 tonf	22.8 cm ²	10.5 cm ²

r	d	a	a'	M_n	M_n'	V_{cap}	V_u
6.0 cm	59.0 cm	9.9 cm	21.5 cm	23.9 tonf-m	46.2 tonf-m	31.13 tonf	31.13 tonf

$$V_n \geq V_u / \phi = 36.63 \text{ tonf}$$

$$V_c = 11.33 \text{ tonf}$$

$$V_s = V_n - V_c = 25.30 \text{ tonf}$$

$$\phi V_c = 9.63 \text{ tonf}$$

CASO 01

¿ V_u es menor o igual que $\phi V_c / 2$?

$$\phi V_c / 2 = 4.81 \text{ tonf}$$

$$V_u = 31.13 \text{ tonf}$$

No, Pasar al caso 2

CASO 02

¿ V_u es menor o igual que ϕV_c ?

No, Pasar al caso 3

$$s = 29.50 \text{ cm}$$

$$A_{vmin} = 0.61 \text{ cm}^2$$

$$A_{vmin} = 0.51 \text{ cm}^2$$

$$0.71$$

CASO 03

$$\text{Estribos de } 3/8" \quad V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s}$$

$$N^\circ \text{ Ramas} = 2$$

$$A_s = 0.71 \text{ cm}^2$$

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

$$s = 13.91 \text{ cm}$$

3.2 ¿ V_s sobrepasa $1,1\sqrt{f'_c}b_w d$?

$$23.51 \text{ tonf}$$

Caso 3.2

$$s1 = 13.91 \text{ cm}$$

$$s2 = 14.75 \text{ cm}$$

$$s = 13.9 \text{ cm}$$

3.3 ¿ V_s sobrepasa $2,1\sqrt{f'_c}b_w d$?

$$2,1\sqrt{f'_c}b_w d = 44.89 \text{ tonf}$$

No sobrepasa

Se colocara un espaciamiento de 15 cm

Distribución de Estribos

3/8" 1@0.05, 12 @ 0.1, R @ 0.15 AE

Anexo 3 Diseño de columnas

Control de esbeltez

Según NTE E060 se debe realizar un control de esbeltez en elementos a compresión, para ello debemos calcular el índice de estabilidad (Q) de los entrepisos para suponer como elemento arriostrado o sin desplazamiento lateral debe ser menor o igual a 0.06, la fórmula del acápite 10.11.4.2 es la siguiente:

$$Q = \frac{(\sum Pu) \Delta o}{Vus he}$$

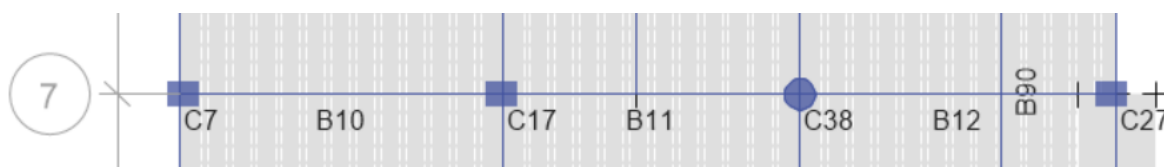
$\sum Pu$: Suma de las cargas amplificadas, muertas y vivas, acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado. Para el caso de solicitaciones sísmicas $\sum Pu$ debe basarse en la misma fracción de la sobrecarga utilizada para el cálculo de las fuerzas sísmicas laterales.

Δo : Deformación relativa entre el nivel superior y el inferior del entrepiso considerado, debido a las fuerzas laterales amplificadas y calculada de acuerdo a un análisis elástico de Primer Orden.

Vus : Fuerza cortante amplificada en el entrepiso, debida a las cargas laterales.

he : Altura del entrepiso medida piso a piso.

Nivel	h entrepiso	Desplaz.	Δo	Vus	Q	Control
7	2.8	0.106729		175.8		
6	2.8	0.092421	0.01431	313.4	0.011	Arriostrado
5	2.8	0.076871	0.01555	433.0	0.009	Arriostrado
4	2.8	0.060951	0.01592	528.2	0.007	Arriostrado
3	2.8	0.044708	0.01624	602.1	0.007	Arriostrado
2	2.8	0.029311	0.01540	655.5	0.006	Arriostrado
1	6.0	0.015383	0.01393	692.4	0.002	Arriostrado



Eje 7-7, Fuente Etabs

	C7	C17	C38	C27
Pu	180.7 ton	194.8 ton	179.8 ton	172.7 ton
$M1$ (menor)	13.7 ton-m	11.0 ton-m	10.0 ton-m	12.0 ton-m
$M2$ (mayor)	9.0 ton-m	8.0 ton-m	8.0 ton-m	8.0 ton-m
Base (b)	0.50 m	0.50 m	0.50 m	0.50 m
Altura (h)	0.40 m	0.40 m		0.40 m
Área	0.200 m ²	0.200 m ²	0.196 m ²	0.200 m ²
Inercia (I)	0.002667 m ⁴	0.002667 m ⁴	0.003068 m ⁴	0.002667 m ⁴
$0.7*(I)$	0.001867 m ⁴	0.001867 m ⁴	0.002148 m ⁴	0.001867 m ⁴
$r = \sqrt{I/A}$	0.115 m	0.115 m	0.125 m	0.115 m

<i>r</i> E060	0.150 m	0.150 m	0.125 m	0.150 m
---------------	---------	---------	---------	---------

	Base (<i>b</i>)	Altura (<i>h</i>)	Inercia (<i>I</i>)	0.35*(<i>I</i>)
VIGA <i>ex</i>	0.25	0.40	0.00133	0.00047
VIGA <i>in</i>	0.25	0.65	0.00572	0.00200

$$\frac{k \ell u}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M1}{M2} \right) \quad P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k \ell u)^2} \quad \delta_s M_s = \frac{M_s}{1 - \frac{\sum P_u}{0.75 \sum P_c}} \geq M_s \quad M_c = \delta_s M_2$$

Ilustración 1 Momentos magnificados en estructuras sin desplazamiento lateral

Fuente: RNE E060

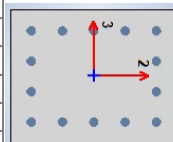
COLUMNA C7				COLUMNA C17			
	0.7*(<i>I</i>)	Longitud (<i>L</i>)	<i>EI/L</i>		0.7*(<i>I</i>)	Longitud (<i>L</i>)	<i>EI/L</i>
COLUMNA C7	0.001867	6.0	2138.5	COLUMNA C17	0.001867	6.0	2138.5
$\sum EI/L$			2138.5	$\sum EI/L$			2138.5
VIGAS	0.35*(<i>I</i>)	Longitud (<i>L</i>)	<i>EI/L</i>	VIGAS	0.35*(<i>I</i>)	Longitud (<i>L</i>)	<i>EI/L</i>
<i>Ve</i>	0.000467	4.2	772.96	<i>Ve</i>	0.000467	4.2	763.763
<i>Ve</i>	0.000467	4.3	746.00	<i>Ve</i>	0.000467	4.3	746.001
<i>Vi</i>	0.001213	5.2	1603.66	<i>Vi</i>	0.001213	5.2	1603.661
$\sum EI/L$			3122.6	$\sum EI/L$			4850.7
<i>k</i>	1.00	15.7		<i>k</i>	1.00		
<i>Le</i>	5.45			<i>Le</i>	5.45		
<i>k*l/r</i>	35.7	<40 No Esbelta		<i>k*l/r</i>	35.7	<40 No Esbelta	

COLUMNA C38				COLUMNA C27			
	0.7*(<i>I</i>)	Longitud (<i>L</i>)	<i>EI/L</i>		0.7*(<i>I</i>)	Longitud (<i>L</i>)	<i>EI/L</i>
COLUMNA C38	0.002148	6.0	2460.4	COLUMNA C27	0.001867	6.0	2138.5
$\sum EI/L$			2460.4	$\sum EI/L$			2138.5
VIGAS	0.35*(<i>I</i>)	Longitud (<i>L</i>)	<i>EI/L</i>	VIGAS	0.35*(<i>I</i>)	Longitud (<i>L</i>)	<i>EI/L</i>
<i>Ve</i>	0.000467	5.8	553.069	<i>Ve</i>	0.000467	5.8	553.1
<i>Ve</i>	0.000467	6.0	534.634	<i>Ve</i>	0.000467	6.0	534.6
<i>Vi</i>	0.001213	4.8	1737.299	<i>Vi</i>	0.001213	4.8	1737.299
<i>Vi</i>	0.001213	5.1	1635.105	<i>Vi</i>	0.001213	5.1	1635.105
$\sum EI/L$			4460.1	$\sum EI/L$			4460.1
<i>k</i>	1.00			<i>k</i>	1.00		
<i>Le</i>	5.45			<i>Le</i>	5.35		
<i>k*l/r</i>	42.8	> 40 Esbelta		<i>k*l/r</i>	35.7	<40 No Esbelta	
<i>EI efectivo</i>	4559.73			$\sum P_c$	5070.84		
<i>Pc</i>	1515.12			$\sum P_u$	684.0		
<i>Pu</i>	180.0						
\square_s	1.22						

Los resultados nos dicen que debemos amplificar las cargas y momentos para la columna circular C38, esto aplica a todas las columnas circulares.

DISEÑO DEL ELEMENTO C18**PROPIEDADES DEL MIEMBRO ESTRUCTURAL**

Resistencia a la compresión del concreto: $f'c$ (kg/cm ²)					210
Fluencia del Acero : f_y (kg/cm ²)					4200
Base de la Columna: b_w (cm)					50
Peralte Total de la Columna: h (cm)					40
Peralte efectivo : $d = h-6$ (cm)					34
Altura Libre del miembro estructural: H_n (cm)					445
Factor de relación $\beta_1 = c/a$					0.85
Acero Mínimo: $A_{s,\text{mín}} = 0.01 \cdot b_w \cdot h$ (cm ²)					24
Acero Máximo: $A_{s,\text{máx}} = 0.06 \cdot b_w \cdot h$ (cm ²)					144
Acero Colocado (cm ²)	ρ 3.55%	14 Ø	1		70.98

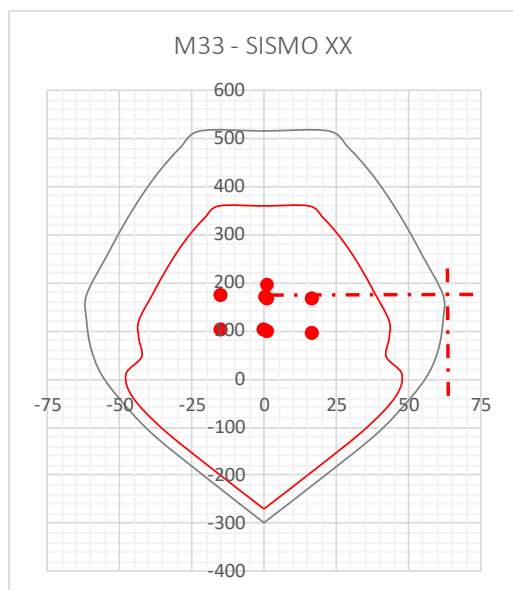
**DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION****DETERMINACION DE DIAGRAMA DE INTERACCION DE DISEÑO**

CURVA 1 = 0°			CURVA 13 = 180°			CURVA 7 = 90°			CURVA 19 = 270°		
P	ØM2	ØM3	P	ØM2	ØM3	P	ØM2	ØM3	P	ØM2	ØM3
360.61	0.00	0.00	360.61	0.00	0.00	360.61	0.00	0.00	360.61	0.00	0.00
360.61	0.00	15.54	360.61	0.00	-15.54	360.61	12.94	0.00	360.61	-12.94	0.00
336.37	0.00	20.37	336.37	0.00	-20.37	333.94	16.80	0.00	333.94	-16.80	0.00
303.35	0.00	25.27	303.35	0.00	-25.27	299.69	20.84	0.00	299.69	-20.84	0.00
267.50	0.00	29.62	267.50	0.00	-29.62	262.08	24.64	0.00	262.08	-24.64	0.00
225.90	0.00	33.93	225.90	0.00	-33.93	221.10	28.27	0.00	221.10	-28.27	0.00
177.90	0.00	38.31	177.90	0.00	-38.31	172.13	32.12	0.00	172.13	-32.12	0.00
121.57	0.00	43.17	121.57	0.00	-43.17	112.92	36.51	0.00	112.92	-36.51	0.00
84.99	0.00	43.16	84.99	0.00	-43.16	83.11	36.17	0.00	83.11	-36.17	0.00
46.45	0.00	42.20	46.45	0.00	-42.20	49.08	35.56	0.00	49.08	-35.56	0.00
10.69	0.00	47.59	10.69	0.00	-47.59	19.20	36.70	0.00	19.20	-36.70	0.00
-37.50	0.00	45.23	-37.50	0.00	-45.23	-37.75	36.38	0.00	-37.75	-36.38	0.00
-103.25	0.00	34.92	-103.25	0.00	-34.92	-94.84	28.21	0.00	-94.84	-28.21	0.00
-183.00	0.00	18.53	-183.00	0.00	-18.53	-210.38	9.95	0.00	#####	-9.95	0.00
-269.72	0.00	0.00	-269.72	0.00	0.00	-269.72	0.00	0.00	#####	0.00	0.00

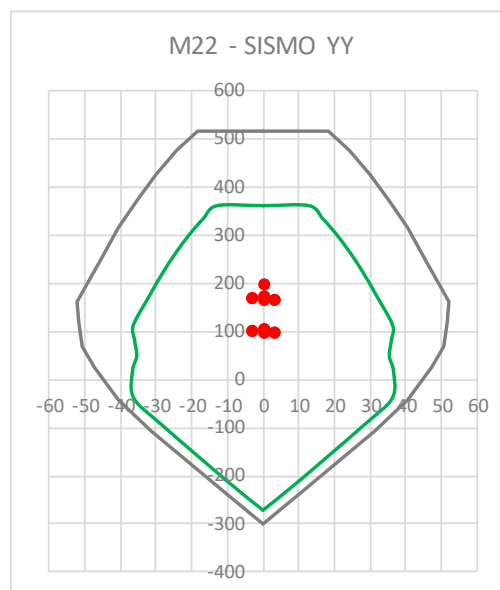
DETERMINACION DE LA RESISTENCIA REQUERIDA R_u δ_s 1.00

1ro	P	V2	V3	T	M2	M3	P	V2	M3	P	V3	M2
1.4D+1.7L	-198	0	0	0	0	0	198	0	0.3	198	0	0.18
1.25(D+L)+	-167	2	0	0	0	7	167	2	7.3	167	0	0.26
1.25(D+L)+	-174	-2	0	0	0	#	174	-2	-6.7	174	0	0.06
1.25(D+L)-S	-167	2	0	0	0	7	167	2	7.3	167	0	0.26
1.25(D+L)-S	-174	-2	0	0	0	#	174	-2	-6.7	174	0	0.06
1.25(D+L)+	-168	0	1	0	3	0	168	0	0.5	168	1	2.90
1.25(D+L)+	-172	0	-1	0	-3	0	172	0	0.1	172	-1	-2.57
1.25(D+L)-S	-168	0	1	0	3	0	168	0	0.5	168	1	2.90
1.25(D+L)-S	-172	0	-1	0	-3	0	172	0	0.1	172	-1	-2.57
0.9D+SX	-98	2	0	0	0	7	98	2	7.2	98	0	0.21
0.9D+SX	-105	-2	0	0	0	#	105	-2	-6.8	105	0	0.02
0.9D-SX	-98	2	0	0	0	7	98	2	7.2	98	0	0.21
0.9D-SX	-105	-2	0	0	0	#	105	-2	-6.8	105	0	0.02
0.9D+SY	-100	0	1	0	3	0	100	0	0.4	100	1	2.85
0.9D+SY	-104	0	-1	0	-3	0	104	0	0.0	104	-1	-2.62
0.9D-SY	-100	0	1	0	3	0	100	0	0.4	100	1	2.85
0.9D-SY	-104	0	-1	0	-3	0	104	0	0.0	104	-1	-2.62

RESISTENCIA AL SISMO EN DIRECCION X-X



RESISTENCIA AL SISMO EN DIRECCION Y-Y



Mny 50

DISEÑO POR CORTANTE

Momento nominal Inferior: M_{ni} (Tonf.m)	60 tonf-m
Momento nominal Superior: M_{ns} (Tonf.m)	60 tonf-m
Cortante sísmica última: $V_u(a)$ (Ton)	26.97 tonf
Cortante sísmica para el sismo amplificado 2.5 veces: $V_{u22}(b)$ (Ton)	2.00 tonf
Cortante sísmica para el sismo amplificado 2.5 veces: $V_{u33}(b)$ (Ton)	1.00 tonf
Cortante sísmica última para el sismo amplificado 2.5 veces: $V_u(b)$	2.00 tonf

Resistencia al corte requerida (Fuerza de Corte Mayorada) : $V_u = \max(V_u(a); V_u(b))$	27.0 tonf
Resistencia al corte proporcionada por el concreto: $V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot (1 + N_u/140A_g) \cdot b \cdot d$	13 tonf
Resistencia al corte proporcionada por el acero: $V_s = V_u/\phi - V_c$	19 tonf
Díametro del acero transversal (refuerzo a corte): D_{at} (cm)	0.95 cm
Área del acero transversal (refuerzo a corte): A_{acero} (cm ²)	0.71 cm ²
Díametro del acero longitudinal de menor diámetro en pulg.	1
Separación de Estribos máximo: $S_{max} = A_v \cdot f_y \cdot d / V_s$ (cm)	34 cm
Zona de confinamiento = $\max(L_n/6; L_{max, columna}; 50)$	74 cm
Zona de confinamiento : $S_{conf} = \min(l_{mín, columna}/2; 8\phi_{long, min}; 10; 30; S_{max})$ (cm)	10 cm
Zona Central: $S_{cent} = \min(l_{mín, columna}; 48\phi_{estribo}; 16\phi_{long}; 30; S_{max}; 60; d/2)$ (cm)	17 cm

Distribú

1@0.05, 7 @0.1, Rto. @0.175

VERIFICACION DE RESISTENCIA

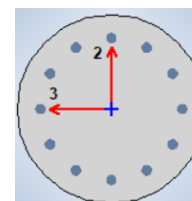
$$M_{nv} = (A_s - A'_s) f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f_y (d - d')$$

COLUMNA - VIGA X			
$f'_c =$	210 kg/cm ²	$f'_c =$	210 kg/cm ²
$f_y =$	4200 kg/cm ²	$f_y =$	4200 kg/cm ²
$A_s =$	8.55 cm ²	$A_s =$	8.55 cm ²
$b =$	25 cm	$b =$	25 cm
$h =$	65 cm	$h =$	65 cm
$d =$	59 cm	$d =$	59 cm
$E_c =$	217371 kg/cm ²	$E_c =$	217371 kg/cm ²
$E_s =$	2000000 kg/cm ²	$E_s =$	2000000 kg/cm ²
$A'_s =$	23.62 cm ²	$A'_s =$	23.62 cm ²
$d' =$	6 cm ²	$d' =$	6 cm ²
$a =$	8.05 cm	$a =$	8.05 cm
$M_{nv} =$	17.78 t-m	$M_{nv} =$	17.78 t-m
$\Sigma M_{nc} \geq 120 \text{ tonf-m}$		$\Sigma 1.2 \cdot M_{nv} \geq 43 \text{ tonf-m}$	
CUMPLE			

COLUMNA - VIGA Y			
$f'_c =$	210 kg/cm ²	$f'_c =$	210 kg/cm ²
$f_y =$	4200 kg/cm ²	$f_y =$	4200 kg/cm ²
$A_s =$	5.79 cm ²	$A_s =$	5.79 cm ²
$b =$	25 cm	$b =$	25 cm
$h =$	40 cm	$h =$	40 cm
$d =$	34 cm	$d =$	34 cm
$E_c =$	217371 kg/cm ²	$E_c =$	217371 kg/cm ²
$E_s =$	2E+06 kg/cm ²	$E_s =$	2E+06 kg/cm ²
$A'_s =$	7.77 cm ²	$A'_s =$	7.77 cm ²
$d' =$	6 cm ²	$d' =$	6 cm ²
$a =$	5.45 cm	$a =$	5.45 cm
$M_{nv} =$	6.54 t-m	$M_{nv} =$	6.54 t-m
$\Sigma M_{nc} \geq 100 \text{ tonf-m}$		$\Sigma M_{nv} \geq 16 \text{ tonf-m}$	
CUMPLE			

DISEÑO DEL ELEMENTO C38 CIRCULAR**PROPIEDADES DEL MIEMBRO ESTRUCTURAL**

Resistencia a la compresión del concreto: $f'c$ (kg/cm ²)	210	
Fluencia del Acero : f_y (kg/cm ²)	4200	
Diametro (cm)	50	
A_g (cm ²)	1963.5	
Peralte efectivo : $d = h-6$ (cm)	44	
Altura Libre del miembro estructural: H_n (cm)	445	
Factor de relación $\beta_1 = c/a$	0.85	
Acero Mínimo: $A_{s,min} = 0.01*bw*h$ (cm ²)	24	
Acero Máximo: $A_{s,max} = 0.06*bw*h$ (cm ²)	144	
Acero Colocado (cm ²)	$\rho = 2.58\%$ 10 Ø 1	50.70

**DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION****DETERMINACION DE DIAGRAMA DE INTERACCION DE DISEÑO**

CURVA 1 = 0°			CURVA 13 = 180°		
P	ØM2	ØM3	P	ØM2	ØM3
332.75	0.00	0.00	332.75	0.00	0.00
332.75	0.00	9.57	332.75	0.00	-9.57
331.46	0.00	13.29	331.46	0.00	-13.29
301.11	0.00	17.55	301.11	0.00	-17.55
266.04	0.00	21.42	266.04	0.00	-21.42
224.36	0.00	25.13	224.36	0.00	-25.13
176.36	0.00	28.55	176.36	0.00	-28.55
121.21	0.00	31.91	121.21	0.00	-31.91
76.35	0.00	32.56	76.35	0.00	-32.56
32.39	0.00	30.99	32.39	0.00	-30.99
-14.58	0.00	35.55	-14.58	0.00	-35.55
-68.53	0.00	28.90	-68.53	0.00	-28.90
-132.49	0.00	19.33	-132.49	0.00	-19.33
-206.27	0.00	5.36	-206.27	0.00	-5.36
-231.19	0.00	0.00	-231.19	0.00	0.00

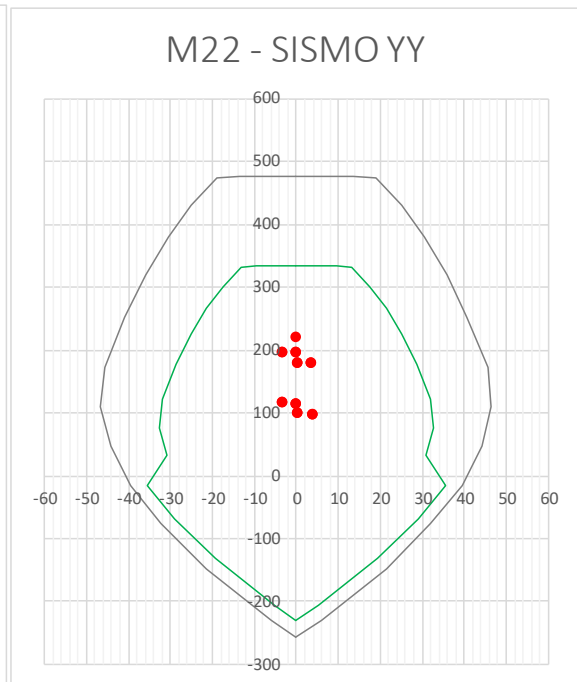
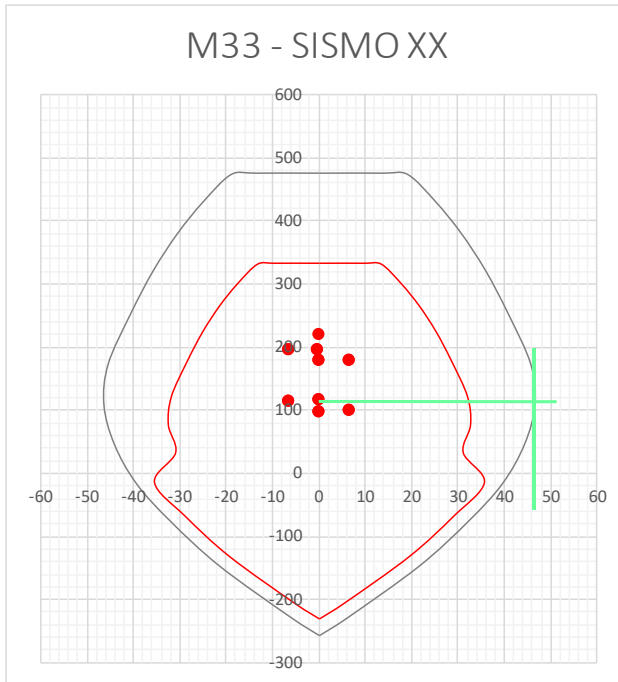
CURVA 7 = 90°			CURVA 19 = 270°		
P	ØM2	ØM3	P	ØM2	ØM3
332.75	0.00	0.00	332.75	0.00	0.00
332.75	9.57	0.00	332.75	-9.57	0.00
331.46	13.29	0.00	331.46	-13.29	0.00
301.11	17.55	0.00	301.11	-17.55	0.00
266.04	21.42	0.00	266.04	-21.42	0.00
224.36	25.13	0.00	224.36	-25.13	0.00
176.36	28.55	0.00	176.36	-28.55	0.00
121.21	31.91	0.00	121.21	-31.91	0.00
76.35	32.56	0.00	76.35	-32.56	0.00
32.39	30.99	0.00	32.39	-30.99	0.00
-14.58	35.55	0.00	-14.58	-35.55	0.00
-68.53	28.90	0.00	-68.53	-28.90	0.00
-132.49	19.33	0.00	-132.49	-19.33	0.00
-206.27	5.36	0.00	-206.27	-5.36	0.00
-231.19	0.00	0.00	-231.19	0.00	0.00

DETERMINACION DE LA RESISTENCIA REQUERIDA R_u $\delta_s = 1.23$

1ro	P	V2	V3	T	M2	M3	P	V2	M3	P	V3	M2
1.4D+1.7L	-181	0	0	0	0	0	221	0	-0.1	221	0	-0.16
1.25(D+L)+SX	-148	2	0	0	0	5	182	2	6.5	182	0	0.11
1.25(D+L)+SX	-161	-2	0	0	0	-5	197	-2	-6.7	197	0	-0.38
1.25(D+L)-SX	-148	2	0	0	0	5	182	2	6.5	182	0	0.11
1.25(D+L)-SX	-161	-2	0	0	0	-5	197	-2	-6.7	197	0	-0.38
1.25(D+L)+SY	-147	0	1	0	3	0	181	0	0.0	181	1	3.45
1.25(D+L)+SY	-162	0	-1	0	-3	0	198	0	-0.2	198	-1	-3.72
1.25(D+L)-SY	-147	0	1	0	3	0	181	0	0.0	181	1	3.45
1.25(D+L)-SY	-162	0	-1	0	-3	0	198	0	-0.2	198	-1	-3.72
0.9D+SX	-82	2	0	0	0	5	101	2	6.5	101	0	0.17
0.9D+SX	-95	-2	0	0	0	-5	117	-2	-6.6	117	0	-0.31
0.9D-SX	-82	2	0	0	0	5	101	2	6.5	101	0	0.17
0.9D-SX	-95	-2	0	0	0	-5	117	-2	-6.6	117	0	-0.31
0.9D+SY	-82	0	1	0	3	0	100	0	0.1	100	1	3.52
0.9D+SY	-96	0	-1	0	-3	0	118	0	-0.2	118	-1	-3.65
0.9D-SY	-82	0	1	0	3	0	100	0	0.1	100	1	3.52
0.9D-SY	-96	0	-1	0	-3	0	118	0	-0.2	118	-1	-3.65

RESISTENCIA AL SISMO EN DIRECCION X-X

RESISTENCIA AL SISMO EN DIRECCION Y-Y



DISEÑO POR CORTANTE

Momento nominal Inferior: M_{ni} (Tonf.m)	48 tonf-m
Momento nominal Superior: M_{ns} (Tonf.m)	48 tonf-m
Cortante sísmica última: $V_u(a)$ (Ton)	21.57 tonf
Cortante sísmica para el sismo amplificado 2.5 veces: $V_{u22}(b)$ (Ton)	1.70 tonf
Cortante sísmica para el sismo amplificado 2.5 veces: $V_{u33}(b)$ (Ton)	0.71 tonf
Cortante sísmica última para el sismo amplificado 2.5 veces: $V_u(b)$	1.70 tonf

Resistencia al corte requerida (Fuerza de Corte Mayorada) : $V_u = \max(V_u(a); V_u(b))$	21.6 tonf
Resistencia al corte proporcionada por el concreto: $V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot (1 + N_u/140A_g) \cdot b \cdot d$	17 tonf
Resistencia al corte proporcionada por el acero: $V_s = V_u - V_c$	8 tonf
Diámetro del acero transversal (refuerzo a corte): D_{at} (cm)	0.95 cm
Área del acero transversal (refuerzo a corte): A_{acero} (cm ²)	0.71 cm ²
Diámetro del acero longitudinal de menor diámetro en pulg.	1
Separación de Estribos máximo: $S_{max} = A_v \cdot f_y \cdot d / V_s$ (cm)	96 cm
Zona de confinamiento = $\max(L_n/6; L_{max, columna}/2; 50)$	74 cm
Zona de confinamiento : $S_{conf} = \min(L_{mín, columna}/2; 8\phi_{long, min}; 10; 30; S_{max})$ (cm)	10 cm
Zona Central: $S_{cent} = \min(L_{mín, columna}; 48\phi_{estribo}; 16\phi_{long}; 30; S_{max}; 60; d/2)$ (cm)	22 cm

Distribucion

#¿NOMBRE?

VERIFICACION DE RESISTENCIA

$$M_{nv} = (A_s - A'_s) f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f_y (d - d')$$

COLUMNNA - VIGA X			
$f'_c =$	210 kg/cm ²	$f'_c =$	210 kg/cm ²
$f_y =$	4200 kg/cm ²	$f_y =$	4200 kg/cm ²
$A_s =$	8.48 cm ²	$A_s =$	8.48 cm ²
$b =$	25 cm	$b =$	25 cm
$h =$	65 cm	$h =$	65 cm
$d =$	59 cm	$d =$	59 cm
$E_c =$	217371 kg/cm ²	$E_c =$	217371 kg/cm ²
$E_s =$	2000000 kg/cm ²	$E_s =$	2000000 kg/cm ²
$A'_s =$	14.40 cm ²	$A'_s =$	14.40 cm ²
$d' =$	6 cm ²	$d' =$	6 cm ²
$a =$	7.98 cm	$a =$	7.98 cm
$M_{nv} =$	18.38 t-m	$M_{nv} =$	18.38 t-m
$\Sigma M_{nc} \geq 96 \text{ tonf-m}$		$\Sigma 1.2 \cdot M_{nv} \geq 44 \text{ tonf-m}$	
CUMPLE			

COLUMNNA - VIGA Y			
$f'_c =$	210 kg/cm ²	$f'_c =$	210 kg/cm ²
$f_y =$	4200 kg/cm ²	$f_y =$	4200 kg/cm ²
$A_s =$	3.98 cm ²	$A_s =$	3.98 cm ²
$b =$	25 cm	$b =$	25 cm
$h =$	40 cm	$h =$	40 cm
$d =$	34 cm	$d =$	34 cm
$E_c =$	217371 kg/cm ²	$E_c =$	217371 kg/cm ²
$E_s =$	2E+06 kg/cm ²	$E_s =$	2000000 kg/cm ²
$A'_s =$	3.98 cm ²	$A'_s =$	3.98 cm ²
$d' =$	6 cm ²	$d' =$	6 cm ²
$a =$	3.75 cm	$a =$	3.75 cm
$M_{nv} =$	4.68 t-m	$M_{nv} =$	4.68 t-m
$\Sigma M_{nc} \geq 96 \text{ tonf-m}$		$\Sigma M_{nv} \geq 11 \text{ tonf-m}$	
CUMPLE			

Anexo 4 Diseño de Muros estructurales

Diseño de Muros por Flexocompresión y corte

Se ha diseñado los muros M-1 y M-4, M-2 y M-6, M-3 y M-5, M-7 y M-8 con el mismo refuerzo ya que sus momentos y cortantes son muy parecidos además de estar ubicados diametralmente opuestos en planta.

M-1, M-4

Solicitaciones de carga

Story	Pier	Output Case	P tonf	V2 tonf	V3 tonf	T tonf-m	M2 tonf-m	M3 tonf-m
Story1	M-4	1.4D+1.7L	-342	-2	0	0	0	-17
Story1	M-4	1.25(D+L)+SX	-295	328	0	2	0	2948
Story1	M-4	1.25(D+L)+SX	-303	-331	0	-2	0	-2977
Story1	M-4	1.25(D+L)-SX	-295	328	0	2	0	2948
Story1	M-4	1.25(D+L)-SX	-303	-331	0	-2	0	-2977
Story1	M-4	1.25(D+L)+SY	-231	14	3	0	19	130
Story1	M-4	1.25(D+L)+SY	-367	-17	-3	0	-19	-159
Story1	M-4	1.25(D+L)-SY	-231	14	3	0	19	130
Story1	M-4	1.25(D+L)-SY	-367	-17	-3	0	-19	-159
Story1	M-4	0.9D+SX	-191	328	0	2	0	2954
Story1	M-4	0.9D+SX	-199	-330	0	-2	0	-2970
Story1	M-4	0.9D-SX	-191	328	0	2	0	2954
Story1	M-4	0.9D-SX	-199	-330	0	-2	0	-2970
Story1	M-4	0.9D+SY	-127	14	3	0	19	136
Story1	M-4	0.9D+SY	-263	-16	-3	0	-19	-153
Story1	M-4	0.9D-SY	-127	14	3	0	19	136
Story1	M-4	0.9D-SY	-263	-16	-3	0	-19	-153
Story3	M-4	1.4D+1.7L	-231	-1	2	0	3	-6
Story3	M-4	1.25(D+L)+SX	-199	206	2	10	3	698
Story3	M-4	1.25(D+L)+SX	-205	-208	2	-10	2	-709
Story3	M-4	1.25(D+L)-SX	-199	206	2	10	3	698
Story3	M-4	1.25(D+L)-SX	-205	-208	2	-10	2	-709
Story3	M-4	1.25(D+L)+SY	-152	12	6	1	11	48
Story3	M-4	1.25(D+L)+SY	-252	-14	-2	-1	-5	-58
Story3	M-4	1.25(D+L)-SY	-152	12	6	1	11	48
Story3	M-4	1.25(D+L)-SY	-252	-14	-2	-1	-5	-58
Story3	M-4	0.9D+SX	-128	207	1	10	2	700
Story3	M-4	0.9D+SX	-134	-208	1	-10	1	-706
Story3	M-4	0.9D-SX	-128	207	1	10	2	700
Story3	M-4	0.9D-SX	-134	-208	1	-10	1	-706
Story3	M-4	0.9D+SY	-81	13	5	1	9	50
Story3	M-4	0.9D+SY	-181	-13	-3	-1	-7	-56
Story3	M-4	0.9D-SY	-81	13	5	1	9	50
Story3	M-4	0.9D-SY	-181	-13	-3	-1	-7	-56
Story5	M-4	1.4D+1.7L	-137	-1	3	0	4	-2
Story5	M-4	1.25(D+L)+SX	-118	118	3	11	4	164
Story5	M-4	1.25(D+L)+SX	-121	-119	3	-11	4	-167
Story5	M-4	1.25(D+L)-SX	-118	118	3	11	4	164
Story5	M-4	1.25(D+L)-SX	-121	-119	3	-11	4	-167

Story5	M-4	1.25(D+L)+SY	-91	7	7	1	9	8
Story5	M-4	1.25(D+L)+SY	-149	-8	-1	-1	-1	-11
Story5	M-4	1.25(D+L)-SY	-91	7	7	1	9	8
Story5	M-4	1.25(D+L)-SY	-149	-8	-1	-1	-1	-11
Story5	M-4	0.9D+SX	-77	118	2	11	2	165
Story5	M-4	0.9D+SX	-80	-119	2	-11	2	-166
Story5	M-4	0.9D-SX	-77	118	2	11	2	165
Story5	M-4	0.9D-SX	-80	-119	2	-11	2	-166
Story5	M-4	0.9D+SY	-49	7	5	1	7	8
Story5	M-4	0.9D+SY	-107	-8	-2	-1	-3	-10
Story5	M-4	0.9D-SY	-49	7	5	1	7	8
Story5	M-4	0.9D-SY	-107	-8	-2	-1	-3	-10

DISEÑO DE MURO DE CORTE M-4

CÁLCULO DE ACERO DE REFUERZO PROBABLE EN EL ELEMENTO

$$As_{ext} = \frac{\frac{Mu}{\phi \cdot fy \cdot d} - \rho \cdot bw \cdot Lw}{2}$$

	+	-
Mu	2977	2977
Vu	331	331

NIVEL # 1

Redundancia: No Diseñar para el 125% del Sismo 1

	+	-
Momento flector actuante en el elemento : Mu (Tonf-m)	2977	2977
Cortante actuante en el elemento : Vu (Tonf)	331	331
Fluencia del Acero : fy (kgf/cm ²)	4200	4200
Resistencia a la compresión del concreto: f'c (kgf/cm ²)	280	280
Espesor del muro: bw (cm)	40	40
Longitud del muro : lw (cm)	520	520
Peralte efectivo del muro : d = 0.8 lw (m)	416.00	416.00
Cuantía mínima en el alma: ρ _{mín}	0.0025	0.0025
Acero mínimo requerido en el alma : As, requerido (cm ²)	52.00	52.00
Refuerzo en el alma distribuido; 2.54 ½" @ 20.0 cm	3.96	3.96
Acero colocado en el alma : As, colocado (cm ²) = Av * Lw / S	137.3	137.3
Acero exterior en elemento (cm ²)	26.0	26.0
Acero exterior colocado en elemento (cm ²) 30 Ø 1" 30 Ø 1"	162.2	162.2
	Ok	Ok

ELEMENTOS DE BORDE (E.060)

21.9.7.2 Tenemos como espesor mínimo del alma del muro de 15 cm

21.9.7.3 Tenemos como recubrimiento mínimo de 2.5 cm

21.9.7.3 Tenemos como recubrimiento mínimo en contacto con el suelo de 4 - 5 cm

21.9.7.4 (a) Verificación de necesidad de elementos de borde:

Si es que la mayor profundidad del eje neutro "C" asociado al Momento nominal máximo resultante del combo de diseño cumple la siguiente expresión, **que van desde la base hasta la parte superior de la estructura:**

$$C \geq \frac{Lw}{600 \left(\frac{\delta u}{hw}\right)} ; \left(\frac{\delta u}{hw}\right) \geq 0.005$$

Espesor del muro: "bw" (cm)	40	40
Longitud del muro : "Lw" (cm)	520	520
Altura total del muro : "hw" (cm)	2280	2280
Desplazamiento lateral máxima inelástica producido por el sismo δu (m)	0.1167	0.1167
calculamos $Lw / (600 (\delta u / hw))$; obs: $(\delta u / hw) = 0.005$	173.33	173.33
verificación si $C \geq Lw / (600 (\delta u / hw))$		

21.9.7.4 (b) Zona de confinamiento mínima:

Hasta una longitud: $Lw =$ 5.20 m -

Hasta una Longitud $Mu/4Vu =$ 2.25 m -

DETERMINACION DE REFUERZO POR CORTANTE DEL MIEMBRO DE BORDE

Calculamos en base al artículo 21.6.4.1

S: espaciamiento del refuerzo del confinamiento

bc: dimensión del núcleo confinado del elemento normal al refuerzo con area Ash.

$$Ash = 0.09 \cdot \frac{s \cdot bc \cdot f'c}{fyh}$$

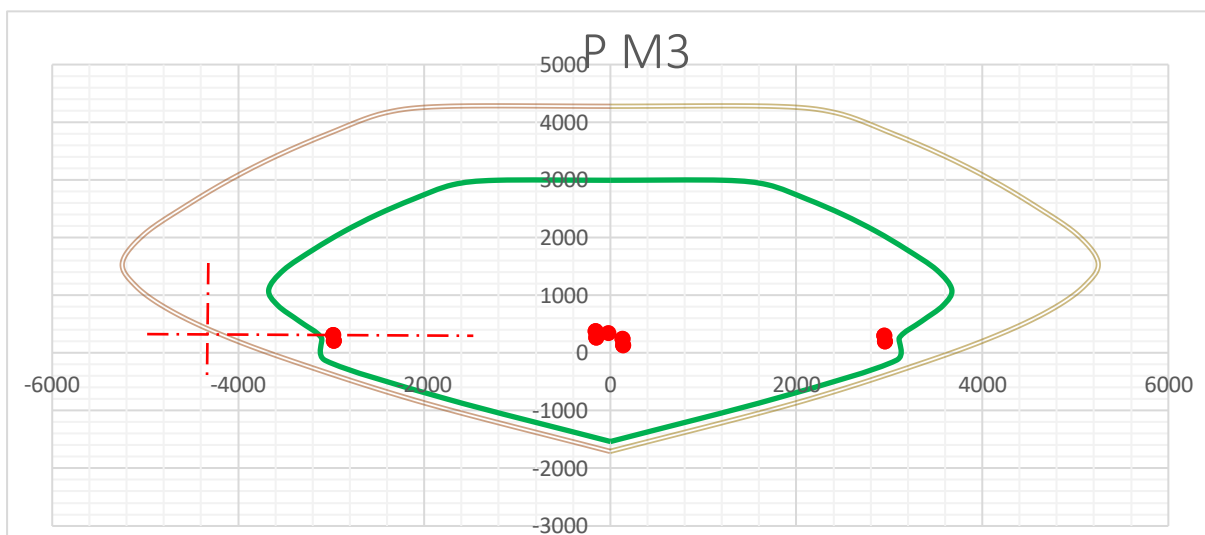
	Eje X	Eje Y
Resistencia a la compresión del concreto: $f'c$ (kgf/cm ²)	280	280
Fluencia del Acero transversal: fyh (kgf/cm ²)	4200	4200
separación de estribos: S (cm)	15.00	15.00
Longitud perpendicular normal al refuerzo con área Ash: bc (cm)	35.00	90.00
Área de acero de refuerzo necesaria por corte en el miembro de borde Ash (cm ²)	3.15	8.10
Usamos acero de 1 Ø 1/2, la cantidad de hilos (grapas y estribo) mínimo necesario será:	2	6

NIVEL 1

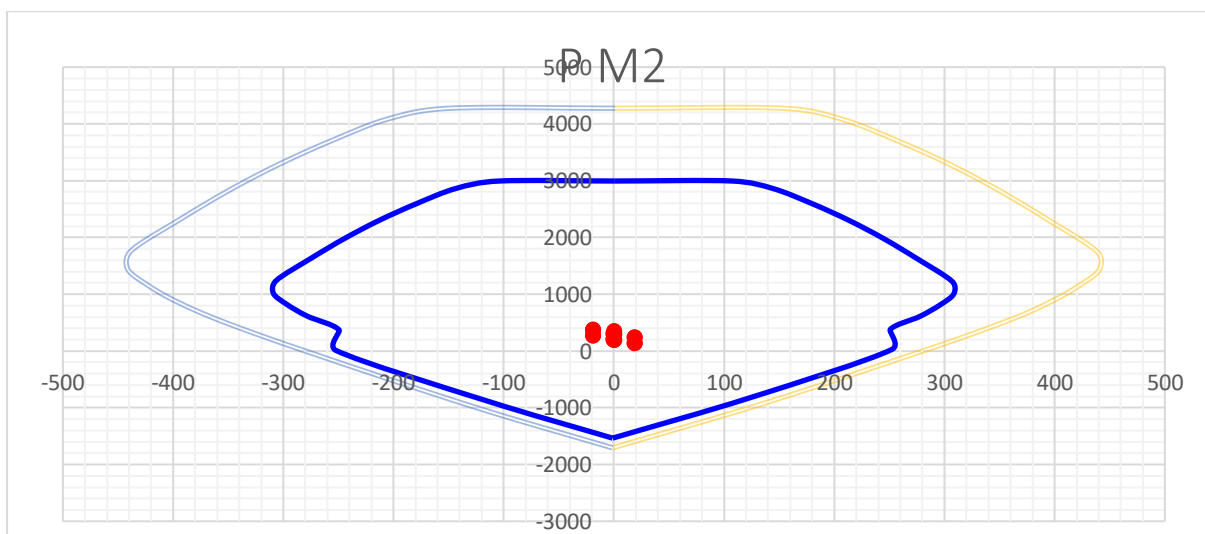
M33				M22			
0°		180°		90°		270°	
Pn	Mn	Pn	Mn	Pn	Mn	Pn	Mn
2994	-1	2994	-1	2994	1	2994	1
2994	1220	2994	-1224	2994	107	2994	-104

2917	1690	2917	-1693	2864	144	2864	-143
2666	2116	2666	-2120	2588	181	2589	-180
2397	2505	2396	-2510	2294	214	2298	-213
2108	2858	2107	-2862	1978	245	1983	-244
1792	3187	1791	-3192	1628	275	1636	-275
1438	3510	1435	-3514	1228	307	1240	-306
1098	3672	1097	-3672	1007	309	1016	-309
824	3579	824	-3575	814	296	821	-297
549	3347	548	-3341	609	278	615	-278
263	3108	261	-3105	377	251	370	-249
-126	3076	-131	-3062	28	252	9	-252
-783	1792	-786	-1783	-828	123	-878	-115
-1535	2	-1535	2	-1535	-1	-1535	-1

DIRECCION 2 "X"



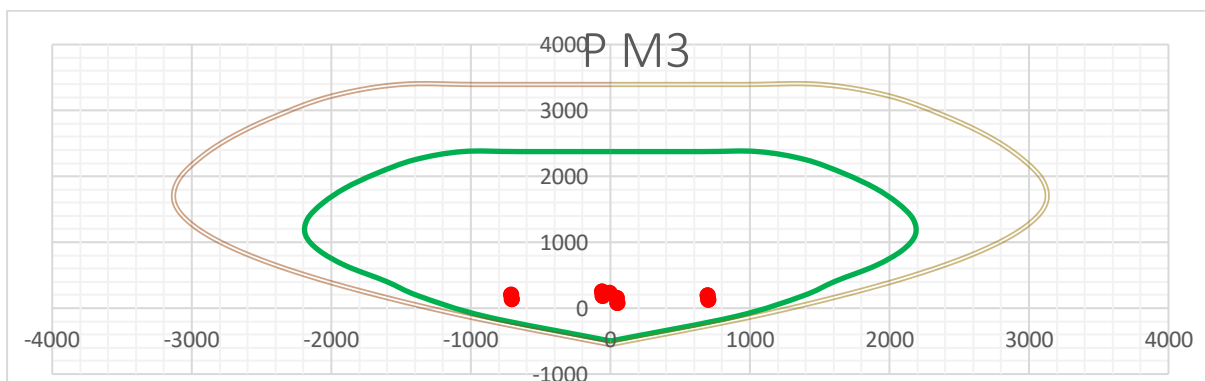
DIRECCION 3 "Y"



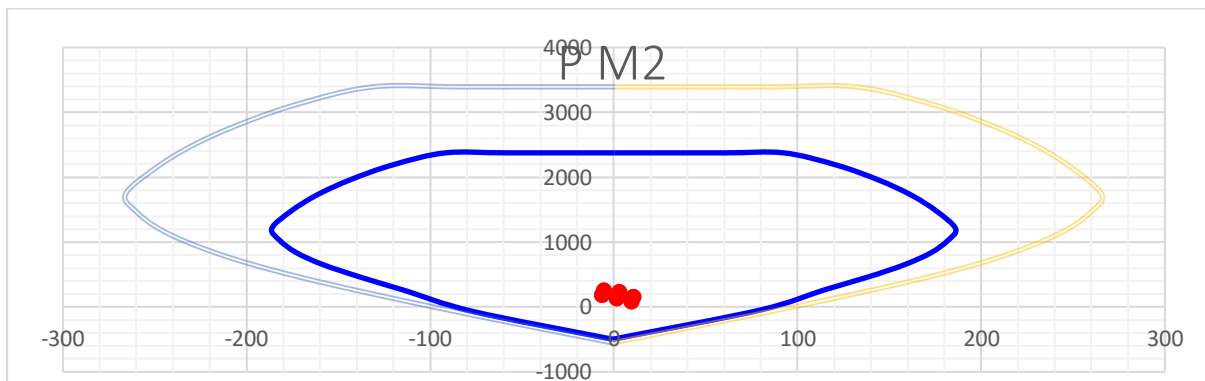
NIVEL 3

M33				M22			
0°		180°		90°		270°	
Pn	Mn	Pn	Mn	Pn	Mn	Pn	Mn
2376	-1	2376	-1	2376	0	2376	0
2376	653	2376	-655	2376	60	2376	-58
2376	1057	2376	-1060	2376	92	2376	-92
2254	1397	2253	-1401	2191	121	2193	-120
2041	1677	2041	-1680	1960	144	1963	-143
1822	1897	1822	-1900	1722	162	1727	-162
1594	2059	1593	-2062	1473	176	1479	-176
1353	2169	1352	-2171	1206	186	1214	-186
1111	2185	1110	-2185	1022	182	1029	-182
877	2092	877	-2089	836	173	841	-173
644	1899	644	-1896	654	158	658	-159
407	1611	407	-1607	467	139	463	-138
185	1377	184	-1372	262	114	256	-114
-128	894	-129	-888	-45	80	-69	-77
-497	2	-497	2	-497	-1	-497	-1

DIRECCION 2 “X”



DIRECCION 3 “Y”

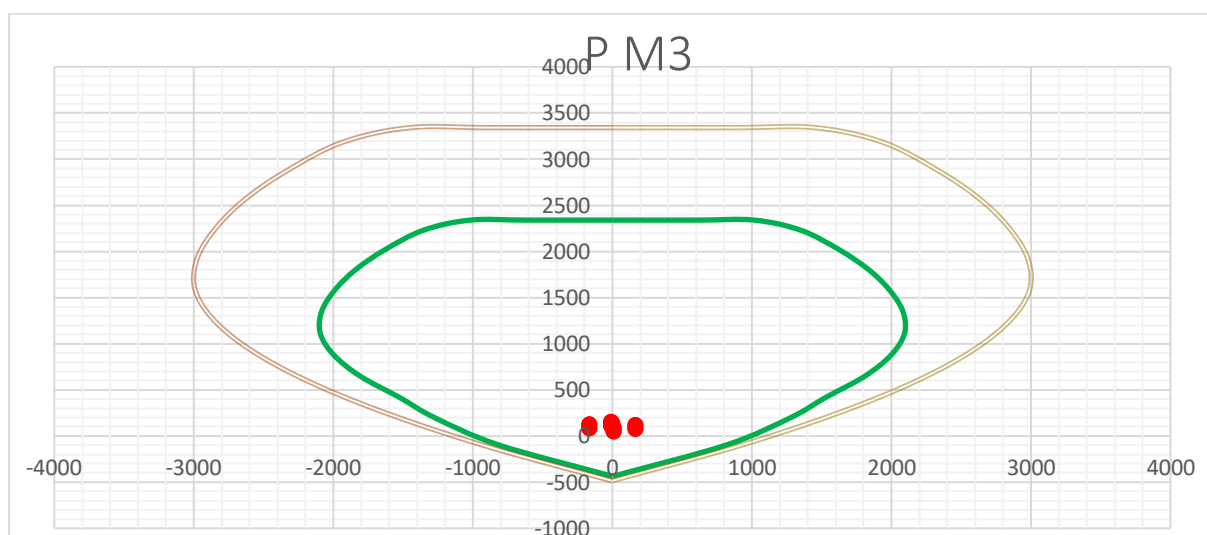


NIVEL 5

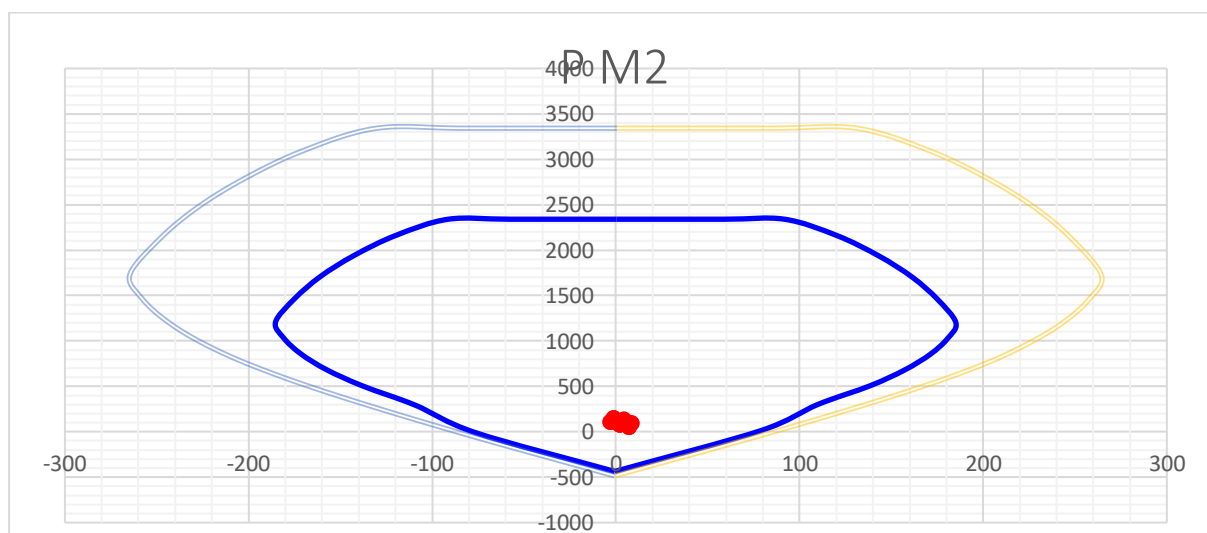
M33		M22	
0°	180°	90°	270°

Pn	Mn	Pn	Mn	Pn	Mn	Pn	Mn
2340	-1	2340	-1	2340	0	2340	0
2340	616	2340	-619	2340	59	2340	-57
2340	1015	2340	-1018	2340	92	2340	-91
2230	1351	2230	-1354	2162	120	2164	-120
2021	1623	2021	-1627	1935	143	1939	-143
1806	1834	1806	-1837	1702	161	1707	-161
1583	1986	1582	-1989	1459	175	1465	-175
1349	2083	1348	-2084	1201	185	1209	-185
1112	2094	1111	-2093	1027	181	1034	-181
880	2000	881	-1998	855	171	861	-172
649	1811	649	-1808	682	157	687	-158
416	1527	416	-1523	508	139	505	-138
199	1278	199	-1273	298	110	293	-109
-97	818	-98	-812	15	79	-8	-77
-437	2	-437	2	-437	-1	-437	-1

DIRECCION 2 "X"



DIRECCION 3 "Y"



DISEÑO A CORTE POR CAPACIDAD NTE E.060

$$\phi = 0.85$$

$$0.5R_0 = 3$$

PISO	1	3	5
Vu (ton)	331.10	207.93	119.02
Mu (ton-m)	2977	709	167
Mn (ton-m)	4100	1600	1400
Mn/Mu	1.38	2.26	3.00
Redundancia	1	1	1
bw (cm)	40	40	40
f'c (kg/cm ²)	280	280	280
Lm (cm)	520	520	520
d(cm)	416	416	416
Acv(cm ²)	16640	16640	16640
V _{DISEÑO} (ton)	456.07	469.53	357.06
Vc (ton)	147.57	147.57	147.57
$\phi V_{n_{max}}$ (ton)	615.35	615.35	615.35
Verificacion	<i>Diseñar</i>	<i>Diseñar</i>	<i>Diseñar</i>
Av	1/2"	1/2"	1/2"
	@	@	@
	10.0 cm	10.0 cm	15.0 cm
#ramas	2	2	2
ρ_t	0.0064	0.0064	0.0042
fy(kg/cm ²)	4200	4200	4200
Vs (ton)	443.79	443.79	295.86
Vn (ton)	591.36	591.36	443.43
ϕV_n (ton)	502.66	502.66	376.92
D/C	0.91	0.93	0.95

M-2, M-6

Solicitaciones de Carga

Story	Pier	Output Case	P	V2	V3	T	M2	M3
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story1	M-2	1.4D+1.7L	-273	-4	0	0	-1	-17
Story1	M-2	1.25(D+L)+SX	-81	11	2	1	12	113
Story1	M-2	1.25(D+L)+SX	-394	-17	-3	-2	-13	-142
Story1	M-2	1.25(D+L)-SX	-81	11	2	1	12	113
Story1	M-2	1.25(D+L)-SX	-394	-17	-3	-2	-13	-142
Story1	M-2	1.25(D+L)+SY	-196	121	0	10	0	1122
Story1	M-2	1.25(D+L)+SY	-279	-127	0	-10	-1	-1151
Story1	M-2	1.25(D+L)-SY	-196	121	0	10	0	1122
Story1	M-2	1.25(D+L)-SY	-279	-127	0	-10	-1	-1151
Story1	M-2	0.9D+SX	7	13	2	1	12	119
Story1	M-2	0.9D+SX	-306	-16	-3	-2	-13	-136
Story1	M-2	0.9D-SX	7	13	2	1	12	119
Story1	M-2	0.9D-SX	-306	-16	-3	-2	-13	-136
Story1	M-2	0.9D+SY	-107	123	0	10	0	1128
Story1	M-2	0.9D+SY	-191	-126	0	-10	-1	-1145

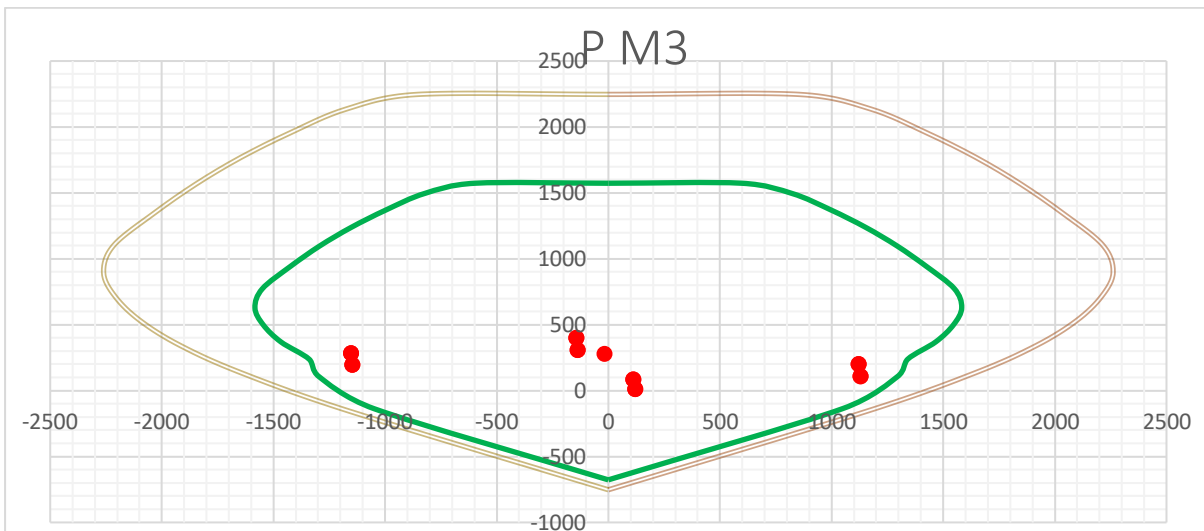
Story1	M-2	0.9D-SY	-107	123	0	10	0	1128
Story1	M-2	0.9D-SY	-191	-126	0	-10	-1	-1145
Story3	M-2	1.4D+1.7L	-187	-9	-6	-6	-8	-13
Story3	M-2	1.25(D+L)+SX	-48	2	16	4	22	17
Story3	M-2	1.25(D+L)+SX	-278	-16	-27	-15	-36	-39
Story3	M-2	1.25(D+L)-SX	-48	2	16	4	22	17
Story3	M-2	1.25(D+L)-SX	-278	-16	-27	-15	-36	-39
Story3	M-2	1.25(D+L)+SY	-132	56	-4	8	-6	257
Story3	M-2	1.25(D+L)+SY	-194	-70	-7	-19	-9	-280
Story3	M-2	1.25(D+L)-SY	-132	56	-4	8	-6	257
Story3	M-2	1.25(D+L)-SY	-194	-70	-7	-19	-9	-280
Story3	M-2	0.9D+SX	13	5	18	7	25	22
Story3	M-2	0.9D+SX	-216	-13	-24	-12	-33	-34
Story3	M-2	0.9D-SX	13	5	18	7	25	22
Story3	M-2	0.9D-SX	-216	-13	-24	-12	-33	-34
Story3	M-2	0.9D+SY	-71	59	-2	10	-2	263
Story3	M-2	0.9D+SY	-132	-67	-4	-16	-5	-274
Story3	M-2	0.9D-SY	-71	59	-2	10	-2	263
Story3	M-2	0.9D-SY	-132	-67	-4	-16	-5	-274
Story5	M-2	1.4D+1.7L	-111	-9	-10	-10	-13	-13
Story5	M-2	1.25(D+L)+SX	-32	-1	18	5	24	-1
Story5	M-2	1.25(D+L)+SX	-162	-15	-35	-23	-46	-20
Story5	M-2	1.25(D+L)-SX	-32	-1	18	5	24	-1
Story5	M-2	1.25(D+L)-SX	-162	-15	-35	-23	-46	-20
Story5	M-2	1.25(D+L)+SY	-79	28	-7	5	-10	62
Story5	M-2	1.25(D+L)+SY	-114	-44	-9	-23	-13	-83
Story5	M-2	1.25(D+L)-SY	-79	28	-7	5	-10	62
Story5	M-2	1.25(D+L)-SY	-114	-44	-9	-23	-13	-83
Story5	M-2	0.9D+SX	4	2	22	10	29	4
Story5	M-2	0.9D+SX	-126	-11	-31	-19	-41	-15
Story5	M-2	0.9D-SX	4	2	22	10	29	4
Story5	M-2	0.9D-SX	-126	-11	-31	-19	-41	-15
Story5	M-2	0.9D+SY	-43	32	-3	10	-5	67
Story5	M-2	0.9D+SY	-78	-41	-6	-18	-8	-78
Story5	M-2	0.9D-SY	-43	32	-3	10	-5	67
Story5	M-2	0.9D-SY	-78	-41	-6	-18	-8	-78

NIVEL 1

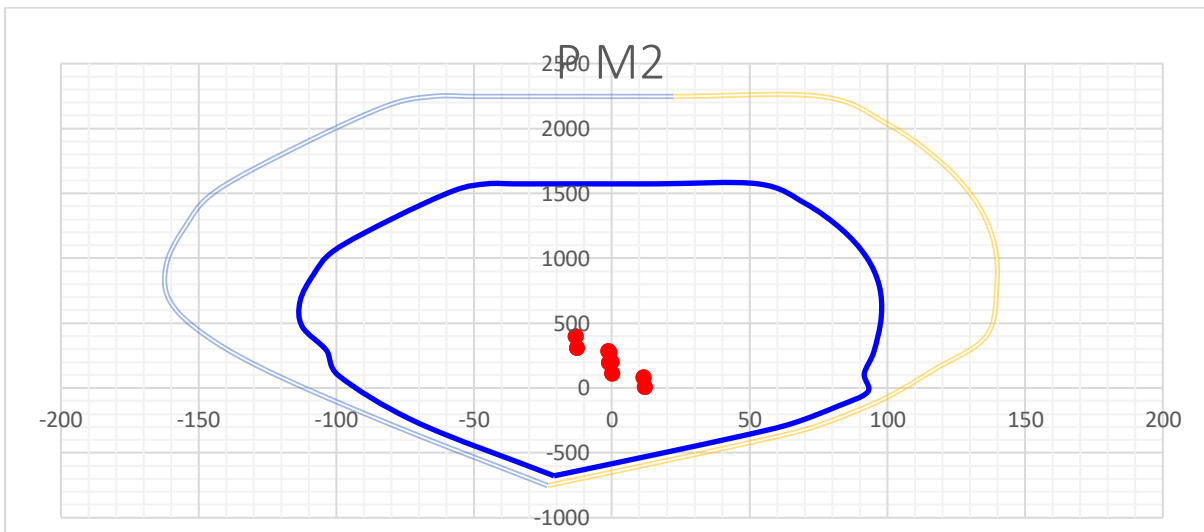
M33				M22			
0°		180°		90°		270°	
Pn	Mn	Pn	Mn	Pn	Mn	Pn	Mn
1573	0	1573	0	1573	16	1573	16
1573	598	1573	-598	1573	53	1573	-16
1496	822	1496	-822	1424	70	1573	-25
1371	996	1370	-996	1222	83	1573	-35
1239	1152	1238	-1152	1010	92	1573	-46
1098	1293	1097	-1293	789	97	1521	-57
945	1423	943	-1423	547	98	1303	-80
774	1549	772	-1550	278	95	1060	-101
630	1583	628	-1583	110	92	871	-108
500	1547	499	-1546	-31	93	669	-113
371	1467	370	-1467	-141	82	473	-112
239	1341	238	-1340	-273	65	287	-104

107	1295	106	-1296	-364	48	95	-99
-136	1051	-137	-1049	-519	14	-266	-71
-677	0	-677	0	-677	-21	-677	-21

DIRECCION 2 “Y”



DIRECCION 3 “X”

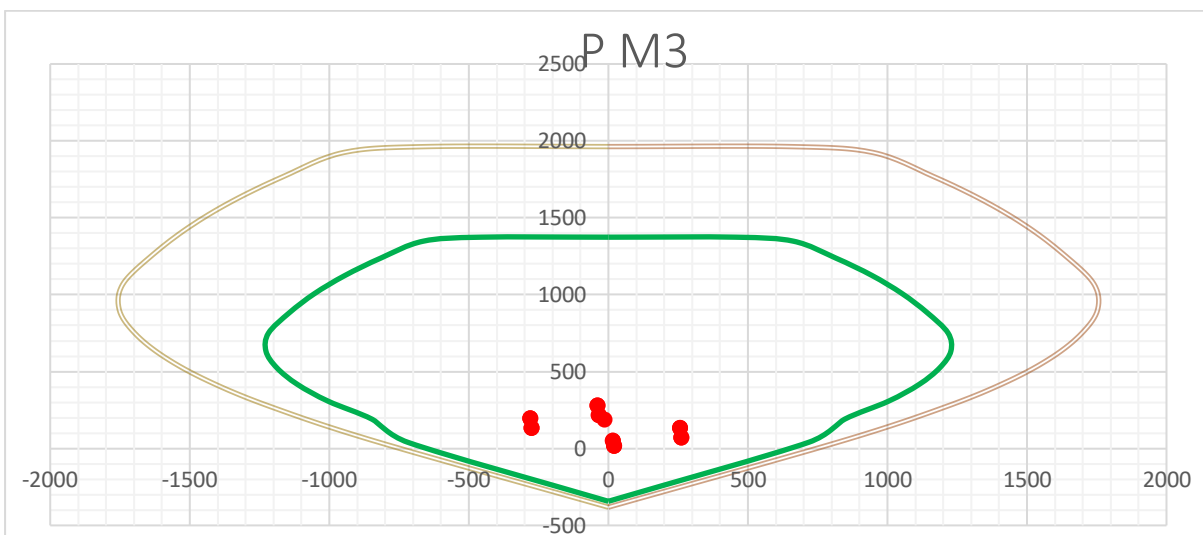


PISO 3

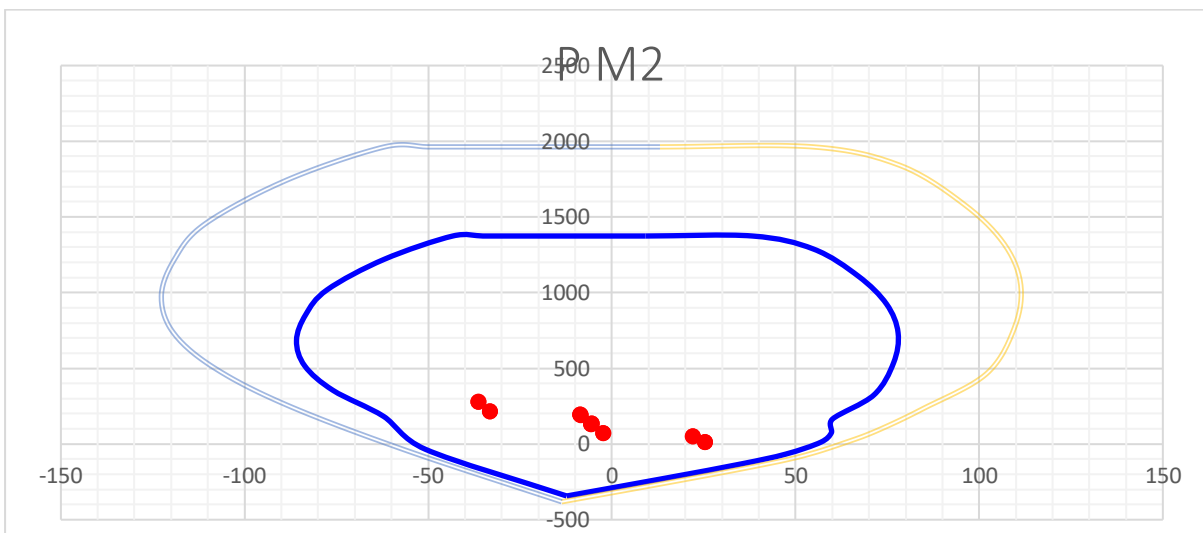
		M33		M22			
0°		180°		90°		270°	
Pn	Mn	Pn	Mn	Pn	Mn	Pn	Mn
1374	0	1374	0	1374	9	1374	9
1374	456	1374	-456	1374	38	1374	-12
1348	663	1348	-663	1288	55	1374	-20
1238	815	1238	-816	1108	67	1374	-28
1125	945	1124	-945	924	75	1374	-35
1007	1053	1007	-1053	735	78	1374	-43
884	1142	883	-1143	536	77	1220	-62

751	1217	750	-1218	324	71	1019	-77
634	1228	633	-1227	165	60	854	-83
525	1188	525	-1188	75	60	683	-86
417	1114	416	-1114	12	57	516	-84
307	1004	307	-1003	-67	47	354	-76
190	847	190	-846	-132	35	182	-62
40	718	39	-718	-226	14	-35	-51
-343	0	-343	0	-343	-12	-343	-12

DIRECCION 2 "Y"



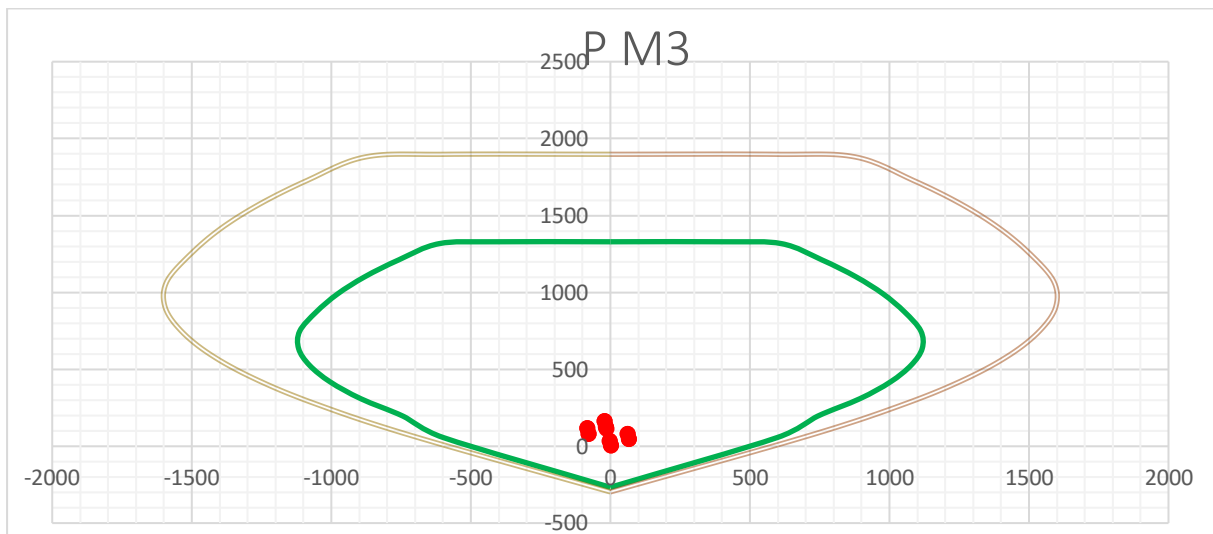
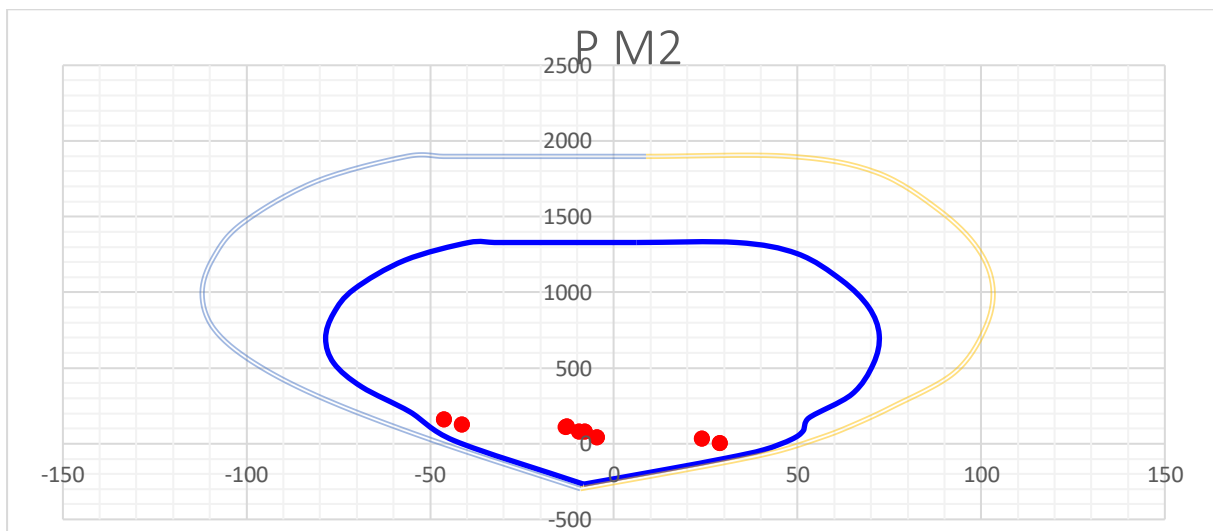
DIRECCION 3 "X"



PISO 5

M33				M22			
0°		180°		90°		270°	
Pn	Mn	Pn	Mn	Pn	Mn	Pn	Mn
1329	0	1329	0	1329	6	1329	6
1329	412	1329	-412	1329	34	1329	-11
1317	614	1317	-614	1255	50	1329	-19
1211	758	1211	-759	1080	62	1329	-26
1102	879	1102	-880	901	69	1329	-33

990	977	990	-978	718	72	1329	-39
873	1054	872	-1054	528	71	1212	-57
750	1112	749	-1113	327	65	1021	-71
635	1117	634	-1117	170	53	861	-76
527	1078	526	-1078	86	52	696	-78
418	1004	418	-1004	29	48	532	-76
309	895	308	-894	-40	41	376	-69
195	742	195	-742	-95	31	211	-56
57	600	57	-600	-170	14	20	-44
-267	0	-267	0	-267	-8	-267	-8

DIRECCION 2 "Y"**DIRECCION 3 "X"****DISEÑO A CORTE POR CAPACIDAD NTE E.060**

$$\varphi = 0.85$$

$$0.5R_0 = 3$$

PISO	1	3	5
Vu (ton)	127.48	70.12	44.24
Mu	1151	280	83
Mn	1900	1100	900
Mn/Mu	1.65	3.00	3.00
Redundancia	1	1	1
bw	40	40	40
fc	280	280	280
Lm (cm)	520	520	520
d	416	416	416
Acv	16640	16640	16640
V _{DISEÑO} (ton)	210.35	210.36	132.72
Vc	147.57	147.57	147.57
ϕV_{nmax}	615.35	615.35	615.35
Verificacion	<i>Diseñar</i>	<i>Diseñar</i>	<i>Diseñar</i>
Av	3/8"	3/8"	3/8"
	@	@	@
	15.0 cm	20.0 cm	20.0 cm
#ramas	2	2	2
ρ_t	0.0024	0.0018	0.0018
fy	4200	4200	4200
Vs	165.40	124.05	124.05
Vn	312.98	271.62	271.62
ϕV_n	266.03	230.88	230.88
D/C	0.79	0.91	0.57

M-3, M-5

Solicitaciones de Carga

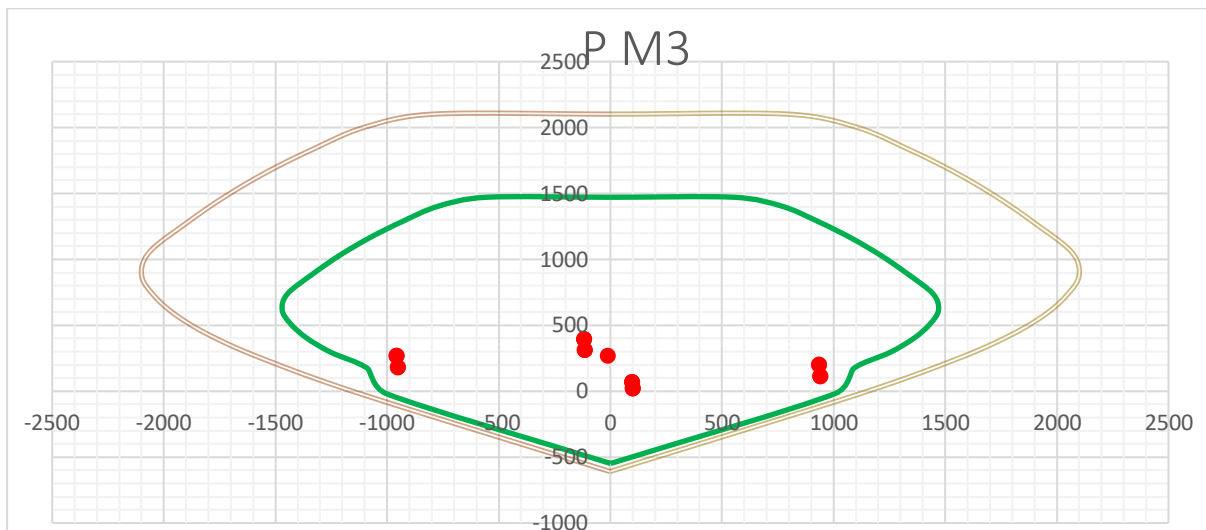
Story	Pier	Output Case	P	V2	V3	T	M2	M3
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story1	M-3	1.4D+1.7L	-265	0	0	0	-1	-13
Story1	M-3	1.25(D+L)+SX	-67	14	2	2	12	96
Story1	M-3	1.25(D+L)+SX	-394	-14	-3	-2	-13	-118
Story1	M-3	1.25(D+L)-SX	-67	14	2	2	12	96
Story1	M-3	1.25(D+L)-SX	-394	-14	-3	-2	-13	-118
Story1	M-3	1.25(D+L)+SY	-196	107	0	9	0	935
Story1	M-3	1.25(D+L)+SY	-265	-106	0	-9	-1	-957
Story1	M-3	1.25(D+L)-SY	-196	107	0	9	0	935
Story1	M-3	1.25(D+L)-SY	-265	-106	0	-9	-1	-957
Story1	M-3	0.9D+SX	19	14	3	2	12	101
Story1	M-3	0.9D+SX	-309	-14	-3	-2	-13	-113
Story1	M-3	0.9D-SX	19	14	3	2	12	101
Story1	M-3	0.9D-SX	-309	-14	-3	-2	-13	-113
Story1	M-3	0.9D+SY	-110	106	0	9	0	940
Story1	M-3	0.9D+SY	-179	-106	0	-9	-1	-952
Story1	M-3	0.9D-SY	-110	106	0	9	0	940
Story1	M-3	0.9D-SY	-179	-106	0	-9	-1	-952
Story3	M-3	1.4D+1.7L	-182	7	-6	6	-8	6
Story3	M-3	1.25(D+L)+SX	-38	16	17	15	24	28
Story3	M-3	1.25(D+L)+SX	-278	-4	-28	-4	-38	-17
Story3	M-3	1.25(D+L)-SX	-38	16	17	15	24	28
Story3	M-3	1.25(D+L)-SX	-278	-4	-28	-4	-38	-17

Story3	M-3	1.25(D+L)+SY	-132	57	-4	16	-6	221
Story3	M-3	1.25(D+L)+SY	-184	-45	-6	-6	-9	-210
Story3	M-3	1.25(D+L)-SY	-132	57	-4	16	-6	221
Story3	M-3	1.25(D+L)-SY	-184	-45	-6	-6	-9	-210
Story3	M-3	0.9D+SX	21	13	19	12	27	26
Story3	M-3	0.9D+SX	-219	-6	-25	-7	-35	-20
Story3	M-3	0.9D-SX	21	13	19	12	27	26
Story3	M-3	0.9D-SX	-219	-6	-25	-7	-35	-20
Story3	M-3	0.9D+SY	-73	54	-2	14	-2	218
Story3	M-3	0.9D+SY	-124	-48	-4	-8	-5	-213
Story3	M-3	0.9D-SY	-73	54	-2	14	-2	218
Story3	M-3	0.9D-SY	-124	-48	-4	-8	-5	-213
Story5	M-3	1.4D+1.7L	-108	9	-10	10	-13	11
Story5	M-3	1.25(D+L)+SX	-26	14	19	22	26	12
Story5	M-3	1.25(D+L)+SX	-162	1	-36	-5	-48	6
Story5	M-3	1.25(D+L)-SX	-26	14	19	22	26	12
Story5	M-3	1.25(D+L)-SX	-162	1	-36	-5	-48	6
Story5	M-3	1.25(D+L)+SY	-79	37	-7	20	-9	68
Story5	M-3	1.25(D+L)+SY	-108	-23	-9	-3	-13	-50
Story5	M-3	1.25(D+L)-SY	-79	37	-7	20	-9	68
Story5	M-3	1.25(D+L)-SY	-108	-23	-9	-3	-13	-50
Story5	M-3	0.9D+SX	9	10	23	18	31	8
Story5	M-3	0.9D+SX	-127	-2	-32	-9	-43	2
Story5	M-3	0.9D-SX	9	10	23	18	31	8
Story5	M-3	0.9D-SX	-127	-2	-32	-9	-43	2
Story5	M-3	0.9D+SY	-45	34	-3	16	-5	64
Story5	M-3	0.9D+SY	-74	-26	-6	-7	-8	-54
Story5	M-3	0.9D-SY	-45	34	-3	16	-5	64
Story5	M-3	0.9D-SY	-74	-26	-6	-7	-8	-54

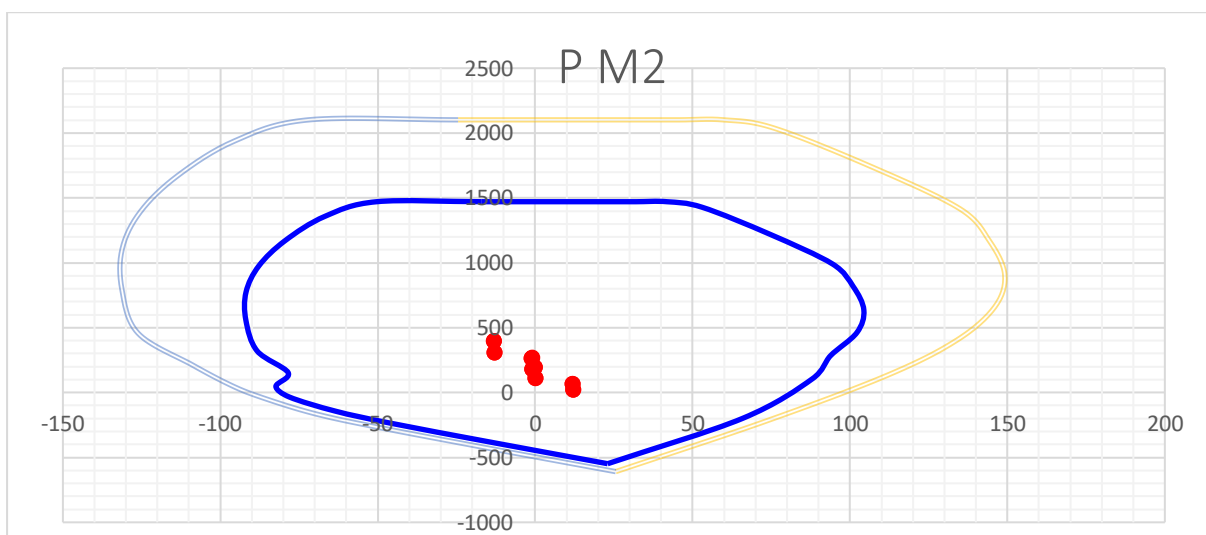
PISO 1

M33				M22			
0°		180°		90°		270°	
Pn	Mn	Pn	Mn	Pn	Mn	Pn	Mn
1471	-1	1471	-1	1471	-17	1471	-17
1471	553	1471	-555	1471	14	1471	-50
1404	767	1404	-769	1471	22	1358	-67
1286	932	1286	-933	1471	32	1170	-79
1163	1078	1163	-1079	1471	42	976	-88
1033	1209	1033	-1210	1428	53	775	-92
893	1329	893	-1330	1218	75	558	-92
739	1445	739	-1446	990	95	321	-88
616	1470	616	-1470	817	101	154	-78
510	1432	510	-1432	635	104	47	-82
404	1362	404	-1361	462	102	-34	-78
295	1253	295	-1252	283	94	-143	-64
172	1089	172	-1087	106	88	-234	-46
-18	1007	-19	-1002	-199	66	-389	-13
-548	1	-548	1	-548	23	-548	23

DIRECCION 2"Y"



DIRECCION 3 "X"

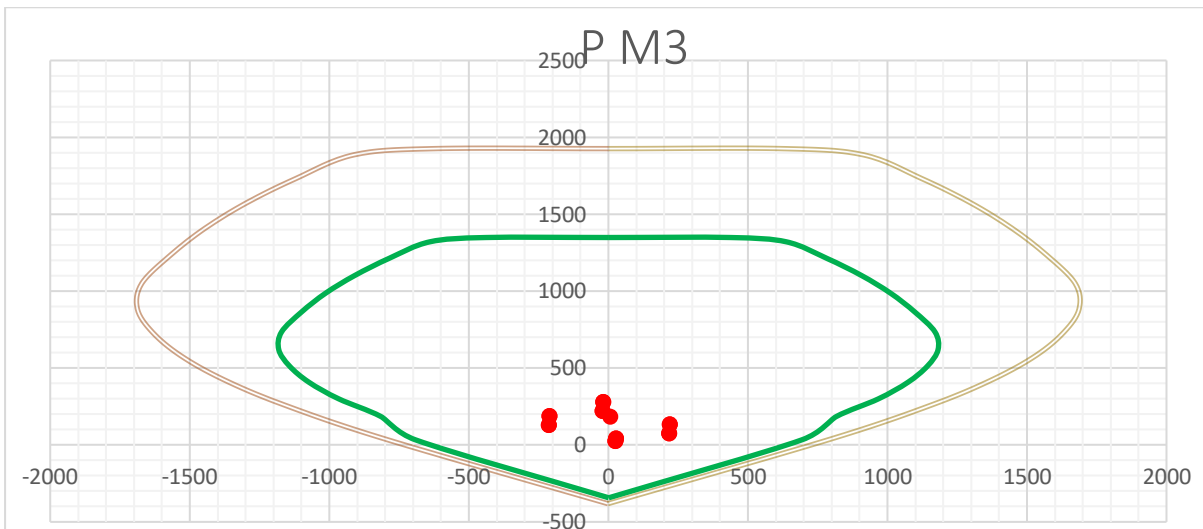


PISO 3

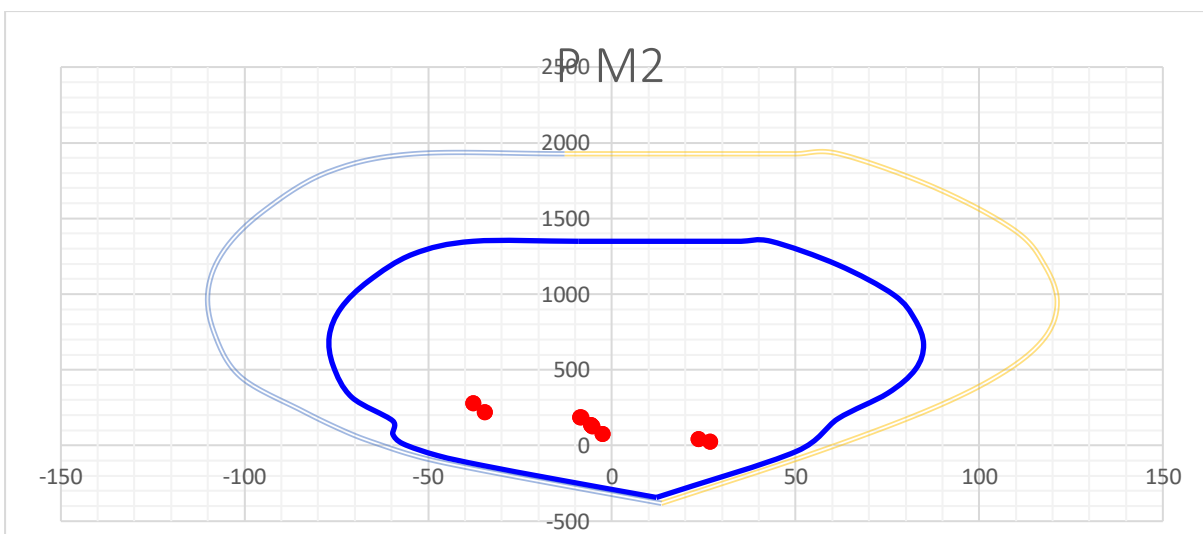
M33				M22			
0°		180°		90°		270°	
Pn	Mn	Pn	Mn	Pn	Mn	Pn	Mn
1349	-1	1349	-1	1349	-9	1349	-9
1349	437	1349	-439	1349	12	1349	-38
1321	638	1321	-639	1349	20	1265	-54
1213	783	1214	-785	1349	28	1088	-66
1102	907	1102	-909	1349	35	908	-74
987	1011	987	-1013	1349	43	723	-77
865	1098	865	-1099	1193	62	527	-76
735	1170	735	-1171	995	77	319	-71
620	1181	620	-1181	834	82	163	-60
513	1144	514	-1143	667	85	75	-60
408	1073	408	-1073	503	83	12	-57
300	967	300	-966	345	75	-67	-47
185	817	185	-815	176	61	-132	-35

34	694	33	-691	-38	50	-226	-15
-343	1	-343	1	-343	12	-343	12

DIRECCION 2 “Y”



DIRECCION 3 “X”

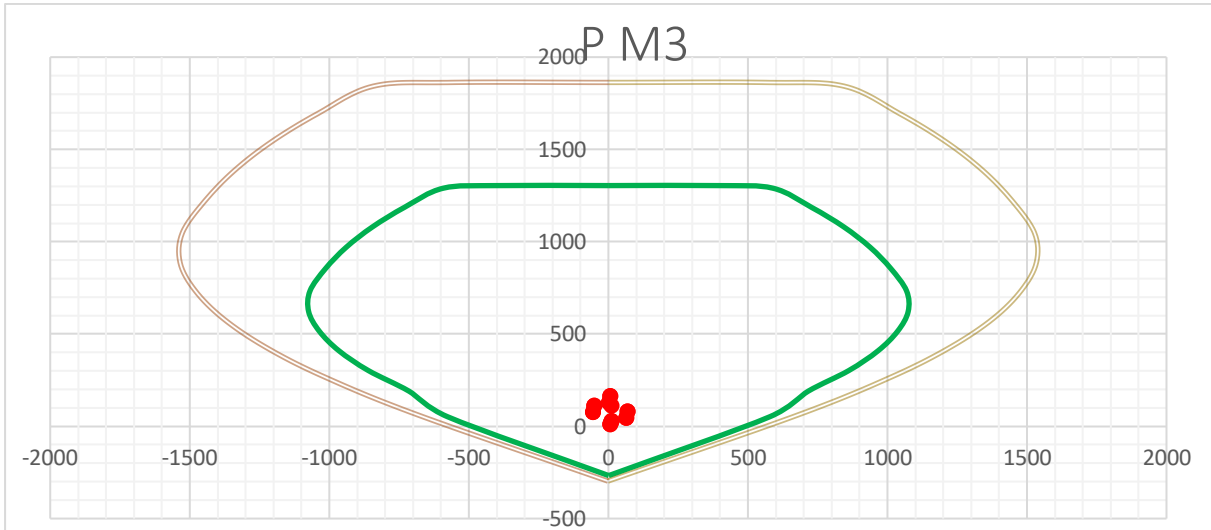


PISO 5

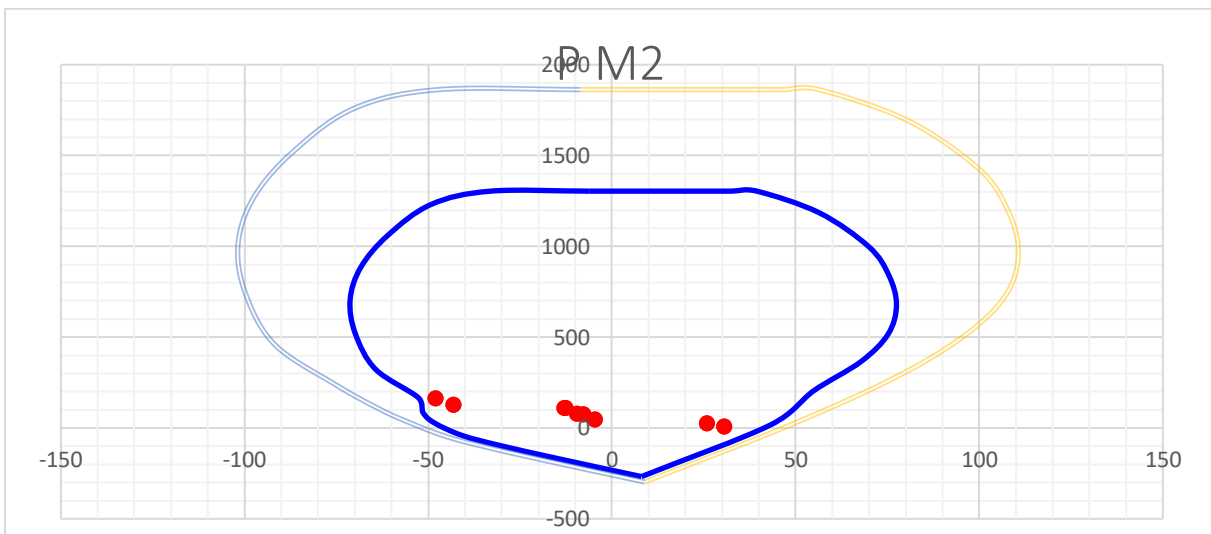
M33				M22			
0°		180°		90°		270°	
Pn	Mn	Pn	Mn	Pn	Mn	Pn	Mn
1304	-1	1304	-1	1304	-6	1304	-6
1304	394	1304	-396	1304	11	1304	-33
1290	589	1290	-591	1304	19	1231	-49
1186	728	1187	-730	1304	26	1060	-61
1080	844	1080	-845	1304	33	885	-68
970	938	970	-939	1304	39	706	-71
855	1012	855	-1013	1185	56	519	-70
733	1069	734	-1069	998	70	322	-64
621	1074	622	-1074	841	75	168	-53
515	1037	516	-1036	679	77	85	-51

409	966	409	-966	518	75	29	-48
302	861	302	-860	366	68	-40	-41
190	716	190	-714	204	55	-95	-31
52	579	51	-576	17	43	-170	-14
-267	1	-267	1	-267	8	-267	8

DIRECCION 2 “Y”



DIRECCION 3 “X”



DISEÑO A CORTE POR CAPACIDAD NTE E.060

$\phi = 0.85$
 $0.5R_0 = 3$

PISO	1	3	5
Vu (ton)	106.55	56.89	37.02
Mu	935	221	68
Mn	1600	1100	680
Mn/Mu	1.71	3.00	3.00

Redundancia	1	1	1
bw	40	40	40
f'c	280	280	280
Lm (cm)	520	520	520
d	416	416	416
Acv	16640	16640	16640
V_{DISEÑO} (ton)	182.24	170.67	111.06
Vc	147.57	147.57	147.57
ϕV_{nmax}	615.35	615.35	615.35
Verificacion	<i>Diseñar</i>	<i>Diseñar</i>	<i>Diseñar</i>
Av	3/8"	3/8"	3/8"
	@	@	@
	20.0 cm	20.0 cm	20.0 cm
#ramas	2	2	2
pt	0.0018	0.0018	0.0018
fy	4200	4200	4200
Vs	124.05	124.05	124.05
Vn	271.62	271.62	271.62
ϕV_n	230.88	230.88	230.88
D/C	0.79	0.74	0.48

M-7, M-8

Solicitaciones de Carga

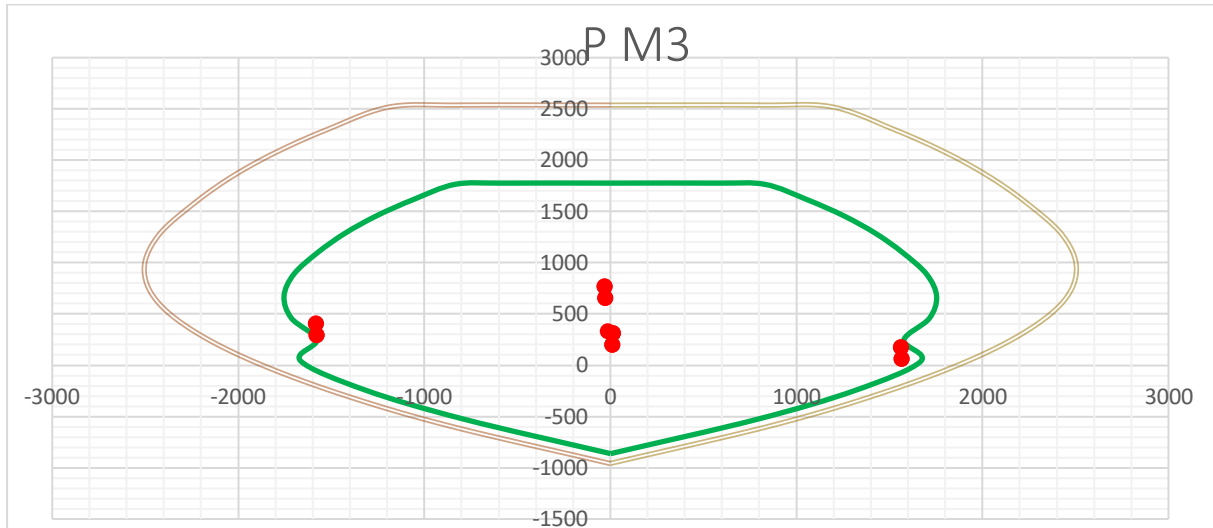
Story	Pier	Output Case	P	V2	V3	T	M2	M3
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story1	M-7	1.4D+1.7L	-330	-1	0	0	0	-12
Story1	M-7	1.25(D+L)+SX	-169	173	1	2	1	1561
Story1	M-7	1.25(D+L)+SX	-401	-175	-1	-2	-2	-1582
Story1	M-7	1.25(D+L)-SX	-169	173	1	2	1	1561
Story1	M-7	1.25(D+L)-SX	-401	-175	-1	-2	-2	-1582
Story1	M-7	1.25(D+L)+SY	199	13	3	1	7	10
Story1	M-7	1.25(D+L)+SY	-768	-15	-3	-2	-7	-31
Story1	M-7	1.25(D+L)-SY	199	13	3	1	7	10
Story1	M-7	1.25(D+L)-SY	-768	-15	-3	-2	-7	-31
Story1	M-7	0.9D+SX	-56	173	1	2	1	1566
Story1	M-7	0.9D+SX	-288	-174	-1	-2	-1	-1578
Story1	M-7	0.9D-SX	-56	173	1	2	1	1566
Story1	M-7	0.9D-SX	-288	-174	-1	-2	-1	-1578
Story1	M-7	0.9D+SY	311	14	3	2	7	14
Story1	M-7	0.9D+SY	-656	-14	-3	-2	-7	-26
Story1	M-7	0.9D-SY	311	14	3	2	7	14
Story1	M-7	0.9D-SY	-656	-14	-3	-2	-7	-26
Story3	M-7	1.4D+1.7L	-224	2	-1	-3	-1	-5
Story3	M-7	1.25(D+L)+SX	-129	130	2	1	3	398
Story3	M-7	1.25(D+L)+SX	-258	-127	-3	-5	-4	-406
Story3	M-7	1.25(D+L)-SX	-129	130	2	1	3	398
Story3	M-7	1.25(D+L)-SX	-258	-127	-3	-5	-4	-406
Story3	M-7	1.25(D+L)+SY	97	43	7	-2	9	61
Story3	M-7	1.25(D+L)+SY	-484	-39	-8	-3	-11	-68
Story3	M-7	1.25(D+L)-SY	97	43	7	-2	9	61
Story3	M-7	1.25(D+L)-SY	-484	-39	-8	-3	-11	-68
Story3	M-7	0.9D+SX	-51	130	2	2	3	400
Story3	M-7	0.9D+SX	-181	-127	-3	-5	-4	-404

Story3	M-7	0.9D-SX	-51	130	2	2	3	400
Story3	M-7	0.9D-SX	-181	-127	-3	-5	-4	-404
Story3	M-7	0.9D+SY	174	42	7	-1	10	63
Story3	M-7	0.9D+SY	-407	-39	-8	-2	-10	-66
Story3	M-7	0.9D-SY	174	42	7	-1	10	63
Story3	M-7	0.9D-SY	-407	-39	-8	-2	-10	-66
Story5	M-7	1.4D+1.7L	-147	4	0	-4	-1	1
Story5	M-7	1.25(D+L)+SX	-102	82	2	-1	1	107
Story5	M-7	1.25(D+L)+SX	-151	-74	-2	-6	-3	-105
Story5	M-7	1.25(D+L)-SX	-102	82	2	-1	1	107
Story5	M-7	1.25(D+L)-SX	-151	-74	-2	-6	-3	-105
Story5	M-7	1.25(D+L)+SY	-3	35	6	-3	6	56
Story5	M-7	1.25(D+L)+SY	-250	-27	-6	-5	-8	-54
Story5	M-7	1.25(D+L)-SY	-3	35	6	-3	6	56
Story5	M-7	1.25(D+L)-SY	-250	-27	-6	-5	-8	-54
Story5	M-7	0.9D+SX	-51	80	2	0	2	107
Story5	M-7	0.9D+SX	-99	-75	-2	-5	-3	-105
Story5	M-7	0.9D-SX	-51	80	2	0	2	107
Story5	M-7	0.9D-SX	-99	-75	-2	-5	-3	-105
Story5	M-7	0.9D+SY	49	33	6	-1	7	56
Story5	M-7	0.9D+SY	-198	-28	-6	-3	-8	-54
Story5	M-7	0.9D-SY	49	33	6	-1	7	56
Story5	M-7	0.9D-SY	-198	-28	-6	-3	-8	-54

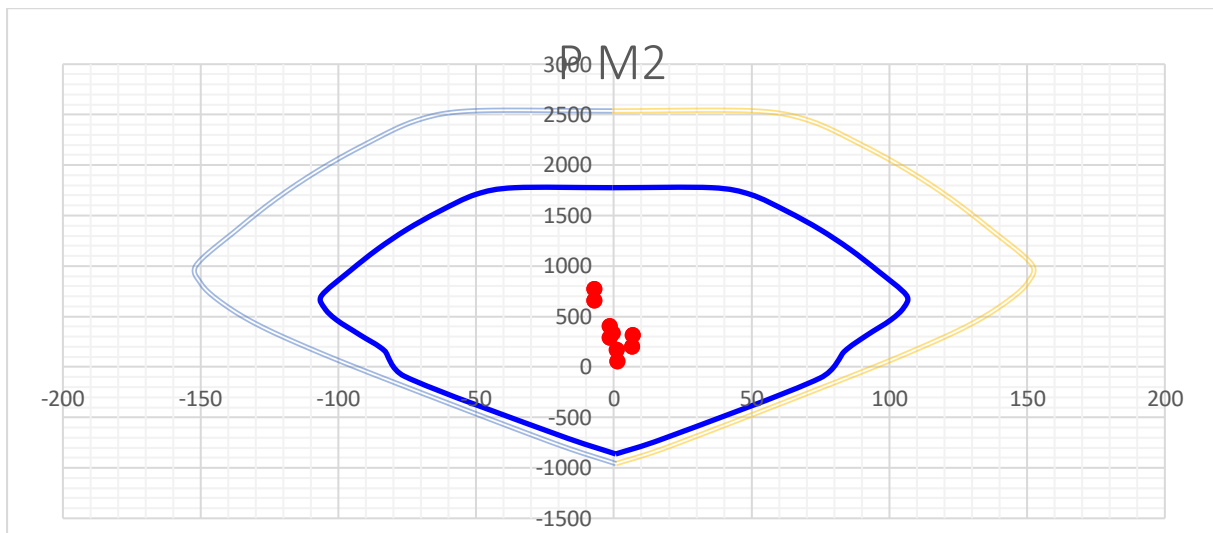
PISO 1

M33				M22			
0°		180°		90°		270°	
Pn	Mn	Pn	Mn	Pn	Mn	Pn	Mn
1776	-1	1776	-1	1776	-1	1776	-1
1776	569	1776	-570	1776	36	1776	-36
1764	831	1765	-832	1710	50	1711	-50
1613	1060	1615	-1060	1541	63	1542	-63
1455	1257	1456	-1258	1362	75	1362	-75
1284	1427	1286	-1427	1169	86	1167	-86
1096	1573	1099	-1573	955	96	952	-96
885	1701	888	-1701	711	106	706	-106
669	1754	672	-1754	589	105	585	-105
454	1713	458	-1714	466	100	467	-101
245	1577	248	-1578	309	92	315	-92
39	1669	42	-1665	150	84	158	-83
-244	1319	-241	-1319	-111	75	-93	-76
-527	791	-527	-786	-711	18	-669	-21
-862	2	-862	2	-862	1	-862	1

DIRECCION 2 "X"

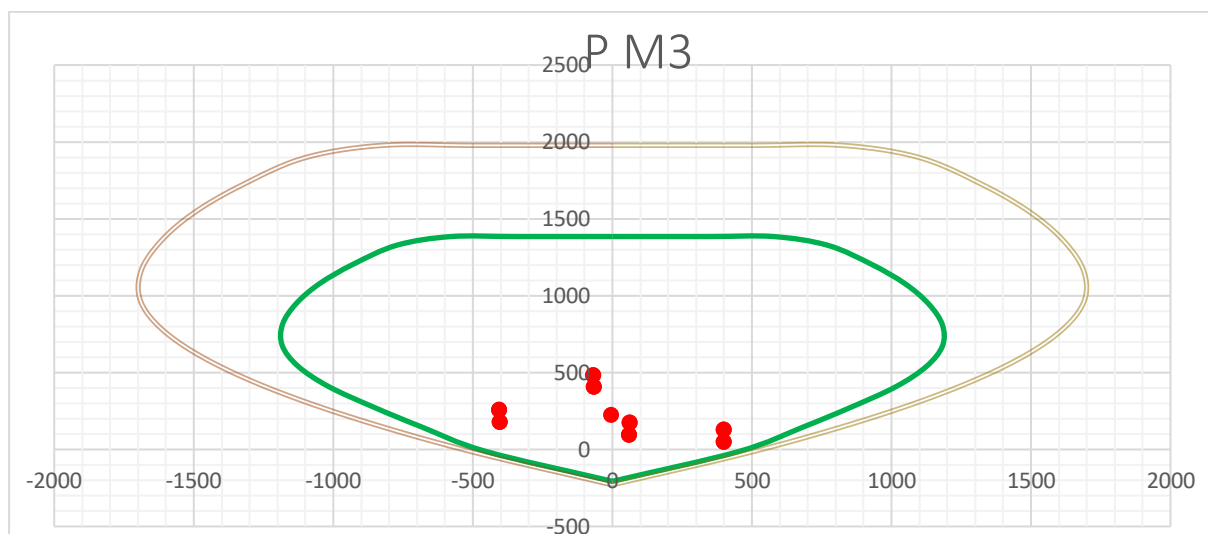
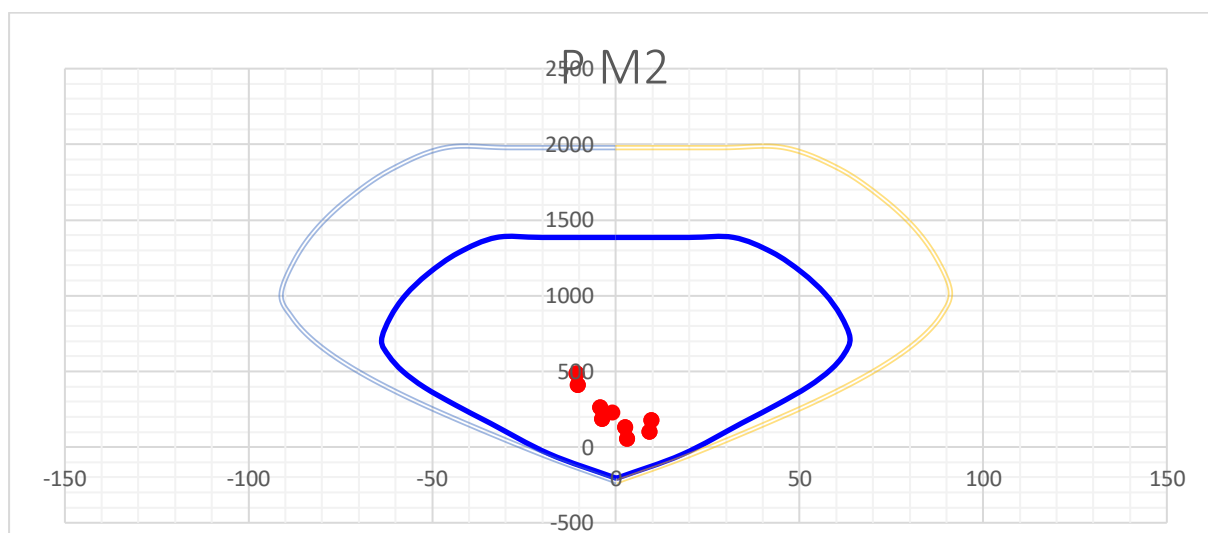


DIRECCION 3 "Y"



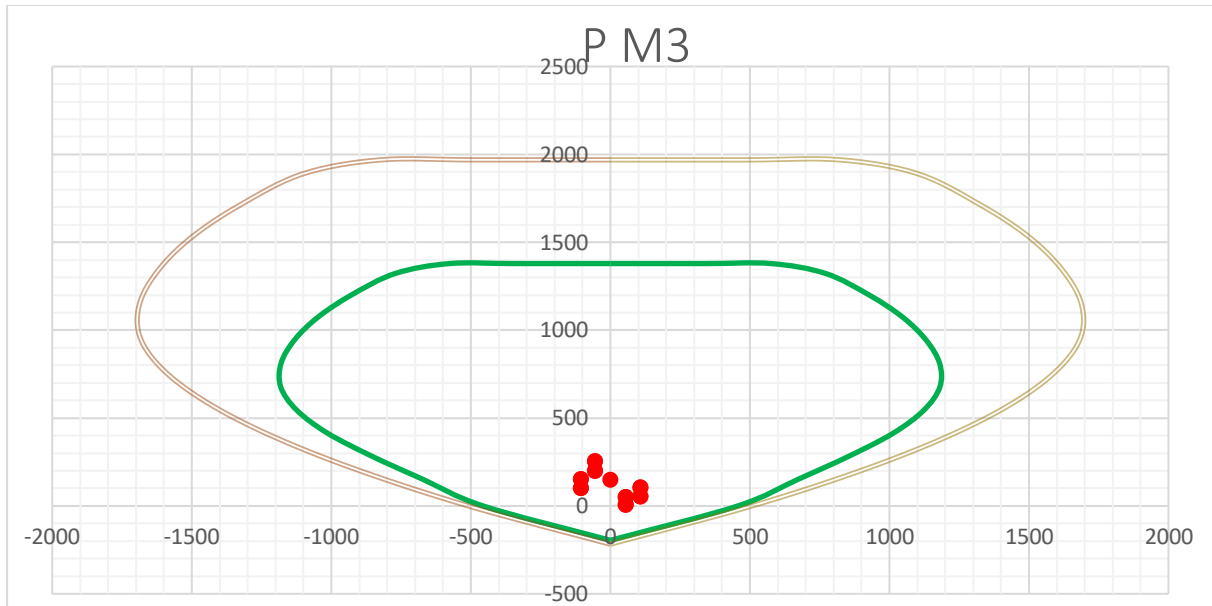
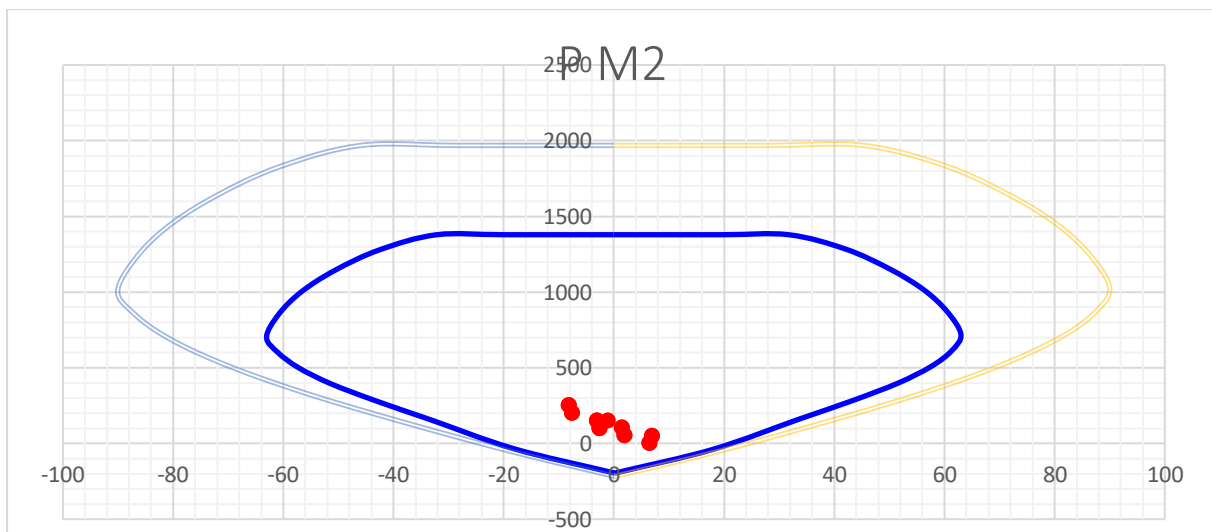
PISO 3

M33				M22			
0°		180°		90°		270°	
Pn	Mn	Pn	Mn	Pn	Mn	Pn	Mn
1385	0	1385	0	1385	0	1385	0
1385	344	1385	-344	1385	20	1385	-20
1385	577	1385	-577	1385	32	1385	-32
1328	772	1329	-772	1288	42	1283	-43
1204	929	1205	-929	1153	51	1145	-51
1078	1049	1079	-1049	1014	57	1004	-57
948	1133	949	-1133	871	61	858	-61
812	1182	814	-1182	720	64	704	-64
675	1183	677	-1183	614	62	602	-62
541	1126	543	-1127	510	58	501	-58
409	1016	410	-1017	400	52	394	-52
274	854	275	-855	282	44	278	-44
146	683	147	-683	158	34	157	-34
-12	454	-12	-454	-49	18	-45	-18
-206	0	-206	0	-206	0	-206	0

DIRECCION 2 "X"**DIRECCION 3 "Y"****PISO 5**

M33				M22			
0°		180°		90°		270°	
Pn	Mn	Pn	Mn	Pn	Mn	Pn	Mn
1379	0	1379	0	1379	0	1379	0
1379	343	1379	-343	1379	19	1379	-20
1379	576	1379	-576	1379	32	1379	-32
1323	771	1323	-770	1284	42	1279	-43
1200	927	1201	-927	1149	50	1142	-51
1074	1047	1075	-1047	1012	56	1001	-57
945	1131	946	-1131	869	61	856	-61
810	1180	812	-1180	720	63	704	-63
675	1181	677	-1181	614	61	602	-61
544	1123	545	-1124	510	58	501	-57
413	1013	414	-1014	401	52	394	-51
281	852	282	-853	284	43	280	-43

153	675	154	-675	161	34	160	-33
-1	454	-1	-454	-39	18	-35	-18
-196	0	-196	0	-196	0	-196	0

DIRECCION 2 "X"**DIRECCION 3 "Y"**

PISO	1	3	5
Vu (ton)	174.61	130.44	81.77
Mu	1582	1300	107
Mn	2500	1300	1000
Mn/Mu	1.58	1.00	3.00
Redundancia	1	1	1
bw	25	25	25
f'c	280	280	280
Lm (cm)	520	520	520

d	416	416	416
Acv	10400	10400	10400
V_{DISEÑO} (ton)	275.85	130.44	245.31
V_c	92.23	92.23	92.23
φV_nmax	384.60	384.60	384.60
Verificacion	<i>Diseñar</i>	<i>Diseñar</i>	<i>Diseñar</i>
Av	1/2"	1/2"	1/2"
	@	@	@
	15.0 cm	20.0 cm	20.0 cm
#ramas	2	2	2
ρ_t	0.0068	0.0051	0.0051
f_y	4200	4200	4200
V_s	295.86	221.89	221.89
V_n	388.09	314.13	314.13
φV_n	329.88	267.01	267.01
D/C	0.84	0.49	0.92

M-ASCENSOR

Solicitaciones de carga

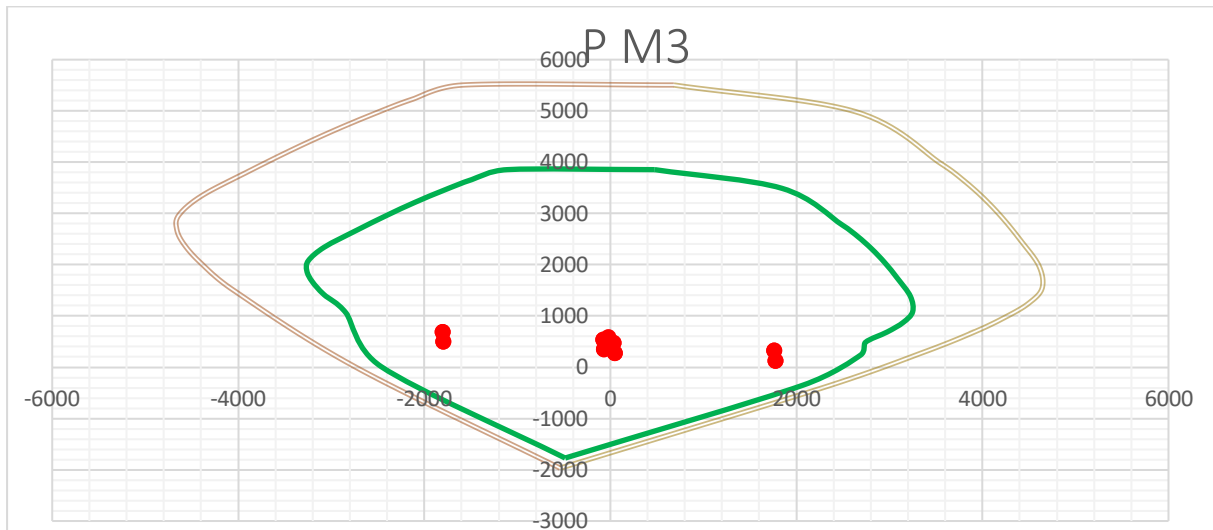
Story	Pier	Output Case	P	V2	V3	T	M2	M3
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story1	M-ASC	1.4D+1.7L	-577	-8	3	0	-13	-23
Story1	M-ASC	1.25(D+L)+SX	-317	179	8	31	41	1765
Story1	M-ASC	1.25(D+L)+SX	-683	-194	-3	-31	-64	-1805
Story1	M-ASC	1.25(D+L)-SX	-317	179	8	31	41	1765
Story1	M-ASC	1.25(D+L)-SX	-683	-194	-3	-31	-64	-1805
Story1	M-ASC	1.25(D+L)+SY	-464	32	148	211	1062	38
Story1	M-ASC	1.25(D+L)+SY	-536	-46	-143	-210	-1085	-78
Story1	M-ASC	1.25(D+L)-SY	-464	32	148	211	1062	38
Story1	M-ASC	1.25(D+L)-SY	-536	-46	-143	-210	-1085	-78
Story1	M-ASC	0.9D+SX	-124	182	7	31	46	1774
Story1	M-ASC	0.9D+SX	-490	-191	-4	-30	-60	-1797
Story1	M-ASC	0.9D-SX	-124	182	7	31	46	1774
Story1	M-ASC	0.9D-SX	-490	-191	-4	-30	-60	-1797
Story1	M-ASC	0.9D+SY	-271	34	147	211	1067	47
Story1	M-ASC	0.9D+SY	-343	-44	-144	-210	-1080	-70
Story1	M-ASC	0.9D-SY	-271	34	147	211	1067	47
Story1	M-ASC	0.9D-SY	-343	-44	-144	-210	-1080	-70
Story3	M-ASC	1.4D+1.7L	-432	-12	12	-17	-3	-27
Story3	M-ASC	1.25(D+L)+SX	-257	83	20	2	7	363
Story3	M-ASC	1.25(D+L)+SX	-490	-104	1	-30	-13	-409
Story3	M-ASC	1.25(D+L)-SX	-257	83	20	2	7	363
Story3	M-ASC	1.25(D+L)-SX	-490	-104	1	-30	-13	-409
Story3	M-ASC	1.25(D+L)+SY	-353	49	180	199	400	29
Story3	M-ASC	1.25(D+L)+SY	-393	-69	-159	-227	-406	-75
Story3	M-ASC	1.25(D+L)-SY	-353	49	180	199	400	29
Story3	M-ASC	1.25(D+L)-SY	-393	-69	-159	-227	-406	-75
Story3	M-ASC	0.9D+SX	-110	87	15	8	8	373
Story3	M-ASC	0.9D+SX	-343	-100	-4	-24	-12	-399
Story3	M-ASC	0.9D-SX	-110	87	15	8	8	373
Story3	M-ASC	0.9D-SX	-343	-100	-4	-24	-12	-399
Story3	M-ASC	0.9D+SY	-206	53	175	205	401	39
Story3	M-ASC	0.9D+SY	-246	-65	-164	-221	-405	-65

Story3	M-ASC	0.9D-SY	-206	53	175	205	401	39
Story3	M-ASC	0.9D-SY	-246	-65	-164	-221	-405	-65
Story5	M-ASC	1.4D+1.7L	-282	-11	14	-21	2	-24
Story5	M-ASC	1.25(D+L)+SX	-201	35	18	2	8	107
Story5	M-ASC	1.25(D+L)+SX	-286	-54	5	-37	-5	-148
Story5	M-ASC	1.25(D+L)-SX	-201	35	18	2	8	107
Story5	M-ASC	1.25(D+L)-SX	-286	-54	5	-37	-5	-148
Story5	M-ASC	1.25(D+L)+SY	-228	34	130	132	161	15
Story5	M-ASC	1.25(D+L)+SY	-258	-53	-106	-168	-159	-56
Story5	M-ASC	1.25(D+L)-SY	-228	34	130	132	161	15
Story5	M-ASC	1.25(D+L)-SY	-258	-53	-106	-168	-159	-56
Story5	M-ASC	0.9D+SX	-105	39	13	10	7	116
Story5	M-ASC	0.9D+SX	-190	-50	0	-29	-6	-139
Story5	M-ASC	0.9D-SX	-105	39	13	10	7	116
Story5	M-ASC	0.9D-SX	-190	-50	0	-29	-6	-139
Story5	M-ASC	0.9D+SY	-133	38	124	140	161	24
Story5	M-ASC	0.9D+SY	-162	-49	-112	-160	-159	-47
Story5	M-ASC	0.9D-SY	-133	38	124	140	161	24
Story5	M-ASC	0.9D-SY	-162	-49	-112	-160	-159	-47

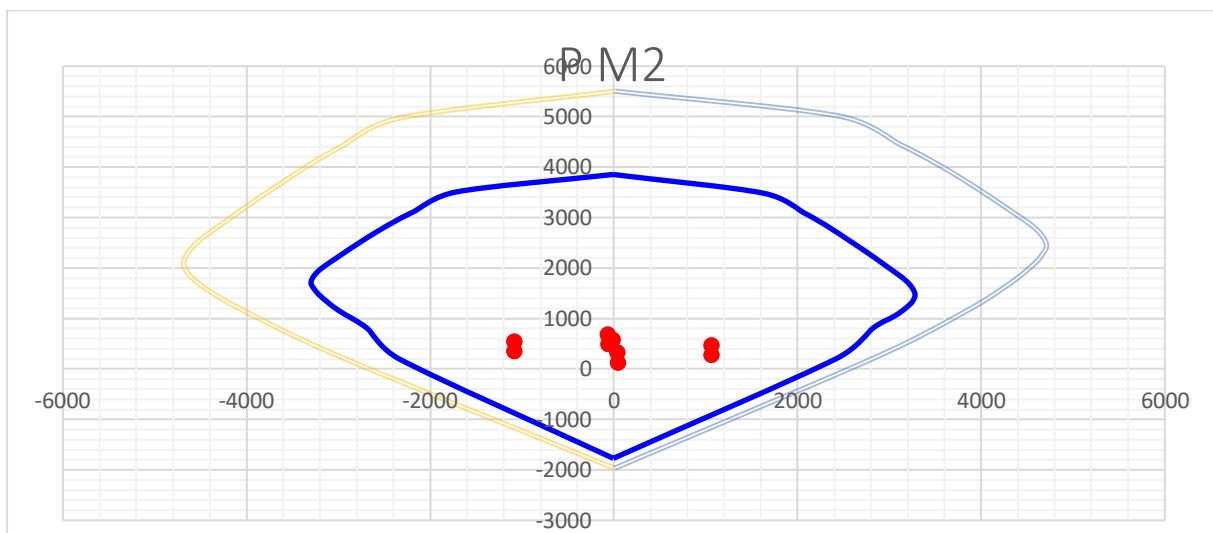
PISO 1

M33				M22			
0°		180°		90°		270°	
Pn	Mn	Pn	Mn	Pn	Mn	Pn	Mn
3854	478	3854	478	3854	-9	3854	-9
3490	1844	3854	-1110	3481	1635	3508	-1717
2777	2491	3661	-1488	3084	2080	3116	-2181
2551	2659	3446	-1798	2819	2333	2923	-2386
2309	2809	3216	-2101	2539	2568	2725	-2576
2040	2950	2960	-2406	2313	2754	2504	-2770
1736	3086	2674	-2724	2055	2954	2252	-2978
1383	3226	2344	-3073	1750	3180	1952	-3212
1082	3250	2079	-3246	1516	3275	1732	-3297
874	3149	1880	-3263	1351	3257	1580	-3262
688	2977	1671	-3205	1211	3181	1424	-3183
484	2741	1419	-3080	1051	3059	1164	-3002
236	2689	1059	-2842	809	2821	802	-2684
-352	2067	10	-2462	213	2432	198	-2337
-1771	-486	-1771	-486	-1771	-6	-1771	-6

DIRECCION 2 "X"



DIRECCION 3 "Y"



DISEÑO A CORTE POR CAPACIDAD NTE E.060

$$\phi = 0.85$$

$$0.5R_0 = 3$$

Direccion	X	Y	3	3	5	5
Vu (ton)	193.91	147.79	103.96	180.01	53.66	16.42
Mu	1805	1062	1300	400	148	161
Mn	3800	2400	2500	900	2000	2000
Mn/Mu	2.10	2.26	1.92	2.25	3.00	3.00
Redundancia	1	1	1	1	1	1
bw	50	40	50	40	50	40
f'c	280	280	210	280	210	210
Lm (cm)	320	285	320	285	520	520
d	256	228	256	228	416	416
Acv	12800	11528.25	16128	11400	20800	16640
V DISEÑO (ton)	408.17	333.99	199.92	404.78	160.98	49.26
Vc	113.52	102.24	123.87	101.10	159.75	127.80

$\phi V_{n_{max}}$	473.35	341.06	413.21	421.58	666.14	532.91
Verificacion	Diseñar	Diseñar	Diseñar	Diseñar	Diseñar	Diseñar
Av	5/8"	1/2"	1/2"	5/8"	1/2"	1/2"
	@	@	@	@	@	@
	10.0 cm	10.0 cm	20.0 cm	10.0 cm	20.0 cm	20.0 cm
#ramas	2	2	2	2	2	2
pt	0.0079	0.0063	0.0025	0.0099	0.0025	0.0032
fy	4200	4200	4200	4201	4200	4200
Vs	425.78	304.04	170.69	474.12	221.89	221.89
Vn	539.30	406.28	294.56	575.23	381.65	349.70
ϕV_n	458.40	345.34	250.37	488.94	324.40	297.24
D/C	0.89	0.97	0.80	0.83	0.50	0.17

Anexo 5 Diseño de losa aligerada

Durante el proceso de metrado de cargas, se realizaron estimaciones precisas de los distintos elementos para determinar las cargas aplicadas en la estructura. La altura de la losa se estableció en 20.00 cm, mientras que la sobrecarga se fijó en 0.20 tn/m². Se consideró un ancho tributario de 0.40 m y se tuvieron en cuenta los pesos de los acabados y la losa, los cuales se estimaron en 0.10 tn/m² y 0.30 tn/m², respectivamente. Además, se consideró el peso de la tabiquería con un valor de 0.12 tn/m².

Con relación a las cargas muertas, se incluyeron los pesos de la losa, los acabados y la tabiquería, los cuales se estimaron en 0.12 tn/m, 0.04 tn/m y 0.05 tn/m, respectivamente. Esto resulta en una carga muerta total de $WD = 0.21 \text{ tn/m}$.

En cuanto a las cargas vivas, se consideró una sobrecarga de 0.08 tn/m y una carga viva $WL = 0.08 \text{ tn/m}$. La carga total calculó como $WU = 1.4WD + 1.7WL$, lo cual resulta en un valor de 0.427 tn/m . se procede a modelar la vigueta para obtener los diagramas de Fuerza cortante y momento flector.

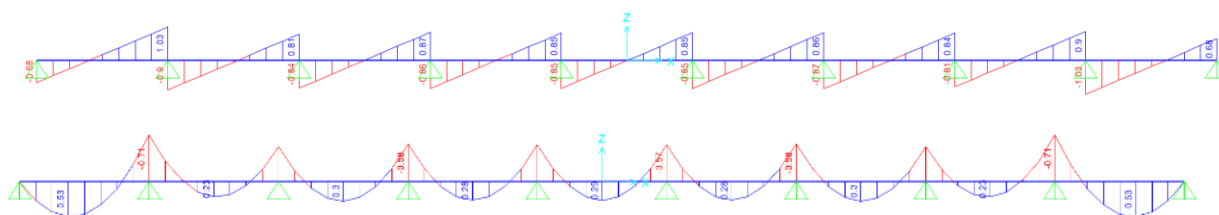


Diagrama de fuerza cortante y momento flector

Fuente: Etabs

Efectuando el diseño por flexión el acero positivo calculado es de 1/2" y el acero negativo de 1/2", el diseño a corte cumple ya que ϕV_c es 1.11 tonf y el cortante último es de 1.03 tonf. el control de la deflexión es correcto ya que el límite de deflexión $l/360$ para una luz efectiva de 3.5m es de 0.0100m y la deflexión calculada es de 0.0032m.

Además, es importante destacar que, en el caso de las losas, la norma E.060 establece la necesidad de incorporar refuerzo mínimo para contrarrestar los efectos de retracción y temperatura. En este sentido, se asigna un refuerzo de acero con diámetro de 1/4" y una separación de 0.25 m, cumpliendo así con los requisitos normativos.

Anexo 6 Diseño de losa maciza

No se está aplicando el método directo porque Deben existir un mínimo de tres paños continuos en cada dirección según 13.6.1.1 de la E060.

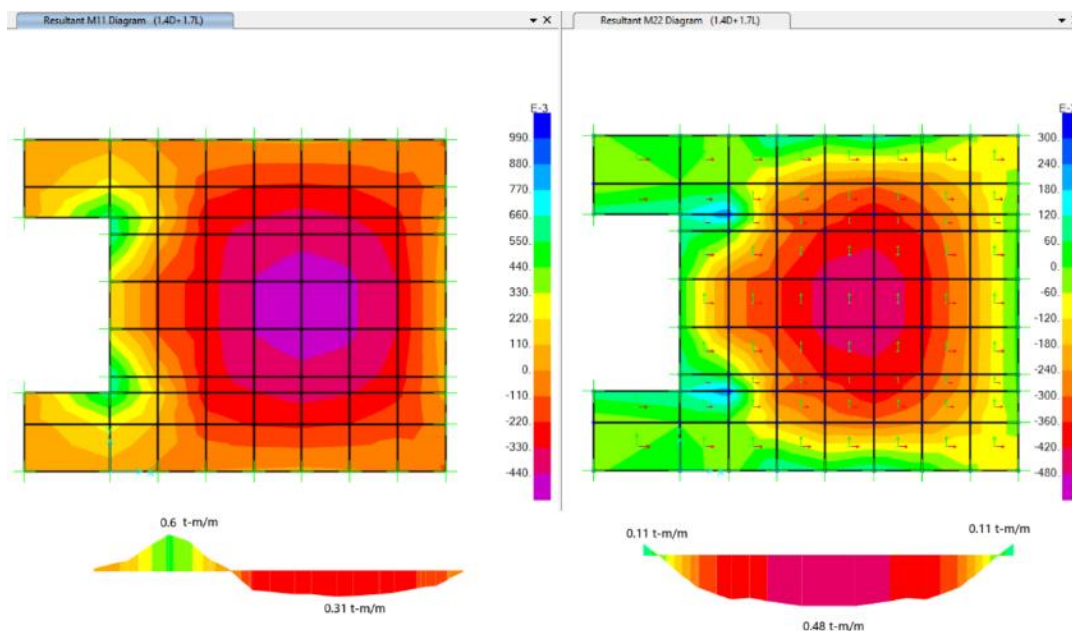
Datos generales:

$$f'c = 210 \frac{kg}{cm^2}$$

$$fy = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\beta = 0.85$$

$$\phi = 0.9$$



Diagramas de Momentos M11 y M22

Mu 11 (X) 0.60 tonf
Mu 22 (Y) 0.48 tonf

b	100 cm	As 11	0.94
h	20 cm	As 22	0.75
r (-)	3 cm	Asmin (-)	3.6 cm ² /m
r (+)	3 cm	Asmin (+)	3.6 cm ² /m
d (-)	17 cm	Asmáx (-)	27.1 cm ² /m
d (+)	17 cm	Asmáx (+)	27.1 cm ² /m
a (-)	0.20 cm	As final 11	3.6 cm ² /m
a (+)	0.05 cm	As final 22	3.6 cm ² /m

La norma E060 en 10.5.4 nos dice que cuando se distribuyan dos capas, la cuantía mínima debe ser 0.0012, en este proyecto se ha considerado usar 0.0018 en ambas caras de losa.

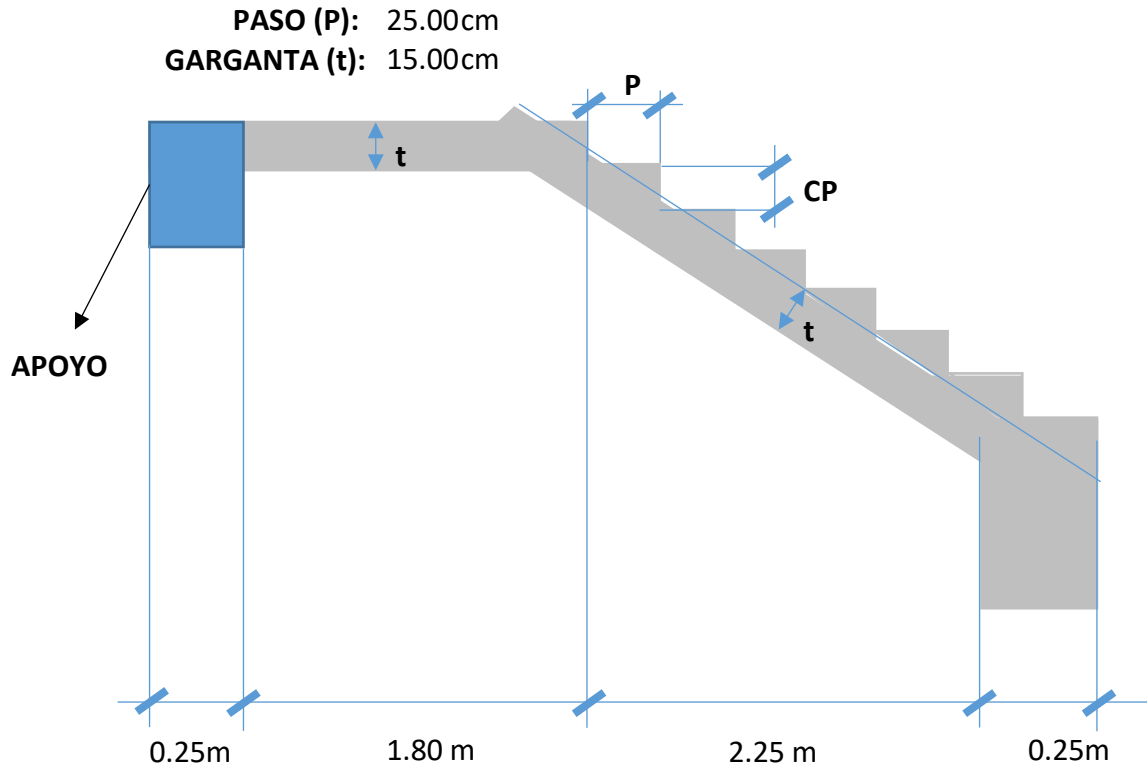
M11, Dirección X se obtiene barras de 3/8" cada 20cm en ambas caras.

M22, Dirección Y se obtiene barras de 3/8" cada 20cm en ambas caras.

La verificación por corte debe satisfacer que $V_u \leq \phi V_c$, $\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$

$V_u = 1.5 \text{ tonf}$, $\phi V_c = 11.10 \text{ tonf}$, entonces es correcto. El límite de deflexión $l/360$ resulta $0.013m$, la deflexión actuante es de $0.0006m$, entonces cumple.

Anexo 7 Diseño de escalera



Datos

$$\cos(\theta) = \frac{P}{\sqrt{P^2 + CP^2}}$$

$$\theta = 0.611 \text{ rad}$$

Predimensionamiento

Espesor de la escalera

$$\frac{Ln}{25} < t < \frac{Ln}{20}$$

$$16 < t < 20$$

$$t = 0.175$$

$$hm = h + \frac{CP}{2} = \frac{t}{\cos \theta} + \frac{CP}{2}$$

$$hm = \frac{t}{\cos(\theta)} + \frac{CP}{2} = \frac{15}{0.8192} + 8.75 = 0.3011 \text{ m}$$

Metrado de cargas

Para la escalera

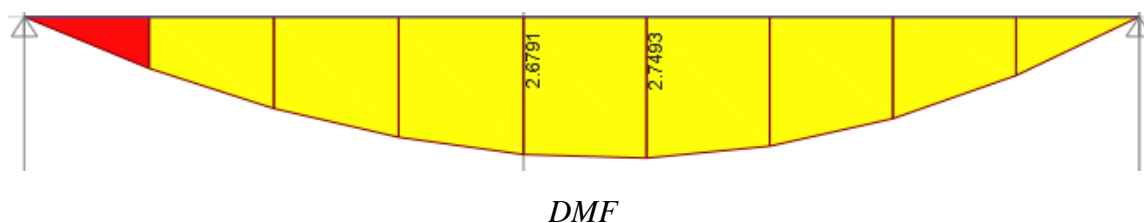
Tipo	Detalle	Peso Especifico	Altura	Ancho	Total	1.4CM++1.7CV

CM	P.P	2400 Kg/m ³	0.30 m	0.90 m	650.41 Kg/m	1343 kg/m
	Acabados	100 Kg/m ²	-	0.90 m	90.00 Kg/m	
CV	S/C	200 Kg/m ²	-	0.90 m	180.00 Kg/m	

Para el descanso

Tipo	Detalle	Peso Especifico	Altura	Ancho	Total	1.4CM++1.7CV
CM	P.P	2400 Kg/m ³	0.18 m	0.90 m	378.00 Kg/m	961 Kg/m
	Acabados	100 Kg/m ²	-	0.90 m	90.00 Kg/m	
CV	S/C	200.00 Kg/m	-	0.90 m	180.00 Kg/m	

Diagrama de momentos



El momento ultimo será igual a: $M_u = 2.74 \text{ Tn.m}$

Diseño del refuerzo a flexión

Determinando el Peralte Efectivo.

$$d = t - (r + \emptyset/2) = 17.5 - (2.5 + 1.27 / 2) = 14.37 \text{ cm}$$

Determinando el Refuerzo de Acero.

<u>Para Momento Positivo:</u>	<u>Para Momento Negativo:</u>	<u>Para As de Temperatura:</u>
b = 90.00 cm	As (-) = 1.78 cm ²	As temp = 3.15 cm ²
d = 14.37 cm	control Colocar As min	As temp = 1.58 cm ²
a = 1.40 cm	As (-) = 2.33 cm ²	s = 45.2 cm
As (+) = 5.34 cm ²	S = 27.56 cm	s max = 87.5 cm
control OK!	S max = 52.50 cm	s max = 22.6 cm
As (+) = 5.34 cm ²	S max = 45.00 cm	S = 22.6 cm
S = 21.34 cm	S = 27.56 cm	
# Varillas = 5	# Varillas = 4	
As min = 2.33 cm ²	Φ = 3/8	
Φ = 1/2	As = 0.71 cm ²	Φ = 3/8
As = 1.27 cm ²		As = 0.71 cm ²
USAR = 1/2 @0.20	USAR = 3/8@0.25	USAR = 3/8 @0.20

Verificación por corte

$$V_{ud} = V_{max.} - (w_u)(d) = 3.582 - 1.806 (0.119) = 3.368 \text{ Tn}$$

$$V_{ud}' = V_{ud} (\cos(\theta)) = 3.368 (0.819) = 2.759 \text{ Tn}$$

$$V_n = V_{ud}' / \phi = \frac{2.759}{0.85} = 3.246 \text{ Tn}$$

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

$$0.53 (\sqrt{210}) (130) (11.865) = 11846.679 \text{ kg} = 11.846679 \text{ Tn}$$

$V_n < V_c$ (cumple, el concreto absorbe el corte)

Anexo 8 curva de capacidad del modelo diseñado y optimizado

Modelo Diseñado

STEP	PUSHOVER(X+)		PUSHOVER(X-)		PUSHOVER(Y+)		PUSHOVER(Y-)	
	Despl. (cm)	V (tonf)	Despl. (cm)	V (tonf)	Despl. (cm)	V (tonf)	Despl. (cm)	V (tonf)
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	1.62	478.58	-2.00	571.38	1.52	363.77	-1.54	355.46
2	4.09	965.04	-2.57	691.69	3.52	691.58	-3.54	676.27
3	6.09	1279.74	-6.10	1295.00	5.52	889.57	-5.54	872.15
4	9.09	1717.50	-9.44	1802.82	7.52	1056.82	-7.54	1039.78
5	11.12	1939.40	-11.49	2029.30	9.52	1198.20	-9.54	1177.76
6	13.12	2107.62	-11.55	2032.31	11.52	1331.37	-11.54	1313.88
7	15.19	2231.62	-13.60	2198.93	13.52	1441.68	-13.54	1425.49
8	17.30	2326.51	-15.66	2320.66	15.52	1538.91	-15.54	1524.87
9	19.51	2407.26	-17.78	2404.17	17.52	1636.98	-17.54	1621.65
10	21.92	2480.80	-19.77	2450.56	19.52	1707.54	-19.54	1693.28
11	23.92	2537.76	-21.53	2472.00	21.52	1766.00	-21.54	1746.12
12	25.92	2590.40	-21.88	2474.66	23.52	1828.80	-23.54	1797.51
13	27.92	2640.62	-22.04	2475.42	25.52	1885.25	-25.54	1864.22
14	30.92	2707.34	-24.79	2510.76	27.52	1938.87	-27.54	1916.16
15	32.92	2744.26	-26.79	2546.57	29.52	1989.46	-29.54	1965.28
16	33.73	2758.83	-28.79	2581.11	31.52	2031.99	-31.54	2007.46
17	33.79	2758.64	-30.79	2615.91	33.52	2082.12	-33.54	2044.01
18	34.79	2775.18	-32.79	2654.46	35.52	2108.01	-35.54	2080.76
19	35.04	2772.19	-34.79	2686.84	37.52	2145.27	-37.35	2115.33
20	35.07	2770.64	-34.82	2680.55	39.52	2180.43		
21	35.20	2758.10	-34.88	2680.76	41.52	2213.00		
22	35.34	2723.87	-34.92	2679.46	43.52	2241.76		
23	35.59	2714.09	-34.93	2677.37	45.52	2265.37		
24	35.84	2718.67	-35.06	2672.29	47.52	2271.68		
25	37.03	2751.34	-35.09	2669.99	49.52	2286.69		
26	37.09	2750.73	-35.12	2663.20	51.52	2284.42		
27	37.59	2760.34	-35.24	2645.50	53.52	2305.68		
28	37.66	2758.73	-35.49	2627.04	54.52	2321.74		
29	37.94	2762.60	-35.74	2631.03				

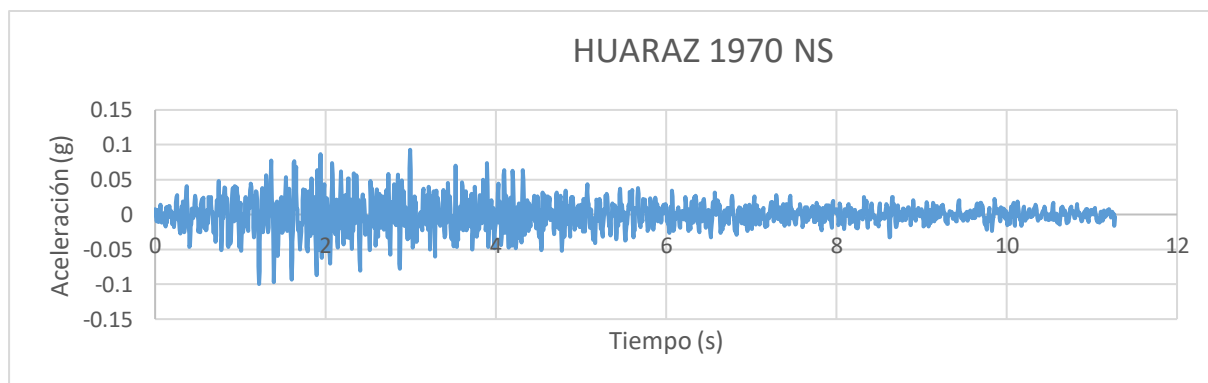
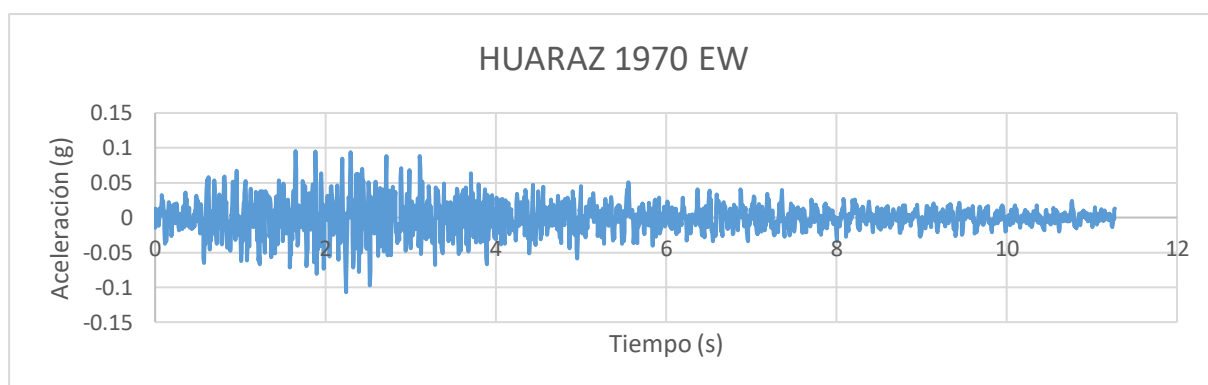
30	37.95	2762.63	-36.67	2660.47
31	38.02	2763.48	-37.67	2681.30
32	38.10	2752.40	-38.67	2689.77
33	38.60	2761.66	-40.67	2720.08
34	39.25	2766.92	-42.67	2753.75
35	39.38	2765.54	-42.78	2755.48
36	40.50	2774.84	-42.79	2755.49
37	42.50	2761.87	-42.79	2755.50
38	43.00	2762.96		
39	43.38	2765.71		
40	43.535	2766.458		

Modelo optimizado

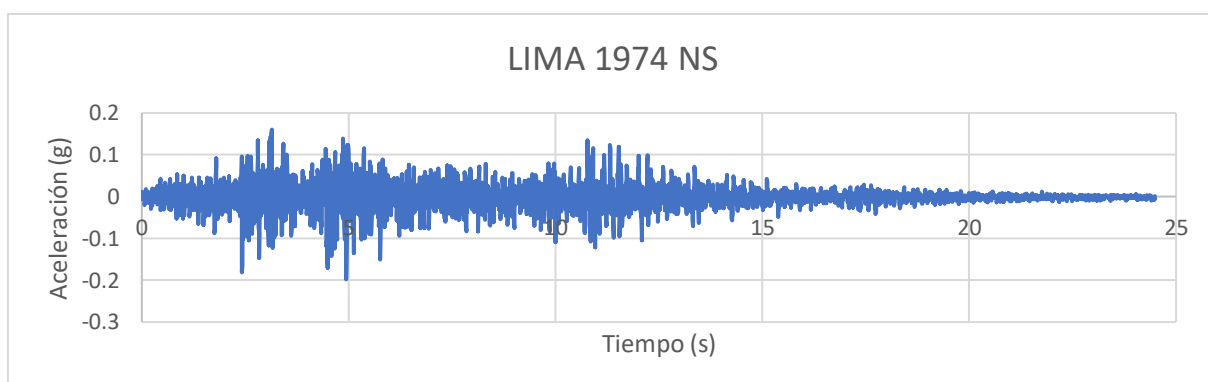
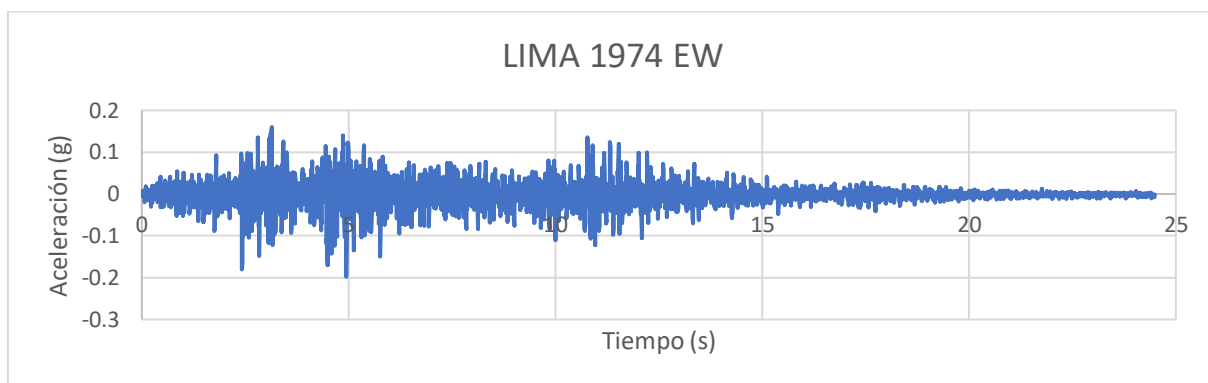
STE P	PUSHOVER(X+)		PUSHOVER(X-)		PUSHOVER(Y+)		PUSHOVER(Y-)	
	Despl. (cm)	V (tonf)	Despl. (cm)	V (tonf)	Despl. (cm)	V (tonf)	Despl. (cm)	V (tonf)
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	-2.00	557.19	1.61	458.70	-2.00	407.41	2.00	407.19
2	-2.64	693.85	3.74	896.22	-2.41	475.83	2.37	470.18
3	-5.09	1114.92	5.75	1206.58	-4.61	732.91	5.04	775.50
4	-7.09	1429.78	8.43	1580.24	-6.11	862.82	7.53	963.31
5	-9.09	1712.59	8.77	1622.71	-8.32	1012.29	9.76	1113.08
6	-10.79	1880.30	8.79	1623.90	-10.40	1146.61	11.77	1227.68
7	-10.85	1883.83	10.81	1824.44	-12.41	1258.97	13.83	1333.06
8	-12.91	2045.54	12.82	1974.64	-14.02	1338.65	14.08	1345.31
9	-15.04	2157.68	14.33	2051.74	-14.04	1333.22	14.10	1339.02
10	-15.29	2169.33	16.62	2140.16	-14.23	1323.49	14.27	1326.16
11	-15.34	2169.45	19.07	2218.00	-14.35	1313.65	14.31	1320.33
12	-17.40	2252.84	21.07	2273.62	-16.55	1429.34	14.35	1317.86
13	-19.86	2330.08	23.07	2326.78	-19.23	1541.88	16.45	1428.85
14	-21.86	2383.80	25.07	2376.86	-21.23	1606.90	18.65	1525.75
15	-23.86	2434.67	27.07	2424.68	-23.23	1662.48	20.65	1598.10
16	-25.86	2480.69	29.07	2468.93	-25.23	1713.24	22.65	1657.35
17	-27.86	2520.71	31.07	2509.59	-27.23	1761.66	24.65	1710.67
18	-29.86	2558.18	33.07	2546.82	-29.23	1807.54	26.65	1761.88
19	-31.86	2592.53	33.57	2555.81	-31.23	1849.36	28.65	1810.18
20	-32.86	2605.73	33.82	2557.92	-33.23	1887.60	30.65	1854.76
21	-32.86	2606.23	33.82	2557.90	-35.23	1919.11	32.65	1894.69
22	-32.87	2606.04	33.82	2557.87	-37.23	1953.22	34.65	1931.90
23	-32.87	2605.92	33.82	2557.25	-39.23	1984.99	36.65	1967.22
24	-32.88	2605.32	33.83	2556.70	-42.23	2025.94	38.65	1999.48
25	-32.88	2605.56	33.83	2556.68	-44.23	2055.31	40.21	2023.09
26	-32.89	2605.52	33.83	2556.65	-46.79	2085.21	40.28	2023.07
27	-32.89	2605.53	33.83	2556.64	-50.29	2125.82	41.28	2032.90
28	-32.89	2605.32	33.83	2556.60	-50.54	2127.95	43.28	2063.82
29	-32.89	2605.30	33.83	2556.55	-52.54	2129.29	45.28	2092.45
30	-32.89	2605.23	33.83	2556.54	-54.54	2149.05	47.28	2119.14

31	-32.95	2607.75	33.84	2556.54	-56.54	2171.63	49.28	2137.73
32	-32.95	2607.76	33.84	2556.49	-58.54	2193.83	49.40	2139.11
33	-32.96	2608.01	33.84	2556.50	-61.02	2216.80	49.96	2141.39
34	-33.01	2608.83	33.84	2556.44	-62.26	2226.28	51.96	2156.29
35			33.84	2556.48	-62.26	2225.91	53.96	2181.83
36			33.84	2556.50	-62.33	2225.73	55.96	2203.33
37			33.84	2556.51	-62.39	2225.91	57.96	2224.91
38			33.84	2556.47	-62.89	2225.88	58.71	2232.39
39			33.84	2556.48			59.21	2235.44
40			33.84	2556.49			59.24	2235.53
41			33.85	2556.50			60.82	2249.50

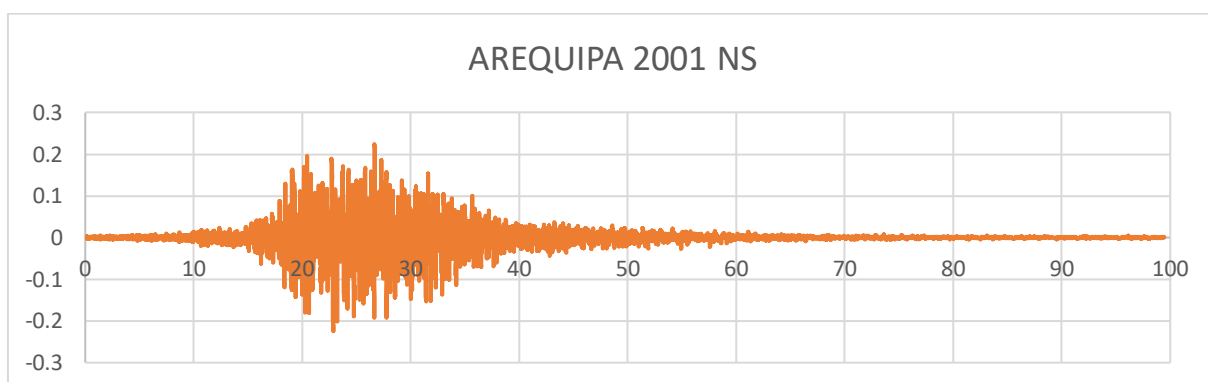
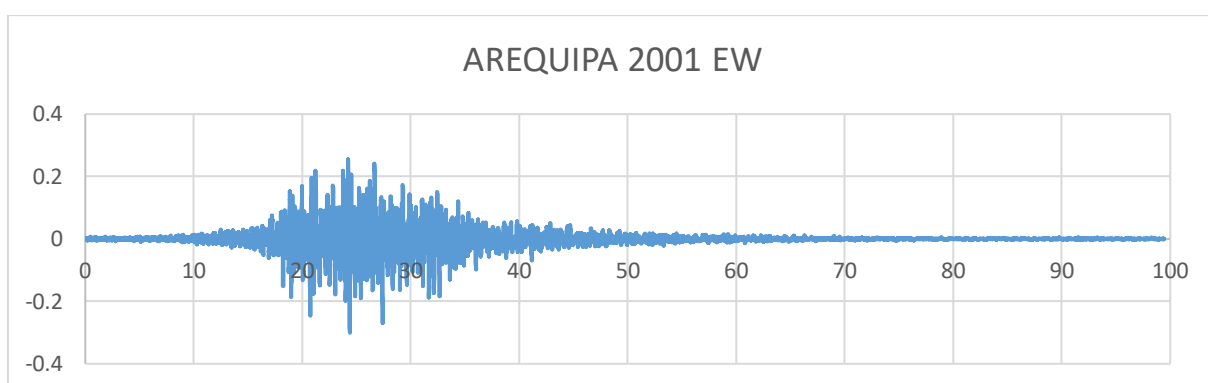
Anexo 9 Selección y corrección de registros sísmicos



Registro sísmico Huaraz 1970, Fuente CISMID

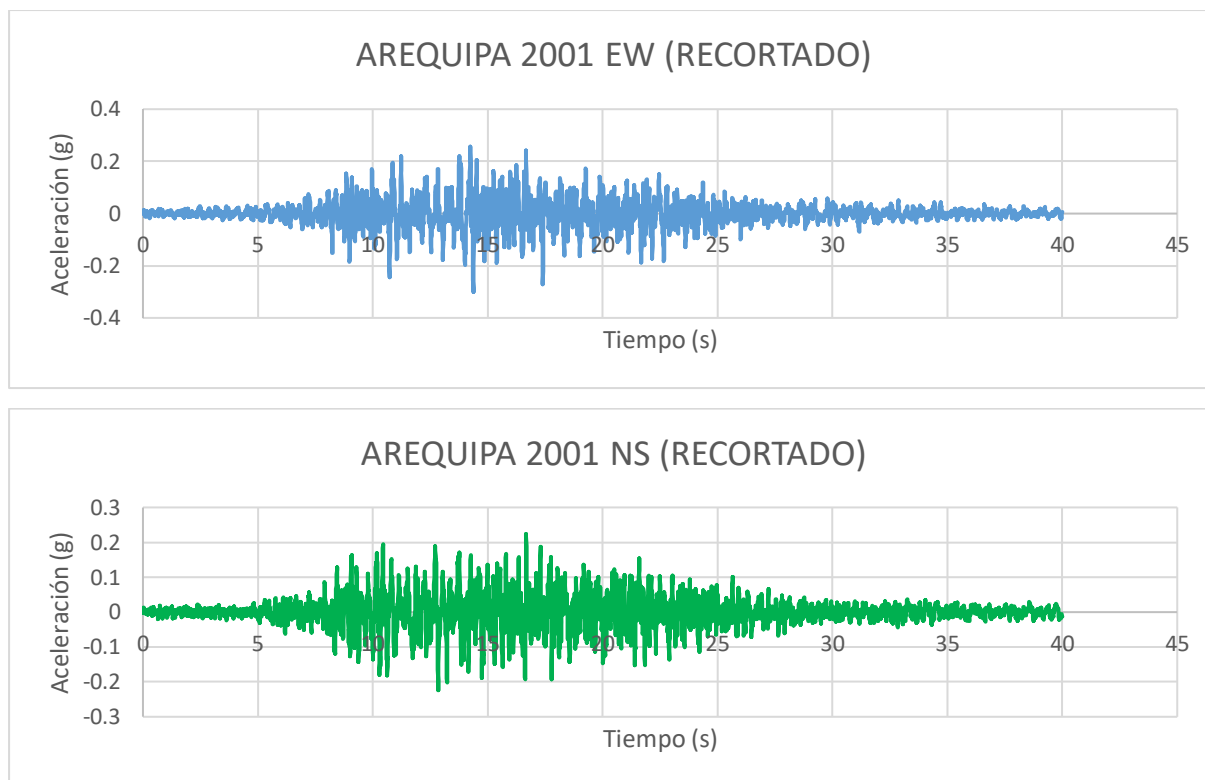


Registro sísmico Lima 1974, Fuente CISMID



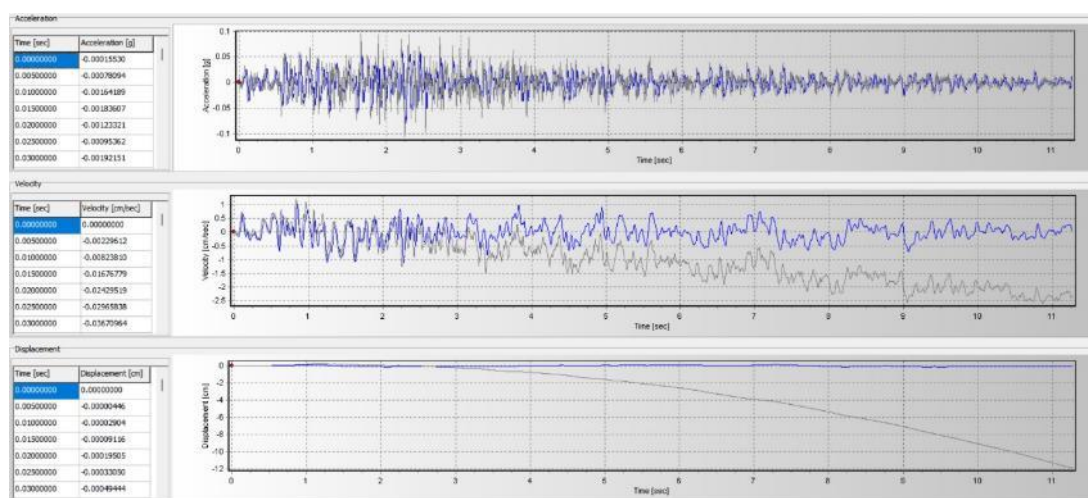
Registro sísmico Arequipa 2001, CISMID

Después de haber seleccionado los registros sísmicos se recortará solamente el registro de Arequipa 2001 del segundo 10 al segundo 50, quedando de la siguiente manera.



Registro sísmico Arequipa 2001, Recortado, Fuente: Propia

Luego se realizó una corrección para los tres sismos en la dirección X-X e Y-Y por línea base usando el programa SeismoSignal como se observa a continuación.



*Imagen 11 Corrección por Línea base, sismo Huaraz 1970 EW
Fuente: SeismoSignal*

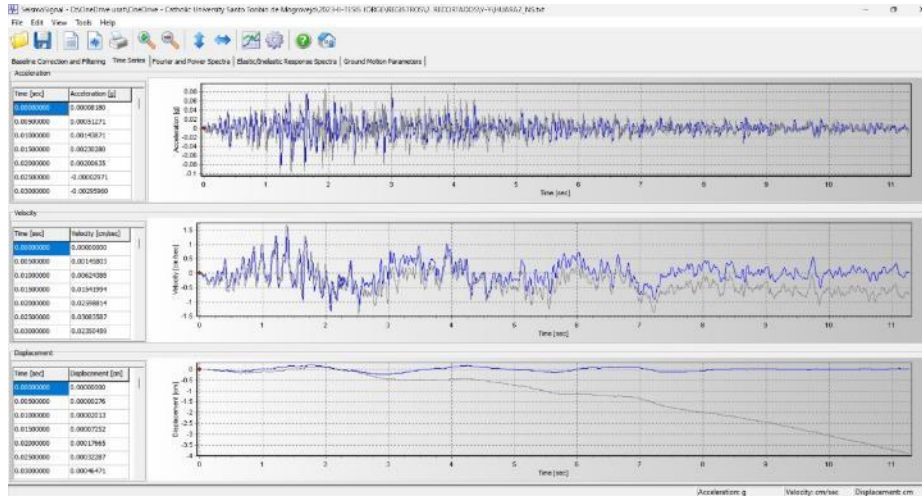


Imagen 12 Corrección por Línea base, sismo Huaraz 1970 NS

Fuente: SeismoSignal

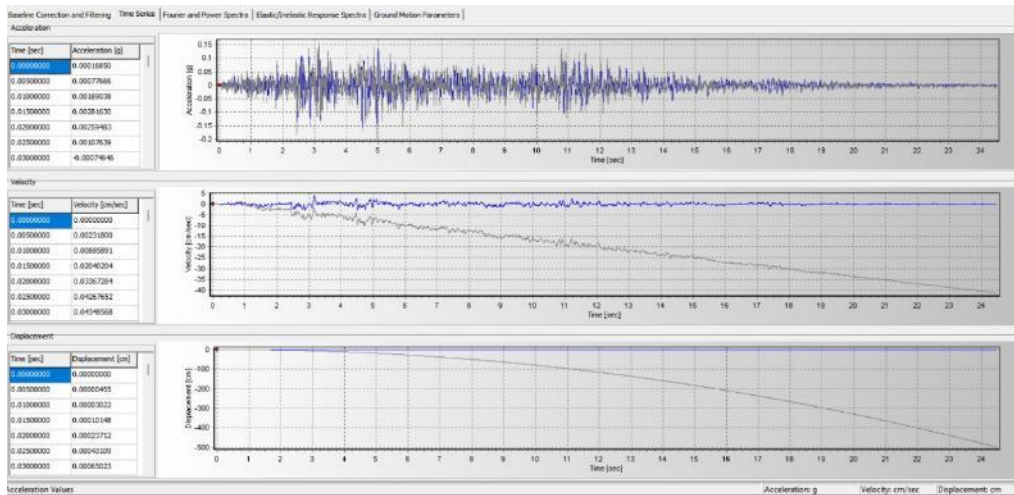


Imagen 13 Corrección por Línea base, sismo Lima 1974 EW

Fuente: SeismoSignal

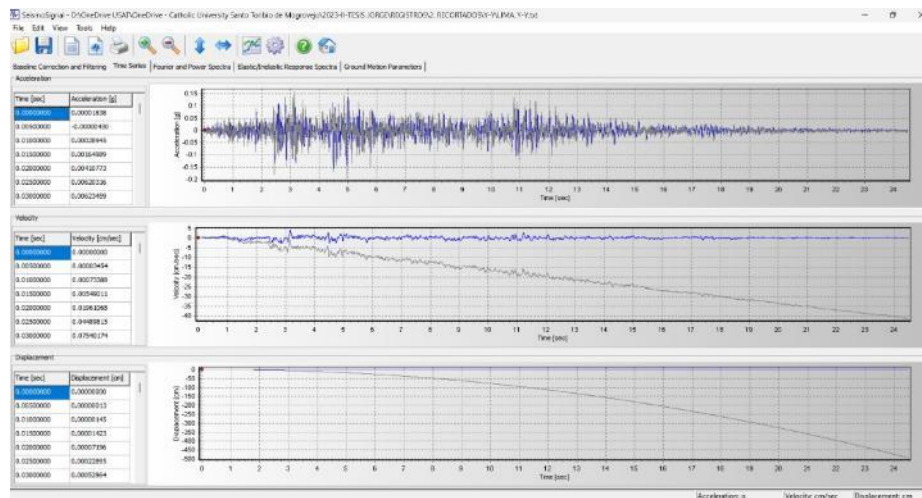
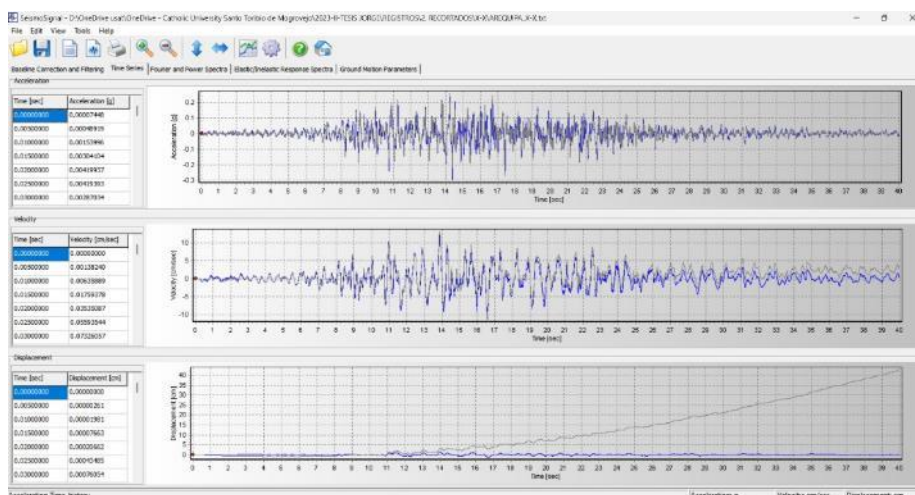
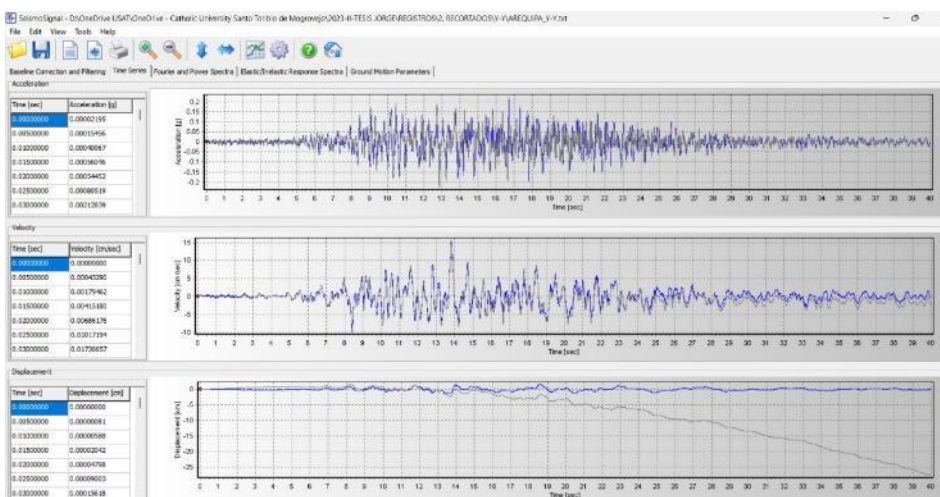


Imagen 14 Corrección por Línea base, sismo Lima 1974 NS

Fuente: SeismoSignal



*Imagen 15 Corrección por Línea base, sismo Arequipa 2001 EW
Fuente: SeismoSignal*

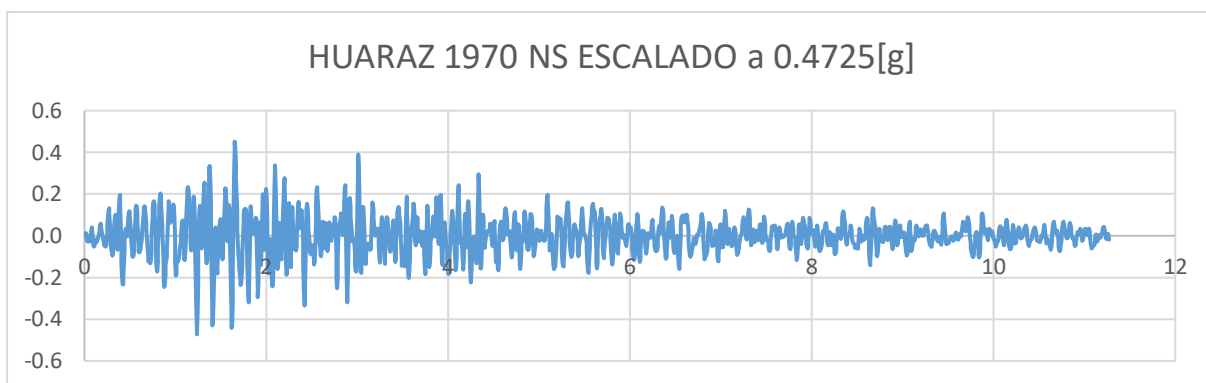
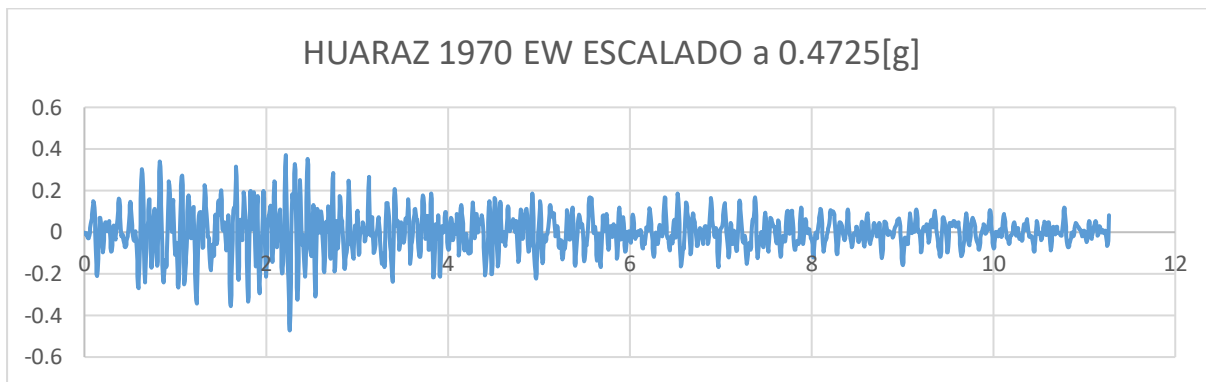


*Imagen 16 Corrección por Línea base, sismo Arequipa 2001 NS
Fuente: SeismoSignal*

Una vez tenemos los acelerogramas corregidos por línea base procedemos a escalarlos a la aceleración de $Z*U*S*g$, el valor de $Z=0.45$, $U=1$, $S=1.01$, entonces se escalará a $0.4725g$.

Sismo Huaraz 1970

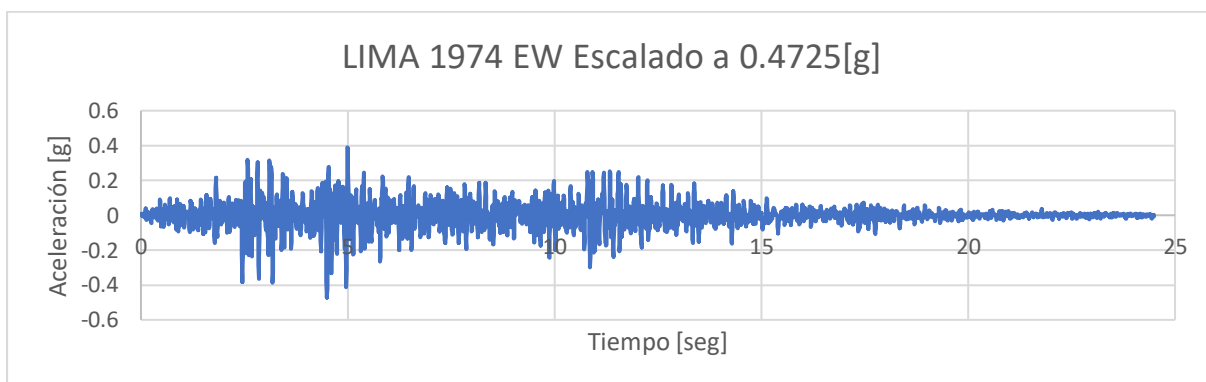
	Z	U	S	PGA	F.E.
X	0.45	1	1.05	0.07878091	5.99764588
Y	0.45	1	1.05	0.08004885	5.9026457

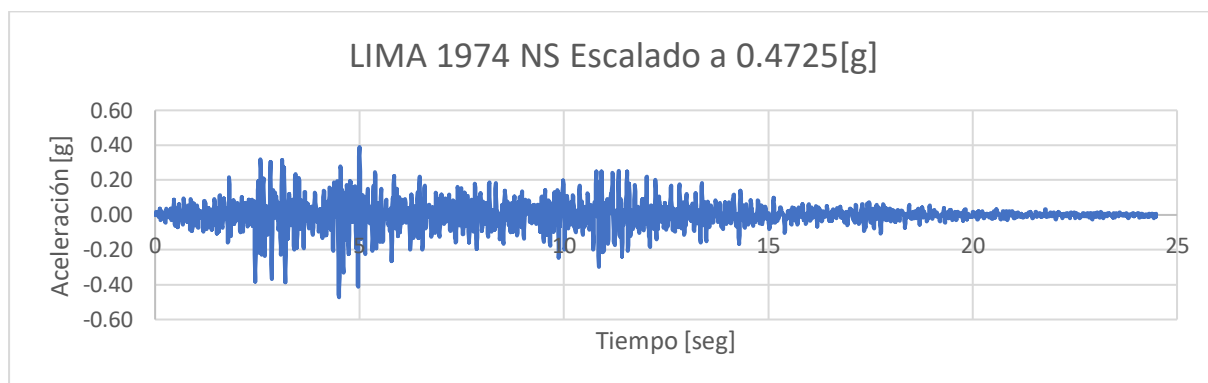


Registro sísmico Huaraz 1970, escalado a 0.4725g

Sismo Lima 1974

	Z	U	S	PGA	F.E.
X	0.45	1	1.05	0.16151691	2.92539029
Y	0.45	1	1.05	0.16150774	2.92555639

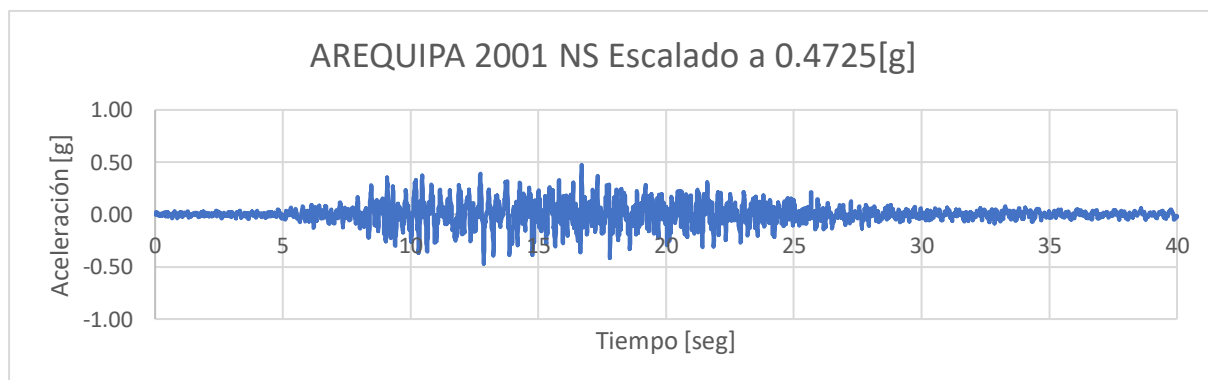
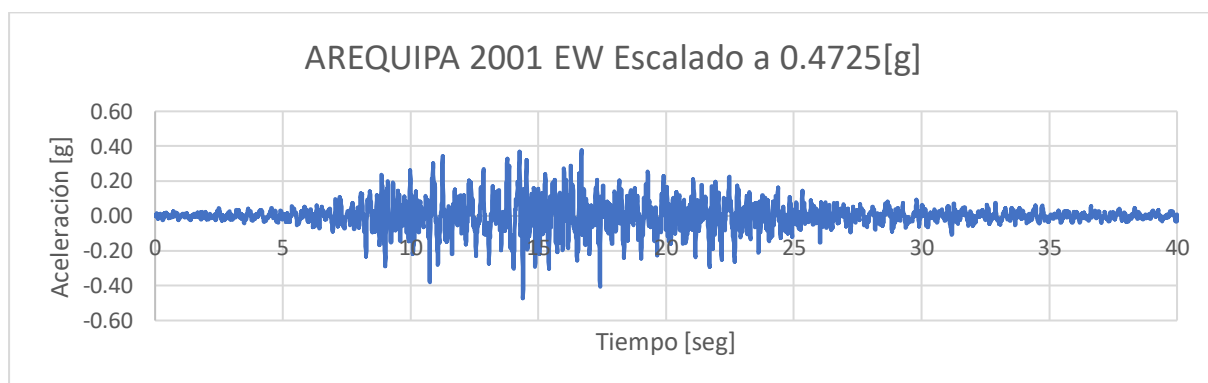




Registro sísmico Lima 1974, escalado a 0.4725g

Sismo Arequipa 2001

	Z	U	S	PGA	F.E.
X	0.45	1	1.05	0.29829745	1.5839894
Y	0.45	1	1.05	0.22634703	2.08750254



Registro sísmico Arequipa 2001, escalado a 0.4725g

La compatibilización de los espectros se llevó a cabo utilizando el programa SeismoMatch, que facilitó la obtención de acelerogramas ajustados al espectro objetivo. Estos registros

modificados se emplearon como las señales de entrada en el análisis no lineal de tipo tiempo historia.

Luego, se introdujo un espectro elástico con un factor de reducción de ductilidad $R=1$ y se definieron los límites mínimos de período ($0.2T$ y $1.5T$) que el espectro de aceleraciones de los registros sísmicos debe abarcar.

Periodo	X	Y
T	0.4960	0.5840
$0.2T$	0.0992	0.1168
$1.5T$	0.7440	0.8760

El análisis realizado por el programa determino que los tres acelerogramas convergen.

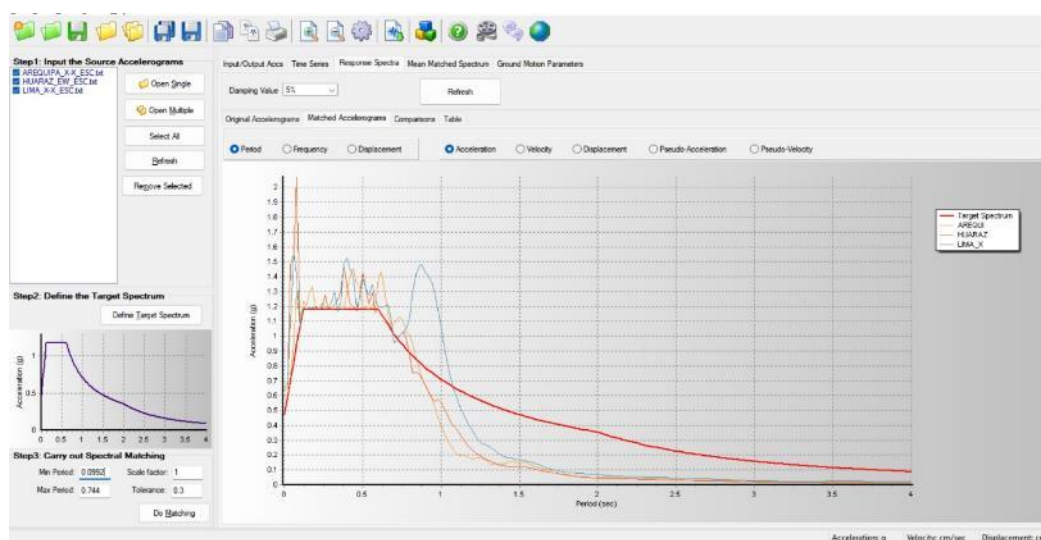


Imagen 17 Espectros ubicados en el rango de periodos de $0.2T$ a $1.5T$, Dirección X.

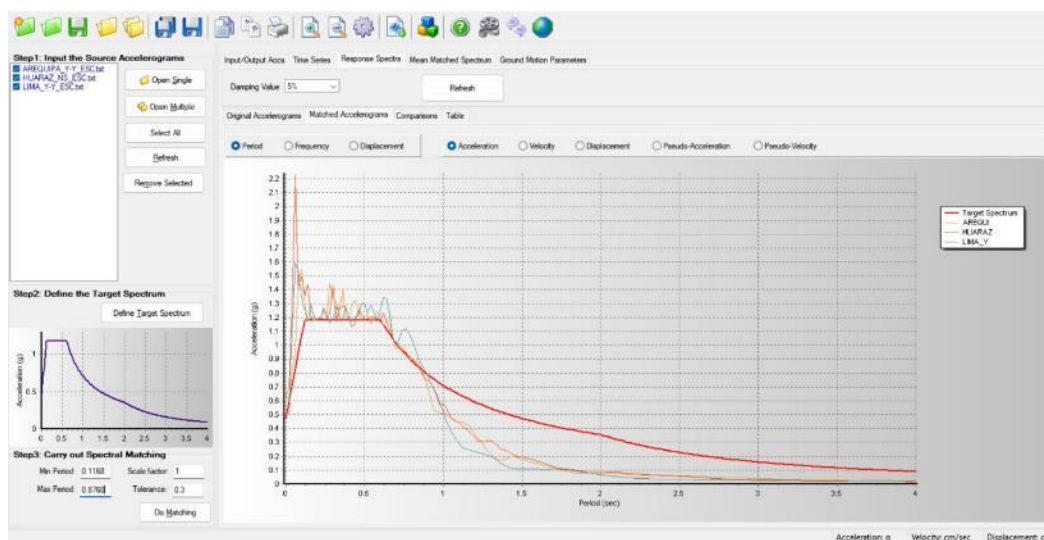


Imagen 18 Espectros ubicados en el rango de periodos de $0.2T$ a $1.5T$, Dirección Y

Anexo 10 Parámetros no lineales

Resistencia esperada para los materiales

Los materiales exhiben una capacidad de resistencia superior a las resistencias nominales establecidas en el diseño.

Tabla A.9.1 — Resistencia esperada de los materiales

Material		Resistencia esperada	
Concreto		$f'_{ce} = 1.3f'_c$ ^[1]	
Acero de refuerzo		Resistencia a la fluencia esperada, f_{ye} , MPa	Resistencia a la tracción esperada, f_{ue} , MPa
A615M	Grado 420	480	730
A706M	Grado 420	475	655
	Grado 550	590	770

^[1] La resistencia esperada f'_{ce} es la resistencia aproximada a un año o más.

Fuente: Apéndice A. ACI 318-19

Table 10-1. Factors to Translate Lower-Bound Material Properties to Expected Strength Material Properties

Material Property	Factor
Concrete compressive strength	1.50
Reinforcing steel tensile and yield strength	1.25
Connector steel yield strength	1.50

Fuente: ASCE 41-17

Table 2. Expected Material Strengths

Material	Expected strength	
Reinforcing Steel	Expected Yield Strength, f_{ye} , ksi	Expected Ultimate Strength, f_{ue} , ksi
A615 Grade 60	70	106
A615 Grade 75	82	114
A706 Grade 60	69	95
A706 Grade 80	85	112
A706 Grade 100	105	To be determined based on tests and documented substantiations
Structural Steel***		
Hot-rolled structural shapes and bars		
ASTM A36/A36M	$1.5f_y^*$	$1.2f_u^{**}$
ASTM A572/A572M Grade 50	$1.1f_y$	$1.1f_u$
ASTM A913/A913M Grade 50, 60, 65 or 70	$1.1f_y$	$1.1f_u$
ASTM A992/A992M	$1.1f_y$	$1.1f_u$
Plates		
ASTM A36/A36M	$1.3f_y$	$1.2f_u$
ASTM A572/A572M Grade 50, 55	$1.1f_y$	$1.2f_u$
Concrete	$f'_{ce} = 1.3f'_c$	

Fuente: LATBSDC 2020

Se utilizaron las especificaciones de la guía LATBSDC 2020 para establecer las propiedades deseadas de los materiales, ya que brinda valores más cautelosos que se adaptan a nuestro entorno. A continuación, se presenta la configuración de los materiales mediante el uso del software ETABS.

The image displays two overlapping windows from the ETABS software interface, showing the configuration of material properties for concrete.

Material Property Data (Top Window):

- General Data:**
 - Material Name: f'c=210 (esperado)
 - Material Type: Concrete
 - Directional Symmetry Type: Isotropic
 - Material Display Color: [Blue swatch] Change...
 - Material Notes: Modify/Show Notes...
- Material Weight and Mass:**
 - Specify Weight Density Specify Mass Density
 - Weight per Unit Volume: 2.4 tonf/m³
 - Mass per Unit Volume: 0.244732 tonf-s³/m⁴
- Mechanical Property Data:**
 - Modulus of Elasticity, E: 2173707 tonf/m²
 - Poisson's Ratio, U: 0.2
 - Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C
 - Shear Modulus, G: 905711.25 tonf/m²

Material Property Design Data (Bottom Window):

- Material Name and Type:**
 - Material Name: f'c=210 (esperado)
 - Material Type: Concrete, Isotropic
 - Grade: [Empty field]
- Design Properties for Concrete Materials:**
 - Specified Concrete Compressive Strength, f_c: 2730 tonf/m²

Imagen 19 Propiedades esperadas para el concreto $f'_{ce}=2730$ tonf/m² [15]

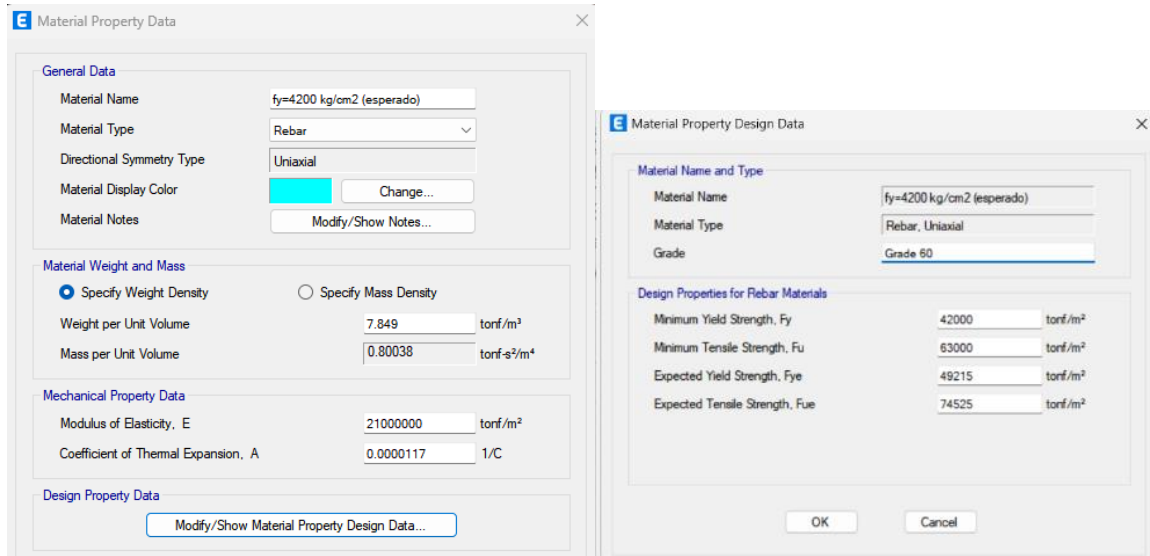


Imagen 20 Propiedades esperadas del acero $f_y=70$ ksi, $f_u=106$ ksi [15]

Características no lineales de los materiales.

Se ha seleccionado el modelo de Mander para representar el comportamiento constitutivo del concreto y el modelo de Park para el acero, ya que son ampliamente utilizados en la ingeniería práctica debido a su eficacia.

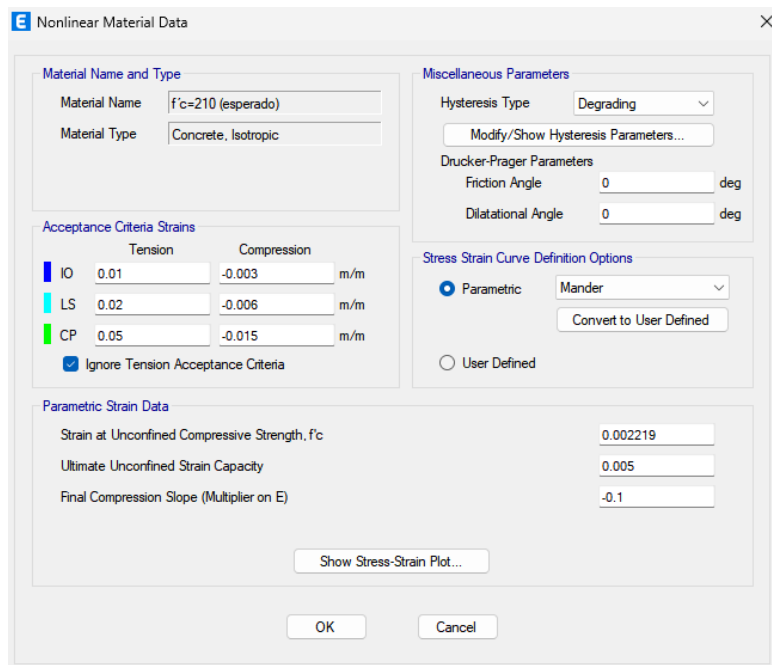


Imagen 21 Características no lineales del concreto y criterios de tolerancia para deformaciones.

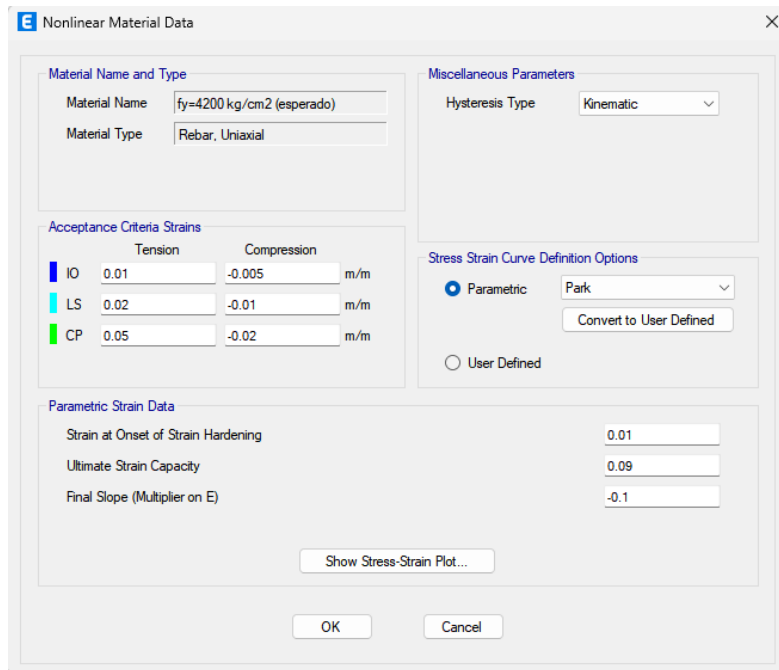


Imagen 22 Características no lineales del acero y criterios de tolerancia de deformaciones

También se asigna refuerzo en elementos estructurales, se disponen las áreas de refuerzo en los extremos de cada tramo de viga, tanto en la zona inicial (I-End) como en la zona final (J-End), así como en la parte superior (Top) e inferior (Bottom).

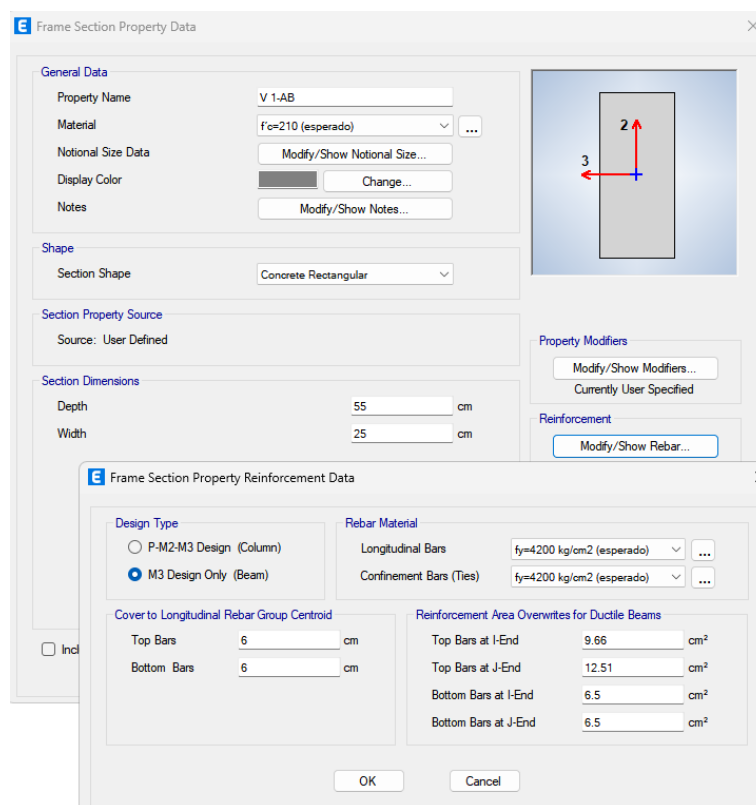


Imagen 23 Distribución del acero de refuerzo en la viga

En el caso de las columnas, se especifica el tipo de barra de confinamiento, el espaciamiento y el número de ramas del acero transversal, tanto en la dirección 2 como en la dirección 3.

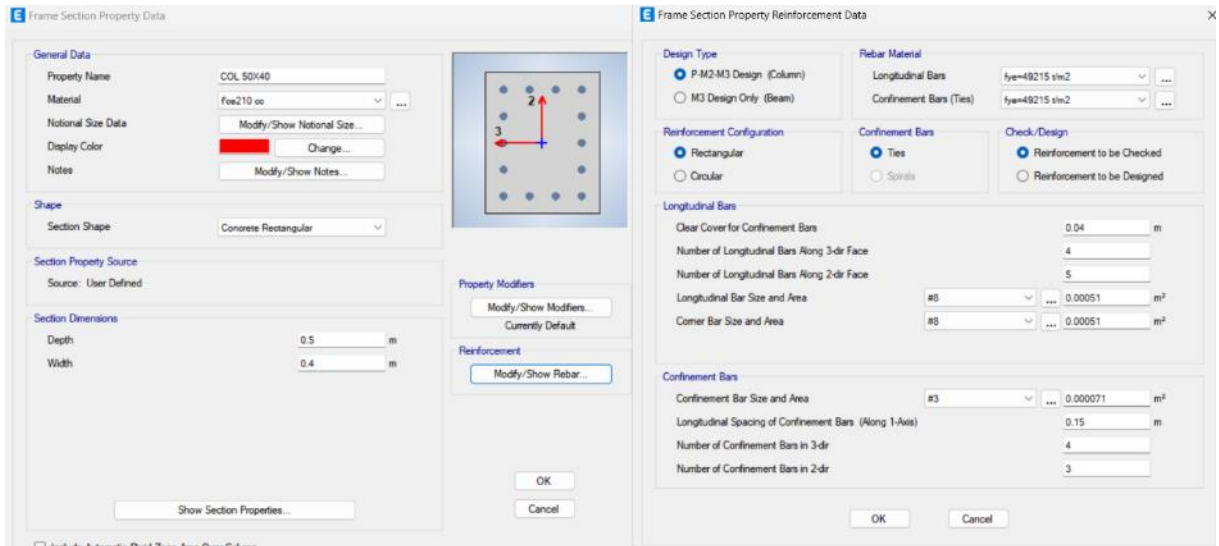
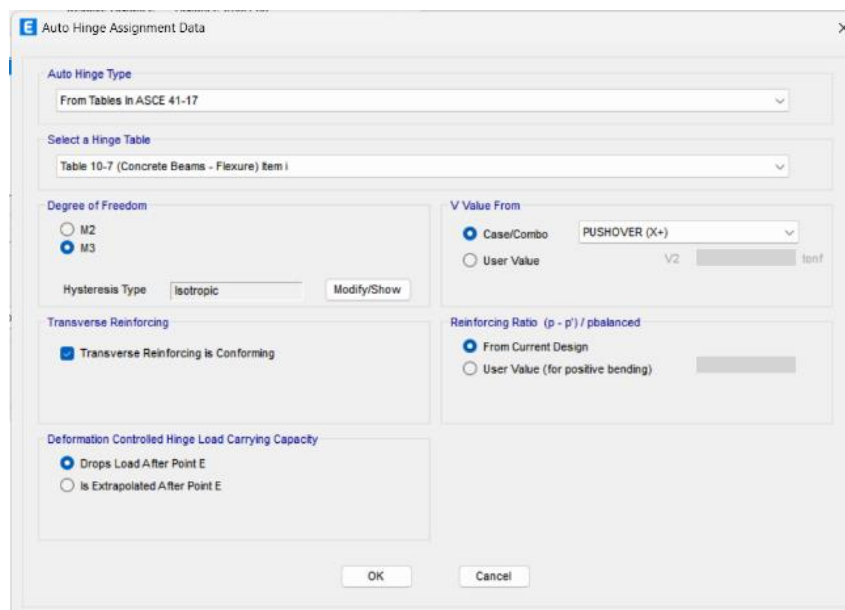
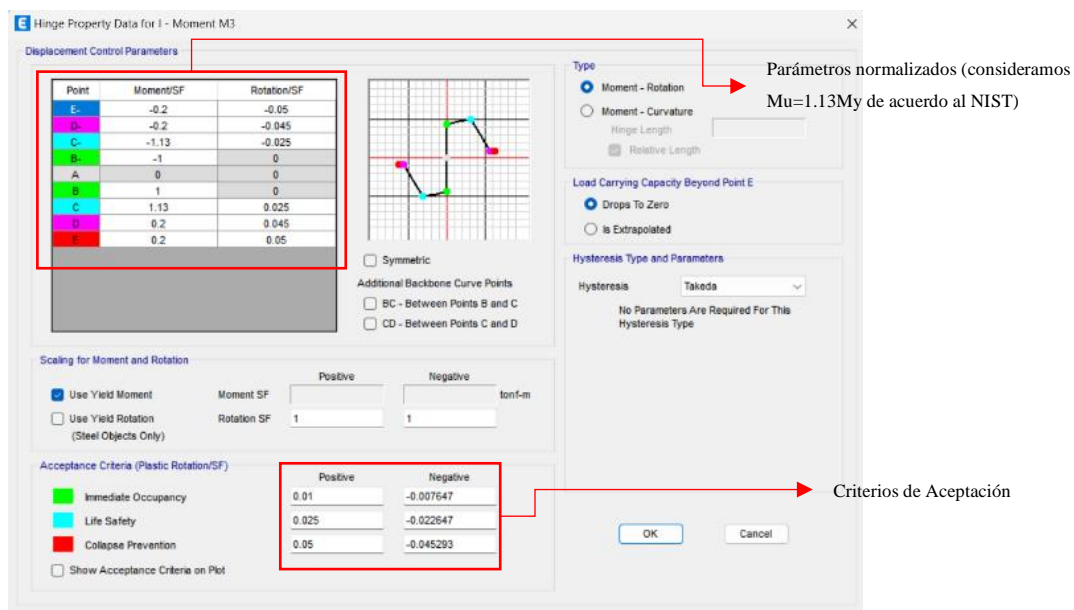


Imagen 24 Distribución de acero de refuerzo en columna

Parámetros de modelación

Se ha definido las rotulas concentradas en vigas, la rótula considera un $M_u/M_n=1.13$ y una pendiente más suave de C a D . $D=0.9E$ [8]





Parámetros normalizados (consideramos $\mu=1.13$ de acuerdo al NIST)

Criterios de Aceptación

Imagen 25 Definición de rotula concentrada en viga

Los elementos verticales como Columnas y Muros estructurales se definen mediante el modelo de fibras, se la considerado que desarrolla a “ h ” de la columna siendo ésta 50cm

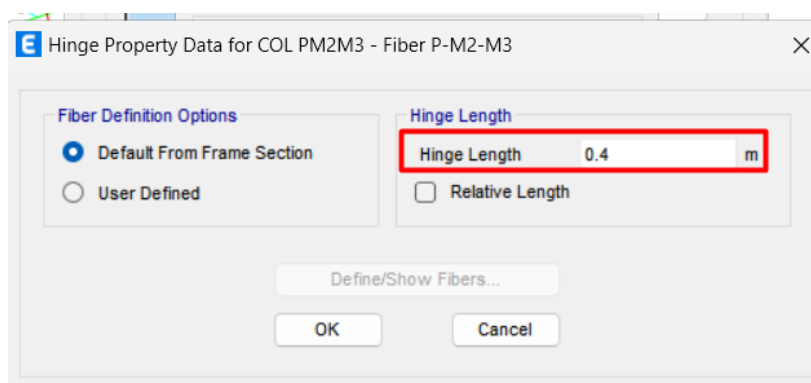


Imagen 26 Definición de fibras en columnas

Definición de fibras para muros

Se ingresa el refuerzo del muro diferenciando los bordes confinados de la zona central, En esta situación, se han empleado modelos basados en la distribución de fibras para representar los muros y columnas. En este tipo de modelos, se capturan directamente los efectos del agrietamiento del concreto y la deformación del refuerzo. Por lo tanto, los valores de rigidez indicados en la Tabla A.8.4 del Apéndice A del ACI 318-19 no son relevantes ni aplicables.

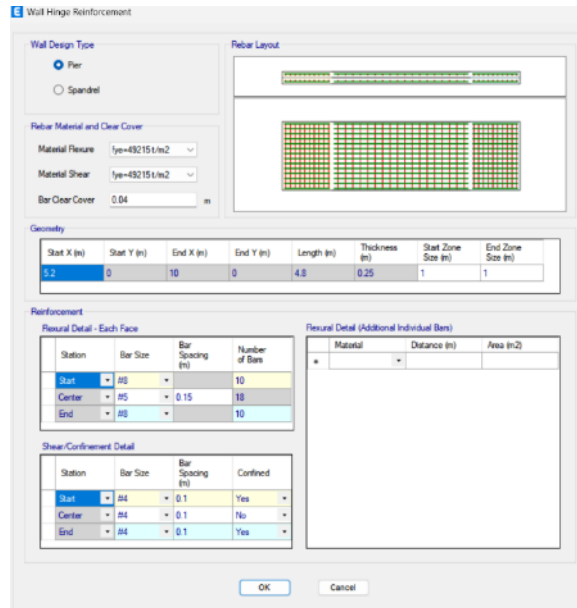


Imagen 27 Modelo de fibras en Muros Estructurales

Carga de Gravedad no Lineal

Se considera una carga sísmica la carga muerta más el veinticinco por ciento de la carga viva ($D+0.25L$)

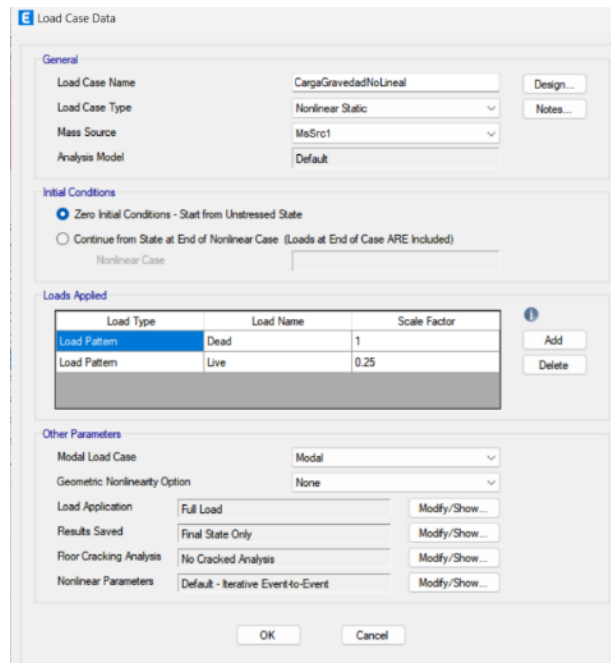
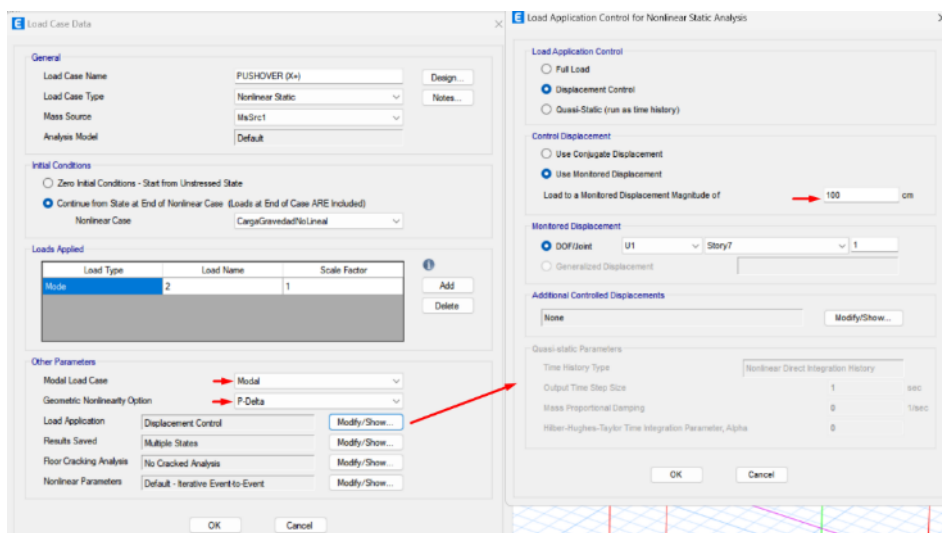
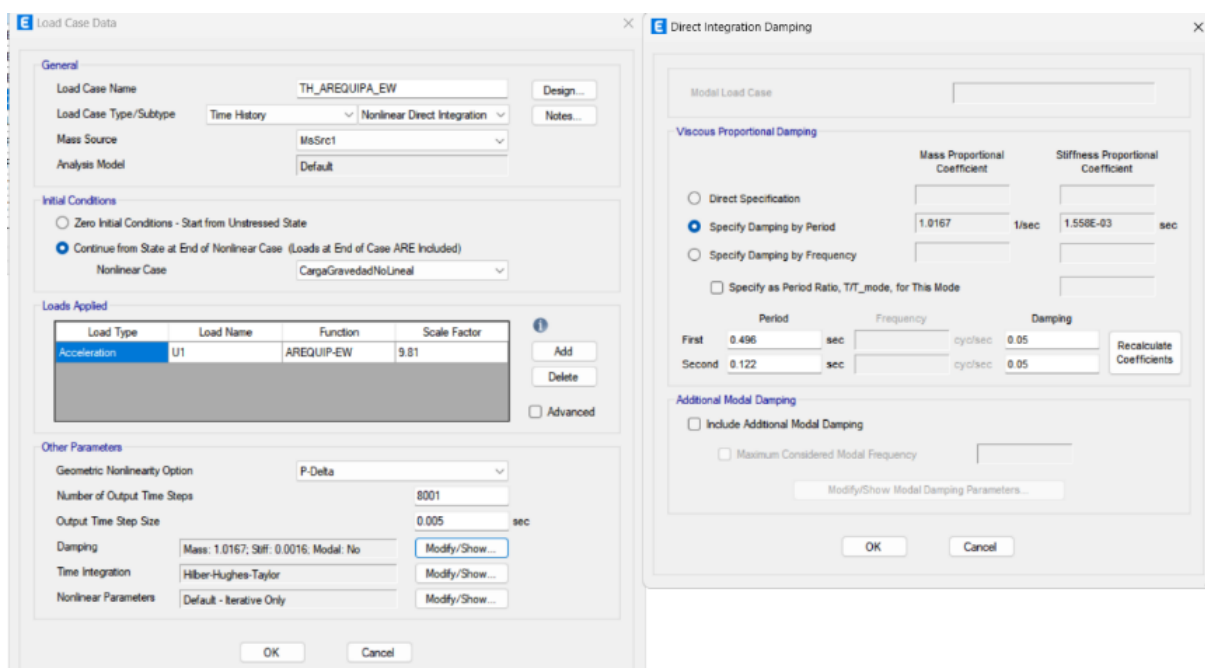


Imagen 28 Definición de carga de gravedad no lineal



Configuración del análisis no lineal estático

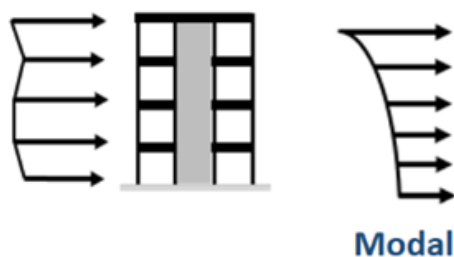
Se tendrá en cuenta la presencia de un amortiguamiento adicional en la estructura, el cual es proporcional a una combinación de masa y rigidez.



Aceleración en la dirección X-X, parámetros de amortiguamiento, Fuente: Etabs

Patrón de carga estática equivalente

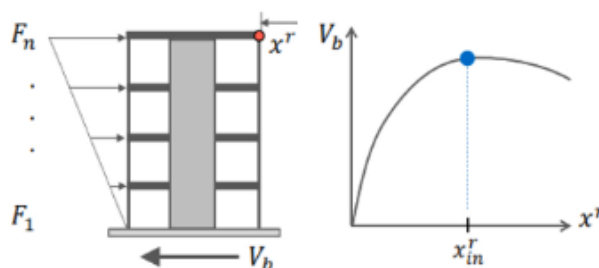
Es uno de los mayores retos y limitaciones del análisis no lineal estático. Encontrar un patrón de carga que produzca una deformada consistente con la deforma de la estructura ante cargas dinámicas. El ASCE 41 establece una carga lateral proporcional al modo y a las masas de cada entrepiso [19].



Patrón de carga lateral

Desplazamiento Objetivo

La estructura no necesita ser empujada hasta agotar su capacidad, basta con observar que pasa hasta el desplazamiento objetivo. [19].



Rigideces efectivas en componentes modelados con rotulas

Los valores de rigidez efectiva para vigas incorporan los efectos del deslizamiento del refuerzo a lo largo de la longitud de desarrollo. Los valores tabulados para muros estructurales son adecuados para ser utilizados cuando el muro se representa por medio de un elemento en forma de línea. En el presente modelo de la edificación, los muros y columnas se representaron por modelos con base en fibras distribuidas, caso en el cual el modelo representa directamente los efectos del agrietamiento del concreto y fluencia del refuerzo, de tal manera que los valores de rigidez de la siguiente tabla no son aplicables [13].

Componente		Axial	Flexión	Cortante
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 las 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 con tracción	$1.0E_cA_g$ (compresión) $1.0E_cA_{st}$ (tracción)	$0.3E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
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 preesforzados	$0.25E_cA_g$	$0.25E_cI_g$	$0.25E_cA_g$
	preesforzados	$0.5E_cA_g$	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
Vigas de acople	con o sin refuerzo en diagonal	$1.0E_cA_g$	$0.07\left(\frac{\ell_n}{h}\right)E_cI_g \leq 0.3E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
Losas de cimentación	en el plano	$0.5E_cA_g$	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
	fuera del plano ^[5]		$0.5E_cI_g$	

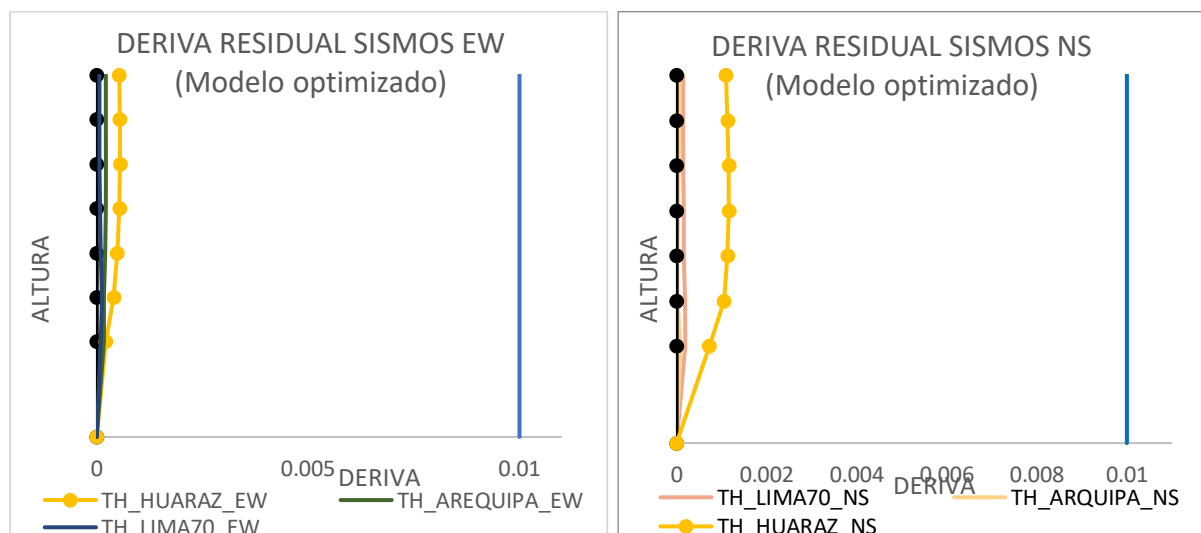
pt	0.0050	0.0050	0.0051	0.0051	0.0068	0.0068	0.0099	0.0038	0.0028	0.0028	0.0038
fye	4921.5	4921.5	4922.5	4923.5	4924.5	4925.5	4926.5	4924.5	4925.5	4926.5	4927.5
Vs	405.4	405.4	252.6	252.6	213.5	213.5	556.0	164.1	114.7	114.7	164.2
Vn	573.63	573.6	354.7	354.7	278.2	278.2	671.3	253.1	197.6	197.6	253.2
λ	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
ϕ Vne	715.1	715.1	434.0	434.0	275.0	275.0	489.9	378.2	352.4	352.4	378.2
Vne (A.11.3.2.1.1)	689.02	689.02	427.98	428.06	351.35	351.41	889.47	288.96	211.95	211.99	289.11
Vne (A.11.3.2.1.2)	317.47	317.47	192.70	192.70	122.10	122.10	217.50	167.89	156.45	156.45	167.89
Vne (A.11.3.2.1.2)	396.84	396.84	240.87	240.87	152.63	152.63	271.87	209.87	195.56	195.56	209.87
Vne (A.11.3.2.2)	666.69	666.69	404.66	404.66	256.42	256.42	456.75	352.58	328.54	328.54	352.58
Vne	825.42	825.42	501.01	501.01	317.47	317.47	565.50	436.52	406.76	406.76	436.52
SISMO DE DISEÑO											
V Pushover	484.10	484.52	260.50	280.92	252.29	201.37	465.00	248.00	232.76	173.70	248.15
D/C	0.59	0.59	0.52	0.56	0.79	0.63	0.82	0.57	0.57	0.43	0.57
SISMO MAXIMO CONSIDERADO											
V Pushover	526.57	543.57	286.12	313.67	293.45	223.05	502.32	274.00	279.00	195.00	279.00
D/C	0.64	0.66	0.57	0.63	0.92	0.70	0.89	0.63	0.69	0.48	0.64
ANTH											
V HUARAZ 1970	414.86	431.97	245.44	265.65	113.68	138.89	269.00	224.00	179.2	172.11	211.8
V LIMA 1974	502.15	515.03	255.51	291.42	171.25	138.21	378.70	277.59	183.5	179.5	255.75
V AREQUIPA 2001	523.80	562.97	308.60	346.52	205.63	178.06	437.90	251.60	196.35	196.31	278.60
D/C	0.76	0.82	0.72	0.81	0.59	0.51	0.49	0.96	0.93	0.93	0.96

VERIFICACION DE CORTE EN MUROS OPTIMIZADO											
Etiqueta	DIRECCIÓN X						DIRECCIÓN Y				
	M-1	M-4	M-7	M-8	M ASCX1	M ASCX2	M ASC Y	M-2	M-3	M-5	M-6
fce	364	364	364	364	364	364	364	364	364	364	364
hw (cm)	2280	2280	2280	2280	2280	2280	2280	2280	2280	2280	2280
lw (cm)	520	520	505	505	320	320	285	440	410	410	440
hw/lw	4.4	4.4	4.5	4.5	7.1	7.1	8.0	5.2	5.6	5.6	5.2
em (cm)	40	40	25	25	25	25	40	25	25	25	25
Acv (cm2)	16640	16640	10100	10100	6400	6400	11400	8800	8200	8200	8800
Vc (ton)	168.26	168.26	102.13	102.13	64.72	64.72	115.27	88.98	82.92	82.92	88.98
Av	5/8"	5/8"	1/2"	1/2"	1/2"	1/2"	5/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"
	@	@	@	@	@	@	@	@	@	@	@
	20.0 cm	20.0 cm	20.0 cm	20.0 cm	15.0 cm	15.0 cm	15.0 cm	15.0 cm	20.0 cm	20.0 cm	15.0 cm
# Ramales	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
pt	0.00495	0.00495	0.00508	0.00508	0.00677	0.00677	0.00660	0.00379	0.00284	0.00284	0.00379
fye	4921.5	4921.5	4922.5	4923.5	4924.5	4925.5	4926.5	4924.5	4925.5	4926.5	4927.5
Vs	405.4	405.4	252.6	252.6	213.5	213.5	370.7	164.1	114.7	114.7	164.2
Vn	573.6	573.6	354.7	354.7	278.2	278.2	485.9	253.1	197.6	197.6	253.2
λ	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
ϕ Vne	715.1	715.1	434.0	434.0	275.0	275.0	489.9	378.2	352.4	352.4	378.2
22.5.1.2	593.8	593.8	360.4	360.4	228.4	228.4	325.5	314.0	292.6	292.6	314.0
18.12.9.1	573.6	573.6	354.7	354.7	278.2	278.2	485.9	253.1	197.6	197.6	253.2
Vne (A.11.3.2.1.1)	689.02	689.02	427.98	428.06	351.35	351.41	611.47	288.96	211.95	211.99	289.11
Vne (A.11.3.2.1.2)	317.47	317.47	192.70	192.70	122.10	122.10	217.50	167.89	156.45	156.45	167.89
Vne (A.11.3.2.1.2)	396.84	396.84	240.87	240.87	152.63	152.63	271.87	209.87	195.56	195.56	209.87

Vne (A.11.3.2.2)	666.69	666.69	404.66	404.66	256.42	256.42	456.75	352.58	328.54	328.54	352.58
Vne	825.42	825.42	501.01	501.01	317.47	317.47	565.50	436.52	406.76	406.76	436.52
SISMO DE DISEÑO											
V Pushover	423.40	422.87	237.00	240.93	265.44	214.25	502.65	220.76	198.60	121.43	220.60
D/C	0.51	0.51	0.47	0.48	0.84	0.67	0.89	0.51	0.49	0.30	0.51
SISMO MAXIMO CONSIDERADO											
V Pushover	457.50	474.30	271.65	271.42	301.90	230.60	559.00	241.00	225.87	155.64	232.47
D/C	0.55	0.57	0.54	0.54	0.95	0.73	0.99	0.55	0.56	0.38	0.53
ANTH											
V_HUARAZ 1970	392.2	400.9	236.0	234.9	127.5	153.2	327.3	215.6	158.0	152.3	189.1
V_LIMA 1974	469.8	477.6	253.4	253.2	196.3	161.5	433.7	267.5	172.5	160.0	228.9
V_AREQUIPA 2001	488.0	504.9	304.7	303.5	258.3	226.7	488.0	251.0	182.1	161.5	230.1
D/C	0.71	0.73	0.71	0.71	0.74	0.65	0.80	0.93	0.86	0.76	0.80

Deriva Residual

La guía TBI recomienda que, en cada piso, la media de los valores absolutos de los coeficientes de deriva residual del conjunto de análisis no excederá de 0,01.



Por tratarse de un edificio relativamente pequeño la deriva residual se mantiene en óptimas condiciones.

Anexo 13 Estudio de mecánica de suelos

**INFORME DE ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES DE
CIMENTACIÓN**

EXPEDIENTE : 0306 - 2023 L.E.M. AMAZING S.A.C

**PROYECTO : " OPTIMIZACIÓN DE CUANTÍA DE ACERO MEDIANTE
VERIFICACIÓN NO LINEAL DE DISEÑO BASADO EN DESEMPEÑO EN
UN EDIFICIO DE 7 NIVELES"**

UBICACIÓN

**DISTRITO : JOSE LEONARDO ORTIZ
PROVINCIA : CHICLAYO
REGIÓN : LAMBAYEQUE**

SOLICITANTE : JORGE OLIVOS VASQUEZ

**CHICLAYO
MAYO, 2023**

**LEM – AMAZING SAC
CHICLAYO**




Juan Carlos Firme Ojeda Ayesta
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 123351

Contenido

1	MEMORIA DESCRIPTIVA.....	3
1.1	RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN.....	3
a)	TIPO DE CIMENTACIÓN.....	3
b)	ESTRATO DE APOYO DE LA CIMENTACIÓN.....	3
c)	PARÁMETROS DE DISEÑO PARA LA CIMENTACIÓN.....	3
d)	AGRESIVIDAD DEL SUELO A LA CIMENTACIÓN.....	3
e)	RECOMENDACIONES ADICIONALES.....	4
1.3	EXPLORACIÓN DE CAMPO.....	7
1.5	PERFIL DE SUELO.....	8
1.6	NIVEL DE LA NAPA FREÁTICA.....	9
1.7	ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN.....	9
1.8	EFEECTO DEL SISMO.....	15
1.9	PARÁMETROS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE OBRAS DE SOSTENIMIENTO.....	16
2	PROBLEMAS ESPECIALES DE CIMENTACIÓN.....	16
3	PLANOS Y PERFILES DEL SUELO.....	17
3.1	PLANOS DE UBICACIÓN DE LOS PUNTOS DE EXPLORACIÓN.....	17
3.2	PERFIL ESTATIGRAFICO.....	18
4	RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO.....	20
5	COEFICIENTE DE PRESIÓN LATERAL DE SUELO.....	20
	Coeficiente de presión lateral en reposo K_0:	20
	Coeficiente de presión lateral activo K_A:	21
	Coeficiente de presión lateral pasivo K_P:	21
	COEFICIENTE DE BALASTO.....	21
6	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	23
	FIGURAS.....	26
	MAPA FÍSICO – POLÍTICO RAGIONAL.....	26
	MAPA FÍSICO: LAMBAYEQUE.....	27
	MAPA SÍSMICO DEL PERÚ.....	28
	MAPA GEOLÓGICO DE SALITRAL.....	29
	TABLAS.....	30
	PARÁMETROS SÍSMICOS.....	30
	ANEXOS.....	31
	ANEXO I.....	31
	ANEXO II.....	31
	ANEXO III.....	31
	ANEXO IV.....	31
	ANEXO V.....	31
	ANEXO VI.....	31

ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIÓN

1 MEMORIA DESCRIPTIVA

El presente estudio tiene por objetivos principales:

- Determinar la profundidad de cimentación, capacidad portante admisible del suelo y la magnitud de sus asentamientos para el terreno en estudio.
- Determinar los parámetros de sitio, uso y estructural, necesarios para determinar la fuerza cortante total en la base de las cimentaciones proyectadas.
- Determinar el tipo y la magnitud del agente o agentes a los que estarán expuestos los cimientos de la estructura, los cuales pudiesen afectar su durabilidad.
- En función a los datos recogidos de campo, laboratorio y los resultados de los cálculos efectuados dar las recomendaciones técnicas necesarias.

Asimismo, los objetivos específicos necesarios para el desarrollo del estudio son:

- Definir las características y propiedades de los suelos, mediante el desarrollo de ensayos in situ y de laboratorio.
- Definir el perfil estratigráfico del área de estudio.

1.1 RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

El área de estudio actualmente es área libre, el estudio de la tesis se desarrolló en la Urb la despena, en el Distrito de José Leonardo Ortiz – Provincia de Chiclayo y Departamento de Lambayeque

a) TIPO DE CIMENTACIÓN

El tipo de la cimentación por la naturaleza de la estructura y del suelo se ha considerado una del tipo superficial (poco profunda) en base a zapatas corridas o aisladas, ya sea rectangulares o cuadradas, interconectadas con vigas de cimentación y eventualmente algunos cimientos corridos convencionales para elementos de poca importancia, dejando a criterio del ingeniero responsable del proyecto. En la hipótesis que se tenga un sistema estructural de Albañilería Confinada o Pórticos de Concreto Armado respectivamente, según el Art. 13 de la Norma E-030.

b) ESTRATO DE APOYO DE LA CIMENTACIÓN

En función a los trabajos de campo sobre los suelos de cimentación encontrados en el área del proyecto, se concluye que el subsuelo corresponde a un suelo homogéneo del tipo Arcilla de Baja Plasticidad (CL), parámetro de suelos a considerar en el cálculo de la capacidad portante de forma conservadora asumiendo el tipo de cimentación

c) PARÁMETROS DE DISEÑO PARA LA CIMENTACIÓN

Analizando los perfiles estratigráficos, los resultados de los ensayos de laboratorio y teniendo en cuenta las características de las diversas estructuras del proyecto, De acuerdo a la estructura de diseño se recomienda los siguientes anchos de cimentación (B) y Profundidades de Desplante (Df):

Para edificación sin sótano B= 1.00 m. y el Df 1.50 m.

d) AGRESIVIDAD DEL SUELO A LA CIMENTACIÓN

Los resultados del análisis químico de las muestras representativas del suelo que va a estar en contacto con la estructura del cemento ha arrojado los resultados expuestos en el Cuadro siguiente:




 Juan Carlos Firme Ojeda Agesta
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 123351

RESULTADOS DE ENSAYOS QUIMICOS (SUELO)
Cuadro N° 01.

MUESTRA	SPT	SPT-1	SPT-2	SPT-3	
		M-1	M-3	M-2	
Sales Solubles Totales	ppm	25200	23600	24500	
	%	2.52	2.36	2.45	
Cloruros Cl ⁻	ppm	12400	11950	12300	
	%	1.24	1.20	1.23	
Sulfatos SO ₄ ²⁻	ppm	9200	9020	9030	
	%	0.92	0.90	0.90	

De acuerdo a estos resultados de laboratorio se establece que la exposición de las sales (Sulfatos), es severo, presentando en consecuencia efectos agresivos al Concreto de Cemento Portland. Por lo tanto, en concordancia con lo señalado en la Norma E.060 del Reglamento Nacional de Edificaciones (Tabla 4.4) se recomienda el empleo de Cemento Portland tipo "II, IP (MS), IS (MS), P (MS), I (PM) (MS), I (SM) (MS)", para la preparación de la mezcla de concreto para los cimientos y todas las estructuras de ese tipo, colocadas directamente en contacto con el suelo. Los diseños de concreto Portland se ejecutarán considerando una relación A/C ≤ a 0.50. (A/C = Relación Agua /Cemento).

EXPOSICION DE LOS SUELOS DE CIMENTACION AL ATAQUE DE SULFATOS
Cuadro N° 02.

Grado de Exposición a Sulfatos	Sulfato soluble en agua (SO ₄), presente en el suelo, % en peso	Sulfatos (SO ₄) En agua p.p.m.	Tipo de Cemento	Concreto con agregado de peso normal relación agua/cemento en peso	Concreto con agregados de peso normal muy ligero Resistencia mínima a compresión, f _c Mpa
Despreciable	0,00 < SO ₄ < 0,10	0,00 < SO ₄ < 150	-	-	-
Moderado	0,10 < SO ₄ < 0,20	150 < SO ₄ < 1500	II, IP (MS), IS (MS), P (MS), I (PM) (MS), I (SM) (MS)	0,50	28
Severo	0,20 < SO ₄ < 2,00	1500 < SO ₄ < 10000	V	0,45	31
Muy Severo	SO ₄ > 2,00	SO ₄ > 1000	V más Puzolana	0,45	31

e) RECOMENDACIONES ADICIONALES
Rellenos controlados de ingeniería

Los pisos y veredas pueden considerarse como un pavimento especial (en general estas pueden ser: aceras o veredas, pasajes peatonales y ciclovías). Los requisitos a cumplir para la construcción de estos tipos de pavimentos deben de cumplir:




Juan Carlos Fermo Ojeda Agesta
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP: 123351

Elemento	Tipo de Pavimento	Aceras o Veredas	Pasajes Peatonales	Cicloviás
Sub-rasante	95 % de compactación: Suelos Granulares - Proctor Modificado Suelos Cohesivos - Proctor Estándar			
	Espesor compactado: ≥ 150 mm			
Base	CBR ≥ 30 %		CBR ≥ 60%	
	Asfáltico	≥ 30 mm		
Espesor de la capa de rodadura	Concreto de cemento Portland	≥ 100 mm		
	Adoquines	≥ 40 mm (Se deberán apoyar sobre una cama de arena fina, de espesor comprendido entre 25 y 40 mm)		
	Asfáltico	Concreto asfáltico*		
Material	Concreto de cemento Portland	$f_c \geq 175 \text{ Kg/cm}^2$ (17,5 MPa)		
	Adoquines	$f_c \geq 320 \text{ Kg/cm}^2$ (32 MPa)		N.R.**

* El concreto asfáltico debe ser hecho preferentemente con mezcla en caliente. Donde el Proyecto considere mezclas en frío, estas deben ser hechas con asfalto emulsificado.

** N.R.: No Recomendable.

Cuadro 1 Compactación en rellenos Fuente: E-0.10

Para el caso del presente estudio las estructuras de pisos y veredas, deberán cumplir:

- ✓ Deberán estar sobre un terreno de sub rasante tipo material granular, por lo tanto; la sub rasante deberá tener como mínimo un 0.15m de espesor compactado al 95% de grado de compactación respecto del Ensayo de Proctor Modificado y la f_c del concreto de cemento portland deberá como mínimo 175Kg/cm².
- ✓ La subrasante será escarificada, retirando las partículas mayores de 2", en el espesor mínimo de compactado. En caso de encontrarse rellenos, serán reemplazados por un material granular seleccionado, debidamente compactado por capas, en un material de 0.20m mínimo de espesor. Este material deberá tener las siguientes características.

TAMAÑO DE LA MALLA TIPO AASHTO T-11 Y T-27 (Abertura Cuadrada).	Porcentaje en peso que pasa			
	Gradación	Gradación	Gradación	Gradación
	A	B	C	D
2 pulg.	100	100	---	---
1 pulg.	--	75 - 97	100	100
3/8 pulg	30 - 65	40 - 75	50 - 85	60 - 100
Nº4-(4.76 mm.)	25 - 55	30 - 60	35 - 65	50 - 85
Nº10-(2.00 mm.)	15 - 40	20 - 45	25 - 50	40 - 70
Nº40-(0.420 mm.)	8 - 20	15 - 30	15 - 30	25 - 45
Nº200-(0.074 mm.)	2 - 8	5 - 20	5 - 15	5 - 20

- ✓ La fracción de material que pasa por la malla N° 200, no debe exceder de ½" y en ningún caso los 2/3 de la fracción que pasa el tamiz N°40.
- ✓ La fracción del material que pase el Tamiz N° 40, debe tener un límite líquido no mayor de 25% y un índice de plasticidad inferior o igual a 6%.



Juan Carlos Firme Ojeda Ayesta
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 123351

1.2 INFORMACIÓN PREVIA

1.2.1 CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL PROYECTO

El estudio de mecánica de suelos para la tesis se desarrolló en la urb la despensa, en los vecinos colindante y alrededor de la manzana no se encuentra aparénteme fallas geológicas ni daños en las edificaciones vecinas.

Según la norma técnica se tomó como tipo III, para lo cual de Acuerdo a norma Solicita 01 punto de investigación cada 900m² (Ver Tabla N° 6; Enciso "b" del 15.3 Programa mínimo; CAPITULO II: ESTUDIOS, RNE y E 0.50). El terreno de estudio presenta una topografía ligeramente plana

1.2.2 CONDICIONES CLIMÁTICAS DEL PROYECTO

El clima de costa semi cálido y húmedo, por lo que la temperatura media mensual varía entre 17.2°C y 20.2°C para los meses de agosto y diciembre respectivamente, la humedad relativa tiene una variación de 69 % en verano a 77% en invierno y en la precipitación máxima en 24 horas varía entre 0.0 y 0.9 mm y el total promedio anual 16.6 mm.

1.2.3 GEOLOGIA

La conformación estratigráfica de toda el área en estudio y en general todo el valle Chancay están apoyados sobre un depósito de suelos finos de origen sedimentario, heterogéneo de unidades geológicas: Era cenozoica, Sistema: cuaternario, Serie: reciente.

ANTECEDENTE TECTONICO:

Esta zona si bien contienen estructuras aisladas que corresponden a las distintas fases de la orogénesis andina, en buen aparte esta zona estuvo tectónicamente estable durante tales movimientos, de tal forma que ahora esta zona se caracteriza por presentar un relieve relativamente suave, con áreas extensas de estratos y superficies subhorizontales.

Con algunos cuerpos intrusivos que cortan a estos estratos y afloran a manera de pequeños cerros aislados que se levanta sobre la planicie de la faja costanera. Con lo cual se interpreta que esta zona como relativamente estable se ha quedado al margen de las deformaciones importantes que se afectaron a la zona alto andina. Estas deformaciones se manifestaron en la provincia a una escala relativamente reducida teniendo como testigos cerros que afloran en la zona de estudio.

La sedimentación durante el neocomiano – aptiano nos muestra una sedimentación del tipo marino litoral a continental sobre los cuales se encuentran depósitos de plataforma (arenas, gravas), siguiéndole luego una trasgresión marina en el albiano – santoniano, en el cual se produce una nueva invasión del mar posteriormente se ha producido un levantamiento y sedimentación continental que ocurrió en el cretáceo superior ocasionando una emersión de la cuenca y al consiguiente erosión de la misma, constituyendo la fuente de alimentación que genero la secuencia clásica continental que aflora en el área de estudio, durante este periodo no existen indicios de un plegamiento notable en este periodo




 Juan Carlos Firme Ojeda Ayesta
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 123351

1.3 EXPLORACIÓN DE CAMPO

1.3.1 SONDAJES DEL ESTUDIO

La estructura se clasifica como tipo III, para lo cual de Acuerdo a norma solicita 01 punto de investigación cada 900m² (Ver Tabla N° 6; Enciso "b" del 15.3 Programa mínimo; CAPITULO II: ESTUDIOS, RNE E 0.50). Se ha determinado efectuar 03 (SPT) Ensayo de Penetración Estándar, las cuales fueron distribuidas de manera estratégica sobre el área de estudio a intervenir, con la finalidad de obtener materiales y parámetros in situ representativos que sirvan de base para definir las características físico-mecánicas propias de los materiales del subsuelo. En el siguiente cuadro se muestran la profundidad de los sondeos efectuados:

Cuadro N° 01.
Ubicación de sondeos

Sondaje	Prof. Sondaje (m)	Observaciones
SPT 01	5.00	Presentó Nivel Freático 1.95 m
SPT 02	4.00	Presentó Nivel Freático 2.60 m
SPT 03	2.80	Presentó Nivel Freático 1.25 m

Nota: Los sondeos fueron ejecutados dentro del terreno en estudio.

1.3.2 MUESTREO DE SUELOS

De los materiales encontrados en cada una de los SPT, se tomaron muestras representativas disturbadas de los suelos de cada estrato en cantidades suficientes, los cuales fueron colocados en bolsas de polietileno y sacos de polipropileno para su traslado al laboratorio.

1.3.3 REGISTRO DE EXCAVACIONES

Paralelamente al muestreo de suelos, se realizó el registro e identificación de cada uno de los estratos encontrados en los distintos puntos de investigación, anotándose las principales características, tales como: ubicación, profundidad, espesor, humedad, color, plasticidad, consistencia (suelos finos) o cementación (suelos granulares), entre otros. Los cuales se complementarán con sus respectivos resultados de los ensayos de laboratorio.

Las muestras de suelos fueron clasificadas y seleccionadas in situ siguiendo el procedimiento descrito en la norma NTP 339.150 (ASTM D 2488) "Descripción e identificación de suelos. Procedimiento visual-manual".




Juan Carlos Forno Ojeda Ayesta
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 123351

1.4 ENSAYOS DE LABORATORIO

TABLA N° 5 ENSAYOS DE LABORATORIO	
ENSAYO	NORMA APLICABLE
Contenido de Humedad	NTP 339.127 (ASTM D2216)
Análisis Granulométrico	NTP 339.128 (ASTM D422)
Límite Líquido y Límite Plástico	NTP 339.129 (ASTM D4318)
Peso Específico Relativo de Sólidos	NTP 339.131 (ASTM D854)
Clasificación Unificada de Suelos (SUCS)	NTP 339.134 (ASTM D2487)
Descripción Visual-Manual	NTP 339.150 (ASTM D2488)
Contenido de Sales Solubles Totales en Suelos y Agua Subterránea	NTP 339.152 (BS 1377)
Colapsibilidad Potencial	NTP 339.163 (ASTM D5333)
Contenido de Cloruros Solubles en Suelos y Agua Subterránea	NTP 339.177 (AASHTO T291)
Método de ensayo de CBR (Relación de Soporte de California)	N.T.P. 339.145 / ASTM D-1883
Contenido de Sulfatos Solubles en Suelos y Agua Subterránea	NTP 339.178 (AASHTO T290)

1.5 PERFIL DE SUELO

Los suelos del terreno no presentan variaciones en cuanto a propiedades físicas (Análisis Granulométrico, Plasticidad) permitiendo definirlo de manera heterogénea siendo una aproximación por características cercanas

1.5.1 CUADRO DE RESUMEN DEL PERFIL DE SUELO

MUESTRA	SUCS	Prof. (m)	Cont. De Humedad (%)	Porcentaje en Muestra de:			Límites de Consistencia		
				Grava (%)	Arena (%)	Finos (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)
SPT1,M-1	CL	0.30 - 1.95	18.00%	0.00%	4.30%	95.70%	49.16%	22.10%	27.06%
SPT1,M-2	CL	1.95 - 3.75	23.80%	1.30%	13.00%	85.70%	32.72%	21.22%	11.50%
SPT1,M-3	CL	3.75 - 4.25	24.70%	0.05%	10.10%	89.40%	33.41%	21.40%	12.01%
SPT1,M-4	SC	4.25 - 4.70	25.00%	5.70%	48.70%	45.60%	31.63%	20.77%	10.86%
SPT1,M-5	SC	4.70 - 5.00	8.80%	19.20%	48.60%	32.20%	32.26%	16.49%	15.77%
SPT2,M-1	CL	0.40 - 1.60	18.80%	0.00%	4.70%	95.30%	49.58%	21.68%	27.90%
SPT2,M-2	CL	1.60 - 2.65	24.40%	1.40%	13.70%	84.90%	31.60%	22.22%	9.37%
SPT2,M-3	CL	2.65 - 3.10	25.40%	0.08%	10.10%	89.10%	33.41%	20.24%	13.17%
SPT2,M-4	SC	3.10 - 3.55	24.60%	5.10%	49.00%	45.90%	31.60%	20.77%	10.83%
SPT2,M-5	SC	3.55 - 4.00	9.40%	21.50%	63.00%	15.50%	32.25%	15.66%	16.59%
SPT3,M-1	CH	0.40 - 1.45	17.80%	0.00%	4.00%	96.00%	50.09%	23.44%	26.64%
SPT3,M-2	CL	1.45 - 1.90	26.70%	1.20%	12.30%	86.50%	31.66%	20.73%	10.93%
SPT3,M-3	CL	1.90 - 2.15	23.40%	0.06%	9.50%	89.90%	32.35%	22.22%	10.13%
SPT3,M-4	SC	2.15 - 2.55	25.00%	5.40%	48.40%	46.20%	30.17%	19.24%	10.93%



Juan Carlos Firmo Ojeda Ayesta
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 123351

1.6 NIVEL DE LA NAPA FREÁTICA

Los sondeos ejecutados fueron distribuidos por el alumno en mención sobre el estrato formado por una Arcilla de baja plasticidad con Arena SUCS: CL durante el tiempo de registro de la FASE DE CAMPO, a una profundidad promedio de 4.00 m

Nivel Freático

Sondaje	Prof. Sondaje (m)	Observaciones
SPT 01	5.00	Presentó Nivel Freático 1.95 m
SPT 02	4.00	Presentó Nivel Freático 2.60 m
SPT 03	2.80	Presentó Nivel Freático 1.25 m

1.7 ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

1.7.1 CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SPT

Una evaluación de las propiedades mecánicas de los suelos subyacentes de las perforaciones ejecutadas a través de las envolventes de los ENSAYOS ESTANDAR DE PENETRACION – SPT – NTP 339.133 (ASTM D1586) permite concluir los estratos formados por Arcillas de Baja Plasticidad del tipo SUCS: CL para el área del proyecto.

El (SPT-1 al SPT-3) realizado da como resultado un numero de golpes de 12 a 50 golpes / pie, considerándose como un suelo Compacto a Rígido

Considerando una profundidad de desplante mínima D_t 1.50 mts. respecto al nivel actual del terreno del área tributaria del sondaje (SPT-1) de la zona de estudiada de cota absoluta y las propiedades de comportamiento mecánico definidas por el número de golpes/pie (N) se obtiene una capacidad admisible de los estratos a nivel de solera de cimentación SUCS: CL de 0.83 kg/cm^2 , aplicando las teorías analíticas de K.V. TERZAGHI, R.B. PECKM G MESRI considerando FACTORES DE FORMA y usando un factor de seguridad de $k = 3$ contra la FALLA POR CORTE LOCAL.

Eso nos conlleva a decir que el tipo de la cimentación por la naturaleza de la estructura y del suelo se ha considerado una del tipo superficial (poco profunda) en base a zapatas corridas o aisladas, ya sea rectangulares o cuadradas, interconectadas con vigas de cimentación y eventualmente algunos cimientos corridos convencionales para elementos de poca importancia, o emplearse el sistema de platea de cimentación, dejando a criterio del ingeniero responsable del proyecto. En la hipótesis que se tenga un sistema estructural de Albañilería Confinada o Pórticos de Concreto Armado respectivamente, según el Art. 13 de la Norma E-030.




 Juan Carlos Firma Ojeda Ayesta
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 123351

$$N_s, N_{60} = N_F * C_N * h_1 * h_2 * h_3 * h_4 * h_5$$

N_{60} se interpreta aquí como la energía que llega a la cabeza de golpeo cuando ERs = 60 %

C_N = Corrección por sobre-capa
 $n1$ = Factor de ajuste = ER / ERs
 ERs es aproximadamente = 60 % (USA)
 $n2$ = Factor de ajuste por longitud de las barras de perforación
 $n3$ = Factor de ajuste por el revestimiento del toma-muestras
 $n4$ = Factor de ajuste por el diámetro del toma-muestras.
 $N5$ = Factor de ajuste por nivel freático

Corrección por nivel freático $n5$.-
 Terzaghi y Peck recomiendan:

Si $N' > 15$, entonces:

$$N = 15 + \frac{N' - 15}{2}$$

$$\eta_s = \frac{N}{N'} = \frac{15 + N'}{2N'}$$

$$\eta_s = \frac{15 + N'}{2N'} = \frac{7,5}{N'} + 0,5$$

Si $N' < 15$, entonces:

$$\eta_s = 1$$

$$C_N = \sqrt{\frac{1}{\sigma_v}} \quad (\sigma_v \text{ en tsf o Kg/cm}^2)$$

Tabla N°3: Factor de Corrección η_2 , por longitud de barras.

Longitud (m)	η_2
> 10	1.00
6 - 10	0.95
4 - 6	0.85
0 - 4	0.75

Tabla N°4: Factor de Corrección η_3 , por tipo de muestreador.

Característica	η_3
Sin encamisado	1.00
Con encamisado	
Arena densa, arcilla	0.80
Arena suelta	0.90

Tabla N°5: Factor de Corrección η_4 , por diámetro de la perforación.

Diámetro perforación*	η_4
60 - 120 mm	1.00
150 mm	1.05
200 mm	1.15

* = 1,0 para todos los diámetros si se utiliza sistema Auger, donde el SPT se realiza por el interior de la barra de perforación.




 Juan Carlos Firmo Ojeda Ayesta
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 123351

SPT-1

PROFUNDIDAD	Nf	Gs (Ton/m ³)	P (Kg/cm ²)	Er	Cn	n1	n2	n3	n4	n5	N60	N60 Corregido	
1.00	1.45	10	2.57	0.26	65	1.70	1.08	0.95	1	1	1.00	17.50	21.87
1.45	1.90	12	2.57	0.37	65	1.64	1.08	0.95	1	1	1.00	20.23	25.29
1.90	2.35	6	2.57	0.49	65	1.43	1.08	0.95	1	1	1.00	8.84	11.05
2.35	2.80	11	2.57	0.60	65	1.29	1.08	0.95	1	1	1.00	14.57	18.21
2.80	3.25	21	2.57	0.72	65	1.18	1.08	0.95	1	1	0.86	21.84	27.30
3.25	3.70	19	2.57	0.84	65	1.09	1.08	0.95	1	1	0.89	19.14	23.93
3.70	4.15	28	2.57	0.95	65	1.03	1.08	0.95	1	1	0.77	22.69	28.36
4.15	4.60	35	2.57	1.07	65	0.97	1.08	0.95	1	1	0.71	24.91	31.14
4.60	5.05	74	2.57	1.18	65	0.92	1.08	0.95	1	1	0.60	42.12	52.65

PROFUNDIDAD	Nf	N60 Corregido	Q _{a1}	Q _{a2}	Q _{a3}	Q _{a4}	Q _{a5}	Q _{a6}	Q _{a7}	Q _{a8}	Q _{a9}	Q _{a10}	Q _{a11}	Q _{a12}	Q _{a13}	Q _{adm} Kg/cm ²
1.00	1.45	10	21.87	2.41	3.77	N.A.	2.37	N.A.	2.15				2.91		3.02	0.92
1.45	1.90	12	25.29		4.46	N.A.	N.A.	N.A.	2.38				3.36		3.49	1.16
1.90	2.35	6	11.05	1.22	1.61	N.A.	1.20	N.A.	1.29						1.52	0.46
2.35	2.80	11	18.21		3.04	N.A.	N.A.	N.A.	2.37						2.51	0.88
2.80	3.25	21	27.30	3.01	3.86	N.A.	2.95	N.A.	4.52				3.63		3.77	1.26
3.25	3.70	19	23.93		4.19	N.A.	N.A.	N.A.	4.09				3.18		3.30	1.23
3.70	4.15	28	28.36		5.07	N.A.	N.A.	N.A.	6.02				3.77		3.92	1.37
4.15	4.60	35	31.14		5.63	N.A.	N.A.	N.A.	7.53				4.14		4.30	1.80
4.60	5.05	74	52.65		9.93	N.A.	N.A.	N.A.	15.91				7.00		7.27	3.34
FORMULAS			0.00	0.00	-0.60	N.A.	0.00	N.A.	0.00	0.00	-1.05	0.00	0.00	0.00	0.00	

Datos requeridos:

B= 2.00 m 6.562 ft
 Cw: N.F= 0.80 m 2.625 ft
 z: Df= 1.50 m 4.921 ft
 S= 0.03 m 0.083 ft
 Cd=Fd= 1.25 ... Meyerhof Bowles
 Fp= 1.75
 Cw= 0.61429 ... Meyerhof

PROFUNDIDAD	Nf	N60 Corregido	Φ1	Φ2	Φ3	Φ4	Φ5	Φ6	Φ7	Φ8	Φ9	Φ10	Φ11	Φ prom	
1.00	1.45	10	21.87	33.11	33.11	30.80	33.67	38.35	29.14	26.95	31.07	28.73	41.15	30.00	32.28
1.45	1.90	12	25.29	34.48	34.48	31.36	34.41	39.73	30.49	27.00	32.12	28.90	42.56	30.60	33.28
1.90	2.35	6	11.05	27.87	27.87	29.68	32.09	33.04	25.95	23.48	28.87	28.34	34.72	28.80	29.13
2.35	2.80	11	18.21	31.53	31.53	31.08	34.05	36.75	29.83	26.49	31.61	28.82	39.39	30.30	31.94
2.80	3.25	21	27.30	35.24	35.24	33.88	37.37	40.50	35.49	30.87	36.04	29.51	43.30	33.30	35.52
3.25	3.70	19	23.93	33.95	33.95	33.32	36.77	39.20	34.49	30.10	35.26	29.39	42.02	32.70	34.65
3.70	4.15	28	28.36	35.63	35.63	35.84	39.21	40.90	38.66	33.33	38.52	29.90	43.67	35.40	36.97
4.15	4.60	35	31.14	36.61	36.61	37.80	40.67	41.90	41.46	35.49	40.71	30.24	44.58	37.50	38.51
4.60	5.05	74	52.65	43.10	43.10	48.72	41.61	48.48	53.47	44.80	50.11	31.71	49.68	49.20	45.82
FORMULAS			15.00	15.00	28.00	29.47	20.00	15.00	15.00	20.00	27.00	0.00	27.00	19.22	



Juan Carlos Firme Ojeda Ayesta
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 123351

SPT-2

PROFUNDIDAD	NI	Gs (Ton/m ³)	P (Kg/cm ²)	Er	Cn	n1	n2	n3	n4	n5	N60	N60 Corregido	
1.00	1.45	9	2.57	0.26	65	1.70	1.08	0.95	1	1	1.00	15.75	19.68
1.45	1.90	10	2.57	0.37	65	1.64	1.08	0.95	1	1	1.00	16.86	21.07
1.90	2.35	9	2.57	0.49	65	1.43	1.08	0.95	1	1	1.00	13.26	16.57
2.35	2.80	12	2.57	0.60	65	1.29	1.08	0.95	1	1	1.00	15.89	19.86
2.80	3.25	20	2.57	0.72	65	1.18	1.08	0.95	1	1	0.88	21.23	26.54
3.25	3.70	22	2.57	0.84	65	1.09	1.08	0.95	1	1	0.84	20.83	26.04
3.70	4.15	19	2.57	0.95	65	1.03	1.08	0.95	1	1	0.89	17.94	22.43
4.15	4.60	27	2.57	1.07	65	0.97	1.08	0.95	1	1	0.78	20.93	26.16

PROFUNDIDAD	NI	N60 Corregido	q _{a1}	q _{a2}	q _{a3}	q _{a4}	q _{a5}	q _{a6}	q _{a7}	q _{a8}	q _{a9}	q _{a10}	q _{a11}	q _{a12}	q _{a13}	q _{adm} Kg/cm ²
1.00	1.45	9	19.68	2.17	3.34	N.A.	2.13	N.A.	1.94			2.62		2.72	0.83	
1.45	1.90	10	21.07		3.61	N.A.		N.A.	2.15			2.80		2.91	0.96	
1.90	2.35	9	16.57	1.83	2.71	N.A.	1.79	N.A.	1.94					2.29	0.70	
2.35	2.80	12	19.86		3.37	N.A.		N.A.	2.38					2.74	0.97	
2.80	3.25	20	26.54	2.92	4.71	N.A.	2.87	N.A.	4.30			2.53		3.66	1.22	
3.25	3.70	22	26.04		4.61	N.A.		N.A.	4.73			3.46		3.60	1.37	
3.70	4.15	19	22.43		3.89	N.A.		N.A.	4.09			2.98		3.10	1.17	
4.15	4.60	27	26.16		4.63	N.A.		N.A.	5.81			3.48		3.61	1.46	
FORMULAS			0.00	0.00	-0.60	N.A.	0.00	N.A.	0.00	0.00	-1.05	0.00	0.00	0.00	0.00	

Datos requeridos:

B= 2.00 m 6.562 ft
 Cw= N.P= 0.60 m 2.625 ft
 z= DF= 1.50 m 4.921 ft
 S= 0.03 m 0.093 ft
 Cd= Fd= 1.25 ... Meyerhof Bowles
 Fp= 1.75
 Cw= 0.61429 ... Meyerhof

PROFUNDIDAD	NI	N60 Corregido	Φ1	Φ2	Φ3	Φ4	Φ5	Φ6	Φ7	Φ8	Φ9	Φ10	Φ11	Φ prom	
1.00	1.45	9	19.68	32.18	32.18	30.52	33.29	37.41	28.42	25.39	30.50	28.64	40.14	29.70	31.67
1.45	1.90	10	21.07	32.78	32.78	30.80	33.67	38.01	29.14	25.95	31.07	28.73	40.80	30.00	32.16
1.90	2.35	9	16.57	30.76	30.76	30.52	33.29	35.97	28.42	25.39	30.50	28.64	38.49	29.70	31.13
2.35	2.80	12	19.86	32.26	32.26	31.36	34.41	37.49	30.49	27.00	32.12	28.90	40.23	30.60	32.47
2.80	3.25	20	26.54	34.95	34.95	33.60	37.07	40.22	35.00	30.49	35.65	29.45	43.03	33.00	35.22
3.25	3.70	22	26.04	34.76	34.76	34.16	37.65	40.03	35.98	31.25	36.42	29.57	42.84	33.60	35.55
3.70	4.15	19	22.43	33.34	33.34	33.32	36.77	38.58	34.49	30.10	35.26	29.39	41.40	32.70	34.43
4.15	4.60	27	26.16	34.81	34.81	35.56	38.97	40.07	38.24	33.00	38.19	29.85	42.89	35.10	36.50
FORMULAS			15.00	15.00	28.00	29.47	20.00	15.00	15.00	20.00	27.00	0.00	27.00	19.22	



Juan Carlos Firme Ojeda Ayesta
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 123351

SPT-3

PROFUNDIDAD	Nf	Gs (Ton/m ³)	P (kg/cm ²)	Er	Cn	n1	n2	n3	n4	n5	N60	N60 Corregido	
1.00	1.45	9	2.57	0.26	65	1.70	1.08	0.95	1	1	1.00	15.75	19.68
1.45	1.90	9	2.57	0.37	65	1.64	1.08	0.95	1	1	1.00	15.17	18.96
1.90	2.35	9	2.57	0.49	65	1.43	1.08	0.95	1	1	1.00	13.25	16.57
2.35	2.80	19	2.57	0.60	65	1.29	1.08	0.95	1	1	0.89	22.51	28.14
2.80	3.25	55	2.57	0.72	65	1.18	1.08	0.95	1	1	0.64	42.45	53.07

PROFUNDIDAD	Nf	N60 Corregido	Q _{a1}	Q _{a2}	Q _{a3}	Q _{a4}	Q _{a5}	Q _{a6}	Q _{a7}	Q _{a8}	Q _{a9}	Q _{a10}	Q _{a11}	Q _{a12}	Q _{a13}	Q _{adm} Kg/cm ²
1.00	1.45	9	19.68	2.17	3.34	N.A.	2.12	N.A.		1.94			2.62		2.72	0.83
1.45	1.90	9	18.96		3.19	N.A.		N.A.		1.94			2.52		2.62	0.86
1.90	2.35	9	16.57	1.83	2.71	N.A.	1.79	N.A.		1.94					2.29	0.70
2.35	2.80	19	28.14		5.93	N.A.		N.A.		4.09					3.88	1.44
2.80	3.25	55	53.07	5.85	10.01	N.A.	5.74	N.A.		11.83			7.06		7.33	2.66
FORMULAS			0.00	0.00	-0.60	N.A.	0.00	N.A.	0.00	0.00	-1.05	0.00	0.00	0.00	0.00	

Datos requeridos:

B= 2.00 m 6.562 ft
 Cw= N.F= 0.80 m 2.625 ft
 z= Df= 1.50 m 4.921 ft
 S= 0.03 m 0.083 ft
 Cd=Fd= 1.25 ... Meyerhof Bowles
 Fp= 1.75
 Cw= 0.61429 ... Meyerhof

PROFUNDIDAD	Nf	N60 Corregido	Φ1	Φ2	Φ3	Φ4	Φ5	Φ6	Φ7	Φ8	Φ9	Φ10	Φ11	Φ prom	
1.00	1.45	9	19.68	32.18	32.18	30.52	33.29	37.41	28.42	25.39	30.50	28.64	40.14	29.70	31.67
1.45	1.90	9	18.96	31.87	31.87	30.52	33.29	37.09	28.42	25.39	30.50	28.64	39.78	29.70	31.55
1.90	2.35	9	16.57	30.76	30.76	30.52	33.29	35.97	28.42	25.39	30.50	28.64	38.49	29.70	31.13
2.35	2.80	19	28.14	35.54	35.54	33.32	36.77	40.82	34.49	30.10	35.26	29.39	43.60	32.70	35.23
2.80	3.25	55	53.07	43.21	43.21	43.40	42.67	49.59	48.17	40.69	45.96	31.06	49.75	43.50	43.66
FORMULAS			15.00	15.00	28.00	29.47	20.00	15.00	15.00	20.00	27.00	0.00	27.00	19.22	




 Juan Carlos Pardo Ojeda Agesta
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 123351

1.7.2 CÁLCULO DE ASENTAMIENTO

Atraves de los números de golpes realizados en campo se determinó que el asentamiento de mayor valor es de

Se (cm)
0.32

A pesar de haberse calculado conservadoramente la cimentación, se ha obtenido un asentamiento menor a lo permitido por la Norma E.050 del Reglamento Nacional de Edificaciones, la cual menciona que los asentamientos diferenciales deben ser menores de 2,5 cm; por lo que el suelo es aceptable para la cimentación de las estructuras de concreto del proyecto.

SPT-1

PROFUNDIDAD		Nf	N60 Corregido	q adm Kg/cm2	S 1	S 2	S pulg
1.00	1.45	10	21.87	0.92	0.25	0.34	0.30
1.45	1.90	12	25.29	1.16	0.28	0.37	0.32
1.90	2.35	6	11.05	0.46	0.25	0.33	0.29
2.35	2.80	11	18.21	0.88	0.29	0.39	0.34
2.80	3.25	21	27.30	1.26	0.28	0.37	0.32
3.25	3.70	19	23.93	1.23	0.31	0.41	0.36
3.70	4.15	28	28.36	1.57	0.33	0.44	0.39
4.15	4.60	35	31.14	1.80	0.35	0.46	0.41
4.60	5.05	74	52.65	3.34	0.38	0.51	0.45

SPT-2

PROFUNDIDAD		Nf	N60 Corregido	q adm Kg/cm2	S 1	S 2	S pulg
1.00	1.45	9	19.68	0.83	0.25	0.34	0.30
1.45	1.90	10	21.07	0.96	0.27	0.36	0.32
1.90	2.35	9	16.57	0.70	0.26	0.34	0.30
2.35	2.80	12	19.86	0.97	0.29	0.39	0.34
2.80	3.25	20	26.54	1.22	0.28	0.37	0.32
3.25	3.70	22	26.04	1.37	0.32	0.42	0.37
3.70	4.15	19	22.43	1.17	0.31	0.42	0.37
4.15	4.60	27	26.16	1.46	0.34	0.45	0.39



Juan Carlos Firme Ojeda Ayesta
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 123351

SPT-3

PROFUNDIDAD		Nf	N60 Corregido	q adm Kg/cm2	S 1	S 2	S pulg
1.00	1.45	9	19.68	0.83	0.25	0.34	0.30
1.45	1.90	9	18.96	0.86	0.27	0.36	0.32
1.90	2.35	9	16.57	0.70	0.26	0.34	0.30
2.35	2.80	19	28.14	1.44	0.31	0.41	0.36
2.80	3.25	55	53.07	2.66	0.30	0.40	0.35

1.8 EFECTO DEL SISMO

➤ Ubicación Sísmica

De acuerdo a la Información Sismológica en la Región Lambayeque, se han producido sismos de intensidades promedio VII-VIII. Por otra parte la zona en estudio se encuentra ubicada en la ZONA 4 del Mapa de Zonificación Sísmica del Perú, con suelos clasificados como flexibles del tipo S2 de acuerdo a la Norma Técnica de Edificación E.030 - Diseño Sísmico Resistente. Las Fuerzas Sísmicas Horizontales pueden calcularse de acuerdo a las Normas de Diseño Sismo Resistente de la normatividad citada según la siguiente relación

$$V = \frac{Z \times U \times C \times S \times P}{R}$$

Dónde:

S es el factor de amplificación del suelo con un valor de $S = 1.10$, para un periodo de vibración de T_p (s) = 0.60; $U = 1.50$, C = Coeficiente de amplificación sísmica y Z es el factor de zona con un valor de $Z = 0.45g$.

FACTOR	VALOR	OBSERVACION
Z	0.45	Zona 4
U	1.50	Edificaciones Comunes
C	2.50	Chequear con $T_p = 0.60$ y T de la estructura
S	1.05	Suelo Tipo S2




 Juan Carlos Fimo Ojeda Ayesta
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 123351



1.9 PARÁMETROS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE OBRAS DE SOSTENIMIENTO.

En la obra deberán tomarse las precauciones debidas para proteger las paredes de las excavaciones y cimentaciones de las edificaciones que limitan con el proyecto, mediante entibaciones y/o calzaduras con la finalidad de proteger a los operarios y evitar daños a terceros conforme lo indica la Norma E.050.

El punto de aplicación de la resultante debe modificarse para tomar en cuenta el efecto real del sistema suelo-muro es a $1/3H$ (Siendo H la altura del muro).

2 PROBLEMAS ESPECIALES DE CIMENTACIÓN

SUELOS COLAPSABLES

En los lugares donde se conozca o sea evidente la ocurrencia de hundimientos debido a la existencia de suelos colapsables, el PR deberá incluir en su EMS un análisis basado en la determinación de la plasticidad del suelo NTP 339.129:1999, del ensayo para determinar el peso volumétrico NTP 339.139:1999, y del ensayo de humedad NTP 339.127:1998, con la finalidad de evaluar el potencial de colapso del suelo en función del Límite Líquido (LL) y del peso volumétrico seco (D_n). La relación entre los colapsables y no colapsables y los parámetros antes indicados se muestra en la figura siguiente:

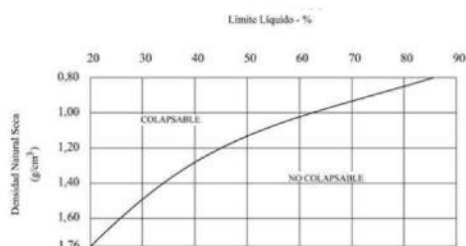


Imagen N°5: Referencia NAVFAC DM 7

En base al siguiente gráfico relacionando con los resultados de ensayos obtenidos (LL=50.09 y Densidad Seca 1.55kg/cm²). El suelo del proyecto representa a un suelo no colapsable.

SUELOS EXPANDIBLES: Presenta un bajo a medio potencial de expansión el mismo que se controla con el peso de la estructura.

ATAQUE QUÍMICO: Se describe como único agente el contenido de sulfatos referido en el ítem 5.3 del presente EMS.

LICUACION DE SUELOS: En suelos granulares y en algunos suelos granulares con finos cohesivos ubicados bajo la Napa Freática, las sollicitaciones sísmicas pueden originar el fenómeno denominado Licuación, el cual consiste en la pérdida momentánea de la resistencia al corte del suelo, como consecuencia del incremento de la presión de poros que se genera en el agua contenida en sus vacíos y originada por la vibración que produce el sismo. Esta pérdida de resistencia al corte genera la ocurrencia de fallas por los grandes asentamientos en las obras sobreyacentes y por el desplazamiento lateral de taludes y terraplenes.

Para que un suelo granular sea susceptible de licuar durante un sismo, debe presentar simultáneamente las características siguientes:

- Debe estar constituido por arena fina, arena limosa, arena arcillosa, limo arenoso no plástico o grava empacada en una matriz constituida por alguno de los materiales anteriores.
- Debe encontrarse sumergido.

El proyecto no Presenta riesgo de licuación de suelos.

3 PLANOS Y PERFILES DEL SUELO

3.1 PLANOS DE UBICACIÓN DE LOS PUNTOS DE EXPLORACIÓN

Plano topográfico o planimétrico (ver el Artículo 9 (9.1)) del terreno, relacionado a una base de referencia y mostrando la ubicación física de la cota (o BM) de referencia utilizada. En el plano de ubicación se empleará la nomenclatura indicada en la Tabla N° 7

TABLA N° 7 TÉCNICAS DE INVESTIGACIÓN	
TÉCNICA DE INVESTIGACIÓN	SÍMBOLO
Pozo o Calicata	C - n 
Perforación	P - n 
Trinchera	T - n 
Auscultación	A - n 

n - número correlativo de sondaje.

ACTIV.
16/02/2017



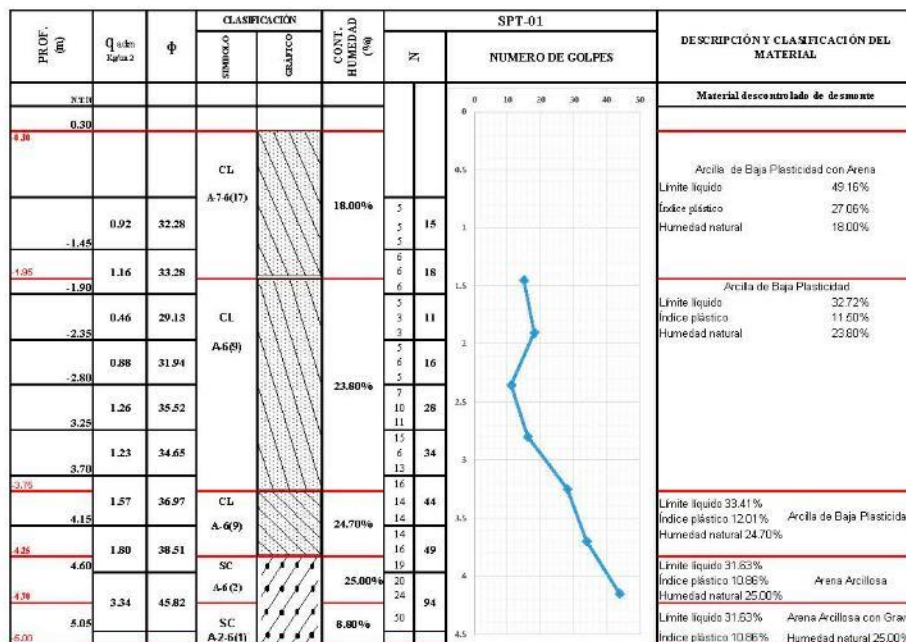

Juan Carlos Firme Ojeda Ayesta
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 123351



3.2 PERFIL ESTATIGRAFICO

Debe incluirse la información del Perfil del Suelo indicada en el **Artículo 12 - INFORME DE LABORATORIO** (12.1e), así como las muestras obtenidas y los resultados de los ensayos "in situ".

RESULTADOS DE ENSAYOS DE SPT-1



Juan Carlos Firme Ojeda Ajusta
Juan Carlos Firme Ojeda Ajusta
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 123351



RESULTADOS DE ENSAYOS DE SPT-2

PROF. (m)	Q según Norma 2	φ	CLASIFICACIÓN		CONT. HUMEDAD (%)	N	SPT-02	DESCRIPCIÓN Y CLASIFICACIÓN DEL MATERIAL
			SÍMBOLO	GRÁFICO				
0.30								<p>Material descontrolado de desmonte</p> <p>Arcilla de Baja Plasticidad</p> <p>Límite líquido 49.60%</p> <p>Índice plástico 27.90%</p> <p>Humedad natural 18.80%</p> <hr/> <p>Arcilla de Baja Plasticidad con Arena</p> <p>Límite líquido 31.60%</p> <p>Índice plástico 9.37%</p> <p>Humedad natural 24.40%</p> <hr/> <p>Arcilla de Baja Plasticidad con Arena</p> <p>Límite líquido 33.41%</p> <p>Índice plástico 13.17%</p> <p>Humedad natural 25.40%</p> <hr/> <p>Límite líquido 31.53%</p> <p>Índice plástico 10.86%</p> <p>Humedad natural 10.83%</p> <p>Arena Arcillosa</p> <hr/> <p>Límite líquido 32.25%</p> <p>Índice plástico 16.59%</p> <p>Humedad natural 9.40%</p> <p>Arena Arcillosa con Grava</p>
0.83	31.67		CL	A-7.6(7)	18.80%	4		
1.45	0.96	32.16				6		
1.90	0.70	31.13	CL	A-4(8)	24.40%	13		
2.35	0.97	32.47				15		
2.80	1.22	35.22	CL	A-4(9)	25.40%	4		
3.25	1.37	35.55	SC	A-6(2)	10.83%	5		
3.70	1.17	34.43	SC	A-2.6(0)	16.59%	13		
4.15	1.46	36.50				15		

RESULTADOS DE ENSAYOS DE SPT-3

PROF. (m)	Q según Norma 2	φ	CLASIFICACIÓN		CONT. HUMEDAD (%)	N	SPT-03	DESCRIPCIÓN Y CLASIFICACIÓN DEL MATERIAL
			SÍMBOLO	GRÁFICO				
0.30								<p>Material descontrolado de desmonte</p> <p>Arcilla de Alta Plasticidad</p> <p>Límite líquido 50.09%</p> <p>Índice plástico 26.64%</p> <p>Humedad natural 17.80%</p> <hr/> <p>Límite líquido 31.66%</p> <p>Índice plástico 10.93%</p> <p>Humedad natural 26.70%</p> <p>Arcilla de Baja Plasticidad</p> <hr/> <p>Límite líquido 32.35%</p> <p>Índice plástico 10.13%</p> <p>Humedad natural 23.40%</p> <p>Arcilla de Baja Plasticidad</p> <hr/> <p>Límite líquido 30.17%</p> <p>Índice plástico 10.93%</p> <p>Humedad natural 25.00%</p> <p>Arena Arcillosa</p>
0.83	31.67		CH	A-7.4(17)	17.80%	4		
1.45	0.86	31.55	CL	A-6(9)	26.70%	13		
1.90	0.70	31.13	CL	A-4(8)	23.40%	4		
2.35	1.44	35.23	SC	A-6(3)	25.00%	5		
2.80						8		
						11		



Juan Carlos Firma Ojeda Ayesta
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 123351

Oficina y Laboratorio: Francisco Cabrera N° 1201 Chiclayo – Lambayeque T: (074) 516906 C: 964 423 859
 Oficina Chiclayo: Alfonso Ugarte N° 696 Int. 201 - Chiclayo C: 924 387 254 - 963 847 718
 Oficina Ica: Mz 15 Lot. 15 Urb. Juan Manuel Meza - Vista Alegre - Nasca - Ica T: (056) 402821 C: 959 669 889
 amzing.soc.ic@gmail.com

4 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO

4.1 CUADRO RESUMEN DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Cuadro N° 01.

MUESTRA	SUCS	Prof. (m)	Cont. De Humedad (%)	Porcentaje en Muestra de:			Límites de Consistencia		
				Grava (%)	Arena (%)	Finos (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)
SPT1,M-1	CL	0.30 - 1.95	18.00%	0.00%	4.30%	95.70%	49.16%	22.10%	27.06%
SPT1,M-2	CL	1.95 - 3.75	23.80%	1.30%	13.00%	85.70%	32.72%	21.22%	11.50%
SPT1,M-3	CL	3.75 - 4.25	24.70%	0.05%	10.10%	89.40%	33.41%	21.40%	12.01%
SPT1,M-4	SC	4.25 - 4.70	25.00%	5.70%	48.70%	45.60%	31.63%	20.77%	10.86%
SPT1,M-5	SC	4.70 - 5.00	8.80%	19.20%	48.60%	32.20%	32.26%	16.49%	15.77%
SPT2,M-1	CL	0.40 - 1.60	18.80%	0.00%	4.70%	95.30%	49.58%	21.68%	27.90%
SPT2,M-2	CL	1.60 - 2.65	24.40%	1.40%	13.70%	84.90%	31.60%	22.22%	9.37%
SPT2,M-3	CL	2.65 - 3.10	25.40%	0.08%	10.10%	89.10%	33.41%	20.24%	13.17%
SPT2,M-4	SC	3.10 - 3.55	24.60%	5.10%	49.00%	45.90%	31.60%	20.77%	10.83%
SPT2,M-5	SC	3.55 - 4.00	9.40%	21.50%	63.00%	15.50%	32.25%	15.68%	16.59%
SPT3,M-1	CH	0.40 - 1.45	17.80%	0.00%	4.00%	96.00%	50.09%	23.44%	26.64%
SPT3,M-2	CL	1.45 - 1.90	26.70%	1.20%	12.30%	86.50%	31.66%	20.73%	10.93%
SPT3,M-3	CL	1.90 - 2.15	23.40%	0.06%	9.50%	89.90%	32.35%	22.22%	10.13%
SPT3,M-4	SC	2.15 - 2.55	25.00%	5.40%	48.40%	46.20%	30.17%	19.24%	10.93%

5 COEFICIENTE DE PRESIÓN LATERAL DE SUELO

Para la determinación de los Empujes Laterales sobre estructuras enterradas, se empleará una distribución triangular de presión. El Empuje Total puede determinarse mediante la siguiente relación:

$$E_s = \frac{1}{2} \gamma H^2 K$$

Dónde:

K : Coeficiente de empuje, donde $K=K_0$, K_a , K_p .

H : Altura de muro (m).

γ : Peso volumétrico de masa.

Coeficiente de presión lateral en reposo K_0 :

Para un muro que está impedido de desplazarse, el cálculo del coeficiente De presión lateral K_0 diferentes autores propusieron:

Tipo de suelo	Autor	K_0	Comentarios
Suelo de grano grueso	Jaky (1944)	$1 - \sin \phi$	Para un suelo Normalmente consolidado
Arcillas Normalmente consolidadas	Brooker y Ireland	$0.95 - \sin \phi$	
Arenas densas y compactas (Sherif y otros)		$K_0 = (1 - \sin \phi) + \left(\frac{\gamma'_d}{\gamma'_{d(\min)}} - 1 \right) * 5.5$	γ'_d : Peso Esp. Arena insitu. $\gamma'_{d(\min)}$: Peso Esp. Seco mínimo.




Juan Carlos Pardo Ojeda
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 123351

Coefficiente de presión lateral activo KA:

Para que se dé la condición de empuje activo, el muro debe desplazarse ligeramente hacia afuera y formar una cuña activa. El coeficiente de Presión activa de Rankine se estima mediante la siguiente expresión:

$$K_a = \frac{\sigma'_a}{\sigma'_o} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right), \text{ para una superficie horizontal.}$$

$$K_a = \cos \alpha \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}, \text{ para terraplen inclinado.}$$

Coefficiente de presión lateral pasivo KP:

El coeficiente correspondiente a la presión pasiva dada por Rankine es:

$$K_p = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_o} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right), \text{ para una superficie horizontal.}$$

$$K_p = \cos \alpha \frac{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}, \text{ para terraplen inclinado.}$$

Los datos para los coeficientes de presión se presentan a continuación.

De acuerdo a los cálculos obtenidos, se tiene los siguientes parámetros de coeficientes laterales para los muros y/o calzaduras en contacto con el suelo natural.

Coef. de empuje de tierras			
	C-1	C-2	C-3
ka	0.67	0.68	0.67
Kp	1.50	1.48	1.49
ko	0.80	0.81	0.80

COEFICIENTE DE BALASTO

Para el coeficiente de balasto vertical, podemos aplicar el criterio de Terzaghi y Peck (1955) en función de la base de la cimentación. Esta mera de calcularlo aparece en el Código técnico de la edificación en el documento básico de Cimientos (2008). Según el código técnico de la edificación en su documento básico de cimentaciones para un suelo denominado como limo el valor del coeficiente de balasto K30 esta entre 15 y 45 MN/m³.




 Juan Carlos Forno Ojeda Agesta
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP: 123351

Tipo de suelo	K ₃₀ (MN/m ³)
Arcilla blanda	15 - 30
Arcilla media	30 - 60
Arcilla dura	60 - 200
Limo	15 - 45
Arena floja	10 - 30
Arena media	30 - 90
Arena compacta	90 - 200
Grava arenosa floja	70 - 120
Grava arenosa compacta	120 - 300
Margas arcillosas	200 - 400
Rocas algo alteradas	300 - 5.000
Rocas sanas	>5.000

VALORES ORIENTATIVOS DEL COEFICIENTE DE BALASTO, K₃₀

Se decide tomar valor representativo para el coeficiente K₃₀ el valor de 35,5 MN/m³. Para el caso de una arcilla este valor se obtiene como un suelo cohesivo de manera que la formula queda representado en la siguiente expresión

$$k_{sB} = k_{30} \frac{0,3}{B}$$

		Coeficiente de balasto vertical en zapatas							
Valor K ₃₀	35500	B(m)							
K ₃₀	(KN/m ³)	0.50	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00	3.50	4.00
Cuadrada		21300	10650	7100	5325	4260	3550	3043	2663
Rectangular		14200	7100	4733	3550	2840	2367	2029	1775

Para losas rectangulares

$$k' = \frac{2}{3} \cdot k_{sB} \left(1 + \frac{B}{2L} \right)$$

Coeficiente de balasto vertical
Plataas de Cimentacion

Valor K ₃₀	35500
K ₃₀	(KN/m ³)
Ancho cimentación B (m)	9.75
Largo cimentación (m)	8.15
K _s (Mn/m ³)	37445




Juan Carlos Firmo Ojeda Ajusta
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 123351

6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- ✓ El área en un estudio se encuentra ubicado en el Distrito de José Leonardo Ortiz, Provincia de Chiclayo, Región Lambayeque en la ZONA DE SIMICIDAD 4 del territorio nacional – zona sismicidad alta – por lo que se deberá tener presente la posibilidad de ocurrencia de sismo de considerable magnitud con INTENSIDADES TAN ALTAS COMO VII A IX en la ESCALA MODIFICADA DE MERCALLI.
- ✓ De acuerdo con la estratigráfica de la zona en estudio: propiedades mecánicas, espesor del estrato, periodo fundamental de vibración y la velocidad de propagación de las ondas de corte: el suelo subyacente está definido por la siguiente clasificación de acuerdo con el DECRETO SUPREMO N° 003-2016 – VIVIENDA que modifica las NORMAS DE DISEÑO SISMO RESISTENTE E.030.
- ✓ De acuerdo con la nueva NORMA TECNICA DE EDIFICACION E-030 DISEÑO SISMO RESISTENTE y predominio del suelo de cimentación, se recomienda adoptar en los análisis sismo – resistente de las edificaciones, los siguientes parámetros:

- Factor de Zona : Z = 0.45 (zona 4)
- Condiciones Geotécnicas : S2 (suelos Intermedios)
- Periodo de Vibración del Suelo : Tp = 1.00 seg.
- Factor de Ampliación del Suelo : S = 1.05
- Factor de Ampliación Sísmica "C", se calculará en base a la siguiente expresión:

$$C = 2.50 * \left[\frac{T_p}{T} \right] \quad ; \quad C < 2.50$$

- Categoría de la Edificación : C (edificación Comunes)
- Factor de Usos : U = 1.00
- La fuerza horizontal o cortante basal, debido a la acción sísmica se determinará por la siguiente fórmula:

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S \cdot P}{R}$$

Dónde:

- V= Cortante basal
- Z= Factor de Zona
- U=Factor de Uso
- S= Factor de ampliación del Suelo
- C=Factor de ampliación sísmicas
- P = Peso de la Edificación
- R = Coeficiente de Reducción

-Periodo que define la plataforma de espectro: Tp=1.00 segundos



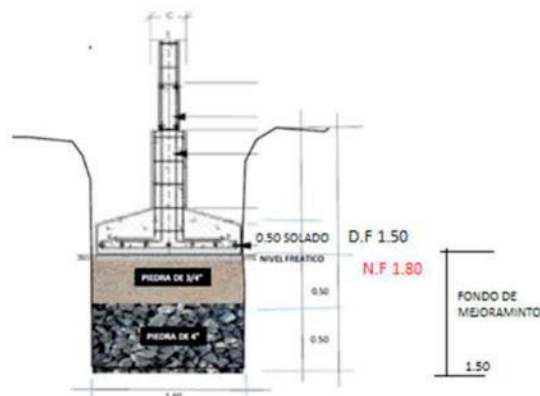
Juan Carlos Firme Ojeda Ayesta
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 123351

- ✓ De la evaluación de las propiedades mecánicas del suelo subyacente a través de las envolventes de los ENSAYOS ESTANDAR DE PENETRACION SPT-NTP 339.133 (ASTM-DI586) se recomienda adoptar una profundidad mínima de cimentación de $D_f = 1.50$ m. Referida al nivel actual del terreno del área tributaria del sondaje (SPT-1) (zona topográficamente baja) de tal manera que los estratos friccionantes del tipo SUCS: CL, se ubican a nivel de solera de cimentación. De acuerdo a las teorías analíticas de capacidad de carga de K.V. TERZAGHI, R.B PECK y G MESRI (+2) la CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE DEL TERRENO con respecto al SPT es de 0.83 kg/cm^2
- ✓ El ASENTAMIENTO PROBABLE calculado por el METODO ELASTICO considerando un MODULO DE ELASTICIDAD DEL SUELO del tipo SUCS: CL $E_s = 50 \text{ kg/cm}^2$ y una RELACION DE POISSON $P = 0.3$ es de 0.34
- ✓ Puede adoptarse un SISTEMA DE CIMENTACION SUPERFICIAL poco profunda compuesta por Zapatas Aisladas o continuas con viga de cimentación o también del tipo PLATEA DE CIMENTACION que transmita las TENSIONES NOMINALES a los suelos FRICCIONANTES DEL TIPO SUCS: CL que se ubican a nivel de solera de cimentación y disponga de la rigidez necesaria para asimilar los ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES que se puedan producir, esto considerara a buen criterio del estructurista
- ✓ El descenso de la NAPA FREATICA que permitirá ejecutar la excavación y la construcción del SISTEMA DE CIMENTACION SUPERFICIAL del tipo PLATEA DE CIMENTACION o Zapatas aisladas a continuas con vigas de cimentación se recomienda ejecutar mediante el METODO DE VACIO O WELLPOINT o mediante la construcción de POZOS DRENANTES que permitan deprimir la napa freática sin socavar.
- ✓ Los ensayos de CONTENIDOS QUIMICOS del suelo en contacto con la cimentación arrojan valores de sales solubles dentro de un grado de alteración leve el cual se detalla en el cuadro adjunto ELEMENTOS QUIMICOS NOCIVOS PARA LA CIMENTACION recomendado por el COMITÉ 318-83 ACI y la experiencia existente, por lo que se recomienda el uso de CEMENTO PORTLAND TIPO MS y Tipo V (NTP 334.009/ASTM C150) en el concreto en contacto con el suelo subyacente.
- ✓ Debido al contenido de Sales Solubles Totales que presenta, bien podrían atacar levemente al concreto y al acero, por lo que es conveniente adoptar alternativamente el uso de aditivos o impermeabilizantes de barrera como plástico de 400 micrones de espesor o un baño asfáltico en todo el exterior del elemento
- ✓ Se recomienda elaborar un filtro compuesta en la siguiente manera
 - El filtro estará compuesto por un material tipo over (4"); de 0.50 m de espesor.
 - Segunda capa, con piedra de tamaño máximo de $\frac{3}{4}$ ", las cuales deberán ser compactas una capa capas de 0.50 m como máximo con equipo de compactación, de tal manera que se logre un buen acomodo de este material y no genere asentamiento posterior.
 - La zanja estará cubierta con material geotextil el cual envolverá al filtro, con la finalidad de evitar que los espacios intersticiales se llenen de material fino y deje de actuar el filtro que se está colocando.
 - También se hará empleo de solados (Concreto $f_c = 100 \text{ kg/cm}^2$ y de espesor = 0.50 m) por debajo de los cimientos a fin de regularizar el área de apoyo para los cimientos proyectados




 Juan Carlos Firme Ojeda Ayesta
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 123351

- Esta profundidad se ha calculado a fin evitar asentamientos diferenciales en el terreno y a su vez evitar sub presiones por presencia del nivel freático variable.



- ✓ Se recomienda que los Rellenos Controlados para nivelar el terreno de requerir, se construyan con materiales granulares del tipo A-1-a, A-1-b, que cumplan con las siguientes exigencias de ensayos: Límite Líquido 30%, Índice de Plasticidad 6%, Equivalente de Arena $\geq 20\%$, CBR al 100% de su MDS a 0.1" de penetración $\geq 40\%$; así mismo se exige que el grado de compactación de los rellenos controlados se efectúe convenientemente a una densidad $\geq 98\%$ de la máxima densidad seca obtenida mediante el ensayo Proctor Modificado realizado sobre el material de relleno elegido.
- ✓ Los Rellenos Controlados por encima del nivel de fondo de la cimentación pueden ser realizados antes o después de construídos los sobre cimientos, en el caso de efectuar el Relleno Controlado antes de construir los sobre cimientos, se deberá recomprimir la zona cercana a la cimentación con la finalidad de confinarlos adecuadamente.
- ✓ Para verificar todos los procesos de compactación se realizarán Controles de Densidad en el Campo (ASTM D-1556). Este ensayo se realizará cada 250 m² de superficie en puntos dispuestos en tresbolito. Para el caso de áreas pequeñas, se efectuará (01) ensayo para un área menor o igual a 25 m² y (02) ensayos en áreas comprendidas entre los 25m² a 250m².
- ✓ El concreto a emplearse en la construcción de los cimientos y/o pantallas (de acuerdo a recomendación de Ingeniero estructural), de acuerdo a la agresividad del Suelo (Sales Solubles, Cloruros, Sulfatos); es el cemento Tipo Portland "II, IP (MS), IS (MS), P (MS), I (PM) (MS), I (SM) (MS)". Así mismo se recomienda emplear en la construcción de las nuevas cimentaciones aditivo (Chema 1 líquido) u otro medio de protección que impermeabilice las cimentaciones a fin de evitar la ascensión de la humedad durante el proceso de fraguado y endurecimiento del concreto fresco



Juan Carlos Forno Ojeda Ayesta
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 123351

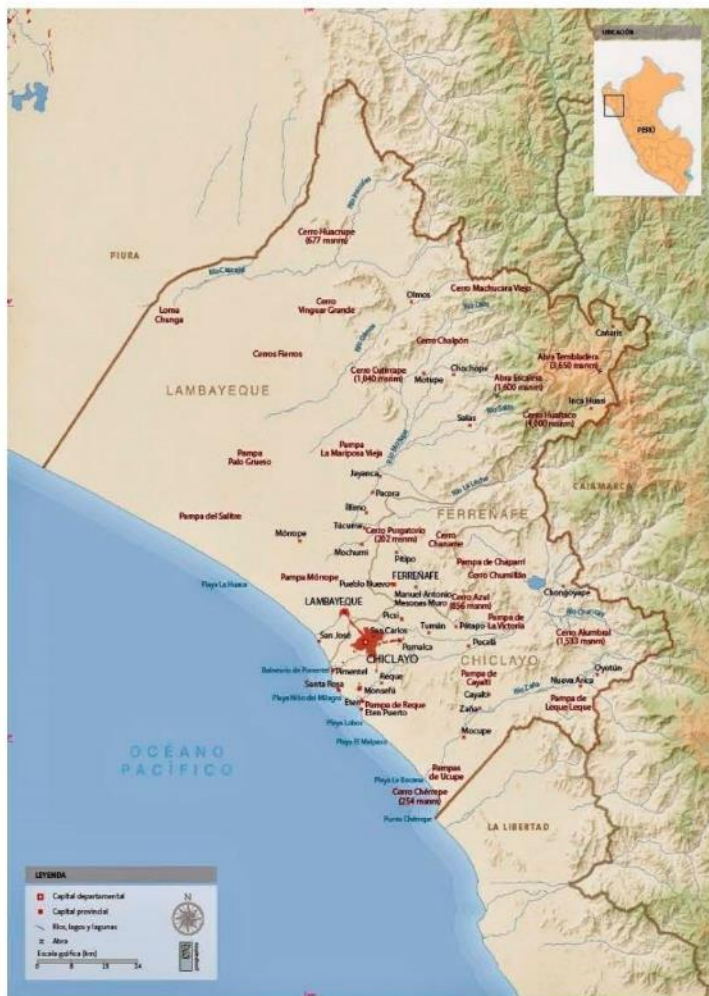
FIGURAS

MAPA FÍSICO – POLÍTICO REGIONAL




 Juan Carlos Firme Ojeda Ayesta
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 123351

MAPA FÍSICO: LAMBAYEQUE



Juan Carlos Firma Ojeda Ayesta
Juan Carlos Firma Ojeda Ayesta
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 123351

MAPA SÍSMICO DEL PERÚ

ZONAS SÍSMICAS




 Juan Carlos Firmo Ojeda Ayesta
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 123351

TABLAS

PARÁMETROS SÍSMICOS

Tabla N° 1
FACTORES DE ZONA "Z"

ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Tabla N° 6 (*)
CATEGORÍA Y SISTEMA ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES

Categoría de la Edificación	Zona	Sistema Estructural
A1	4 y 3	Aislamiento Sísmico con cualquier sistema estructural.
	2 y 1	Estructuras de acero tipo SCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado, Albalilería Armada o Confinada.
A2 (**)	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado, Albalilería Armada o Confinada.
	1	Cualquier sistema.
B	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SMF, IMF, SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Pórticos, Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albalilería Armada o Confinada. Estructuras de madera
	1	Cualquier sistema.
	4, 3, 2 y 1	Cualquier sistema.

(*) Para edificaciones con cobertura liviana se podrá usar cualquier sistema estructural.

(**) Para pequeñas construcciones rurales, como escuelas y postas médicas, se puede usar materiales tradicionales siguiendo las recomendaciones de las normas correspondientes a dichos materiales.

Tabla N° 3
FACTOR DE SUELO "S"

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

Tabla N° 4
PERÍODOS "T_p" Y "T_L"

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

Tabla N° 5
CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A	A1: Establecimientos del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones: - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones. - Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. - Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. - Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. - Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.	1,5
B	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3
C	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
D	Edificaciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2




 Juan Carlos Firme Ojeda Ayesta
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 123351

ANEXOS

- ANEXO I
Hoja de Resumen

- ANEXO II
Registro de Excavación

- ANEXO III
Ensayos de Laboratorio

- ANEXO IV
Capacidad Portante

- ANEXO V
Plano de Ubicación

- ANEXO VI
Panel Fotográfico




Juan Carlos Firme Ojeda Ayesta
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 123351

ANEXOS



Juan Carlos Firme Ojeda Ayesta
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 123351

}

HOJA RESUMEN



Juan Carlos Firme Ojeda Ayesta
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 123351

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS PARA DISEÑO DE LA CIMENTACION

Nombre del Proyecto:

Optimización de cuantía de acero mediante verificación no lineal de diseño basado en desempeño en un edificio de 7 niveles

De conformidad con la Norma Técnica E. 050 "Suelos y Cimentaciones" la siguiente información deberá transcribirse literalmente en los planos de cimentación. Esta información no es limitativa, deberá cumplir con todo lo especificado en el presente Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) y con el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE)

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE DIMENTACIÓN			
Tipo de Cimentación	: Superficial (Cimientos Corridos y Cuadrados)		
Estrato de apoyo de la cimentación	: Arcilla de baja Plasticidad con Arena (CL),		
Profundidad de la Napa Freática	: No se encontro	Fecha	18/05/2023
Parámetros de Diseño de la Cimentación			
Profundidad de Cimentación:	-1.50 metros		
Presión Admisible:	Cimentación corrida	1.38 kg/cm ²	
Factor de Seguridad por Corte (Estático, Dinámico):	3		
Asentamiento Diferencial Máximo Aceptable:	0.34 cm		
Parámetros Sísmico del Suelo (De acuerdo a la Norma E 0.30)			
Zona Sísmica:	ZONA 4		
Tipo de perfil del suelo:	S2 Suelos Intermedios		
Factor del suelo (S):	S= 1.10		
Periodo TP (S):	TP (S)= 1.0		
Periodo TL (S):	TL (S)= 1.60		
Agresividad del Suelo a la Cimentación: (En caso de suelos agresivos se debe indicar tipo de agresión, tipo de cemento portland, relación a/c y f'c mínimo, recubrimiento mínimo y otros)			
Agresividad:	Moderada		
Tipo de Cemento:	Ms		
Relación agua cemento:	r/c = 0.50		
f'c mínimo (mpa):	f'c = 28 MPA		
f'c mínimo (kg/cm ²):	f'c = 280 kg/cm ²		
Problemas Especiales de cimentación			
Licuefacción:	No Licuable		
Colapso:	No Colapsable		
Expansión:	Grado de Expansión Bajo		
Indicaciones Adicionales:			




 Juan Carlos Firmo Ojeda Ayesta
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 123351

REGISTRO DE EXCAVACIÓN



Juan Carlos Fermo Ojeda Ayesta
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 123351



INFORME DE ENSAYO Nº 2174

Solicitante: JORGE OLIVOS VASQUEZ
 Proyecto: Optimización de cuantía de acero mediante verificación no lineal de diseño basado en desempeño en un edificio de 7 niveles
 Ubicación: Distrito de José Leonardo Ortiz - Provincia de Chiclayo - Departamento de Lambayeque

SPT: SPT-01

PROF. (m)	q _s adm. (kg/cm ²)	φ	CLASIFICACIÓN		CONT. HUMEDAD (%)	SPT-01		DESCRIPCIÓN Y CLASIFICACIÓN DEL MATERIAL
			limbaco	calanco		N	NUMERO DE GOLPES	
0.30								Material descontrolado de desmonte
0.92	0.92	32.28	CL	A-7.6(17)	18.00%	5	15	Arcilla de Baja Plasticidad con Arena Límite Líquido 49.16% Índice plástico 27.06% Humedad natural 18.00%
1.16	1.16	33.28				6	18	
1.90	0.46	29.13	CL	A-6(9)	23.80%	5	11	Arcilla de Baja Plasticidad Límite Líquido 32.72% Índice plástico 11.50% Humedad natural 23.80%
2.35	0.88	31.94				6	16	
2.80	1.26	35.52				7	28	
3.25	1.23	34.65				10	34	
3.70	1.57	36.97	CL	A-6(9)	24.70%	14	44	Límite Líquido 33.41% Índice plástico 12.01% Humedad natural 24.70%
4.15	1.80	38.51	SC	A-6(2)	25.00%	14	49	Límite Líquido 31.63% Índice plástico 10.86% Humedad natural 25.00%
4.60	3.34	45.82	SC	A-2.6(1)	8.80%	16	94	Arena Arcillosa Límite Líquido 31.63% Índice plástico 10.86% Humedad natural 25.00%
5.05						19		Arena Arcillosa con Grava Humedad natural 25.00%

Germán Oscar Gasco Cármon
 TECNOLÓGICO DE ENSAYOS DE MATERIALES



Juan Carlos Forno Ojeda Agesta
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 123351



INFORME DE ENSAYO Nº 2174

Solicitante: JORGE OLIVOS VASQUEZ
 Proyecto: Optimización de cuantía de acero mediante verificación no lineal de diseño basado en desempeño en un edificio de 7 niveles
 Ubicación: Distrito de José Leonardo Ortiz - Provincia de Chiclayo - Departamento de Lambayeque

SPT: SPT-02

PROF. (m)	q _{sdm} (kg/cm ²)	φ	CLASIFICACIÓN		CONT. HUMEDAD (%)	SPT-02		DESCRIPCIÓN Y CLASIFICACIÓN DEL MATERIAL
			arenoso	silíceo		N	NUMERO DE GOLPES	
0.30								Material descontrolado de desmonte
0.40			CL	A-7.6(17)	18.80%	4	13	Arcilla de Baja Plasticidad Límite Líquido 49.58% Índice plástico 27.90% Humedad natural 18.80%
1.45	0.83	31.67				5	15	
1.60	0.96	32.16				5	15	
1.90	0.70	31.13	CL	A-4(9)	24.40%	4	13	Arcilla de Baja Plasticidad con Arena Límite Líquido 31.60% Índice plástico 9.37% Humedad natural 24.40%
2.35	0.97	32.47				5	17	
2.80	1.22	35.22	CL	A-4(9)	25.40%	8	28	Arcilla de Baja Plasticidad con Arena Límite Líquido 33.41% Índice plástico 13.17% Humedad natural 25.40%
3.25	1.37	35.55	SC	A-6(2)	10.83%	12	34	Límite Líquido 31.63% Índice plástico 10.85% Humedad natural 10.83% Arena Arcillosa
3.70	1.17	34.43	SC	A-2.6(0)	16.59%	10	29	Límite Líquido 32.25% Índice plástico 16.59% Humedad natural 9.40% Arena Arcillosa con Grava
4.15	1.46	36.50				10	37	
4.80						12		
						15		

German Oscar Castillo Chirinos
 TECN. LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



Juan Carlos Firme Ojeda Ayesta
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 123351



INFORME DE ENSAYO Nº 2174

Solicitante: JORGE DUVOS VASQUEZ
Proyecto: Optimización de cuatría de acero mediante verificación no lineal de diseño basado en desempeño en un edificio de 7 niveles*
Ubicación: Distrito de José Leonardo Ortiz - Provincia de Chiclayo - Departamento de Lambayeque

SPT SPT-03

PROF. (m)	q _{adm} kg/cm ²	φ	CLASIFICACIÓN		CONT. HUMEDAD (%)	N	SPT-03	DESCRIPCIÓN Y CLASIFICACIÓN DEL MATERIAL
			simbolo	calículo				
0.30								Material descontrolado de desmonte Arcilla de Alta Plasticidad Límite líquido 50.09% Índice plástico 26.54% Humedad natural 17.80%
1.45	0.83	31.67	CH A-7.6(17)	17.80%	4 5 4	13		
1.90	0.86	31.55	CL A-6(9)	26.70%	4 5 4	13		
2.35	0.70	31.13	CL A-4(6)	23.40%	5 5 4	14		
2.80	1.44	35.23	SC A-6(3)	25.00%	5 8 11	24		

Germán Oscar Gastelo Chirinos
 TEG LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



Juan Carlos Firme Ojeda Ayesta
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 123351

ENSAYOS DE LABORATORIO



INFORME DE ENSAYO N° 372

EXPEDIENTE N° 0306 - 2023 L.E.M. AMAZING S.A.C

DATOS DEL CLIENTE

SOLICITANTE : JORGE OLIVOS VASQUEZ

PROYECTO

: Optimización de cuantía de acero mediante verificación no lineal de diseño basado en desempeño en un edificio de 7 niveles

UBICACIÓN

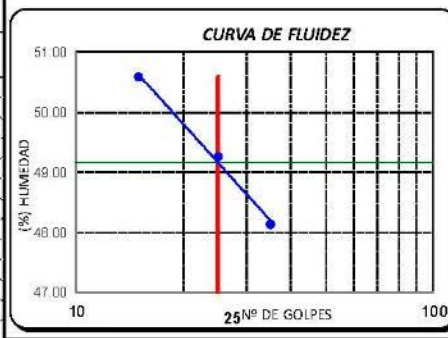
: Distrito de José Leonardo Ortiz – Provincia de Chiclayo – Departamento de Lambayeque

Referencia: 399.128 : 1999 - Método de ensayo para el análisis granulométrico
 Referencia: 399.127: 1999 - Métodos de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo
 Referencia: NTP398.131 - Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad del suelo

Calicata: 1 Muestra M-1 Profundidad: 0.30m. - 1.95m.

Análisis Granulométrico por tamizado

N° Tamiz	Abertura (mm)	% Retenido	% Que pasa
3"	75.000	0.0	100.0
2"	50.000	0.0	100.0
1 1/2"	37.500	0.0	100.0
1"	25.000	0.0	100.0
3/4"	19.000	0.0	100.0
1/2"	12.500	0.0	100.0
3/8"	9.500	0.0	100.0
1/4"	6.300	0.0	100.0
N° 4	4.750	0.0	100.0
N° 10	2.000	0.2	99.8
N° 20	0.850	1.4	98.6
N° 40	0.425	2.6	97.4
N° 50	0.300	3.2	96.8
N° 100	0.150	3.5	96.5
N° 200	0.075	4.3	95.7



Distribución granulométrica

% Grava	G.G. %	G.F. %	
	0.0	0.0	
% Arena	A.G. %	A.M. %	A.F. %
	0.2	2.4	1.7
% Arcilla y Limo		95.7	
Total		100.0	

Ensayo de Limite de Atterberg

Limite líquido (LL)	49.16	(%)
Limite Plástico (LP)	22.10	(%)
Índice Plástico (IP)	27.06	(%)
Clasificación (S.U.C.S.)	CL	
Descripción del suelo	Arcilla de baja plasticidad	
Clasificación (AASHTO)	A-7-6 (17)	
Descripción	MALO	



Germán Oscar Gascón Chirinos
 TEC. LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



Juan Carlos Firme Ojeda Ayesta
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 123351

Oficina y Laboratorio: Francisco Cabrera N° 1201 Chiclayo – Lambayeque T: (074) 516906 C: 964 423 859
 Oficina Chiclayo: Alfonso Ugarte N° 696 Int. 201 - Chiclayo C: 924 387 254 - 963 847 718
 Oficina Ica: Mz 15 Lot. 15 Urb. Juan Manuel Meza - Vista Alegre - Nasca - Ica T: (056) 402821 C: 959 669 889
 amazing.soc.ic@gmail.com

INFORME DE ENSAYO N° 372

EXPEDIENTE N° 0306 - 2023 L.E.M. AMAZING S.A.C

DATOS DEL CLIENTE

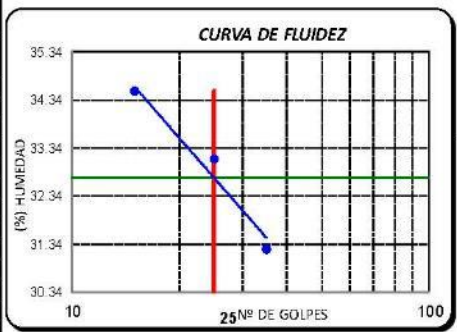
SOLICITANTE : JORGE OLIVOS VASQUEZ
PROYECTO : Optimización de cuantía de acero mediante verificación no lineal de diseño basado en desempeño en un edificio de 7 niveles
UBICACIÓN : Distrito de José Leonardo Ortiz – Provincia de Chiclayo – Departamento de Lambayeque

Referencia: 399.128 - 1989 - Método de ensayo para el análisis granulométrico
 Referencia: 339.127 - 1998 - Métodos de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo
 Referencia: NTP 399.131 - Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad del suelo

Calicata: 1 **Muestra:** M-2 **Profundidad:** 1.95m. - 3.75m.

Análisis Granulométrico por tamizado

N° Tamiz	Abertura (mm)	% Acumulados	
		Retenido	Que pasa
3"	75.000	0.0	100.0
2"	50.000	0.0	100.0
1 1/2"	37.500	0.0	100.0
1"	25.000	0.0	100.0
3/4"	19.000	0.0	100.0
1/2"	12.500	0.0	100.0
3/8"	9.500	0.0	100.0
1/4"	6.300	0.0	100.0
N° 4	4.750	1.3	98.7
N° 10	2.000	2.1	97.9
N° 20	0.850	2.9	97.1
N° 40	0.425	3.9	96.1
N° 50	0.300	4.4	95.6
N° 100	0.150	8.5	91.5
N° 200	0.075	14.3	85.7



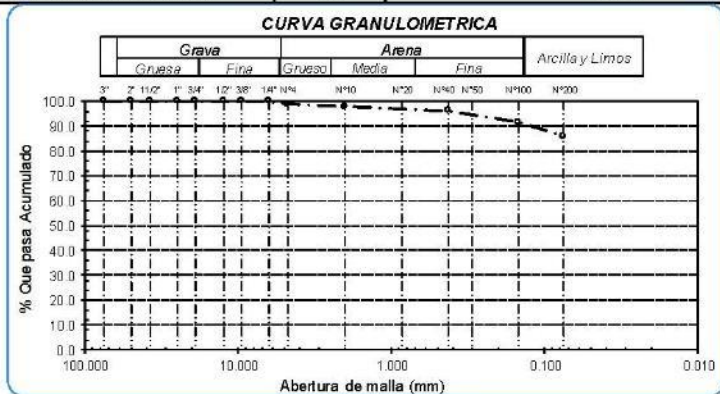
Distribución granulométrica

	G.G. %	S.F. %	A.G. %	A.M. %	A.F. %	Total
% Grava	0.0	1.3				1.3
% Arena		0.8	1.8	10.3		13.0
% Arcilla y Limo				85.7		85.7
Total						100.0

Ensayo de Límite de Atterberg

Límite líquido (LL)	32.72 (%)
Límite Plástico (LP)	21.22 (%)
Índice Plástico (IP)	11.50 (%)
Clasificación (S.U.C.S.)	CL
Descripción del suelo: Arcilla de baja plasticidad	
Clasificación (AASHTO)	A-6 (9)
Descripción: MALO	

Contenido de Humedad 23.8



German Oscar Castillo Chirinos
 TEC. LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



Juan Carlos Firme Ojeda Ayesta
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 123351

INFORME DE ENSAYO N° 372

EXPEDIENTE N° 0306 - 2023 L.E.M. AMAZING S.A.C

DATOS DEL CLIENTE

SOLICITANTE : JORGE OLIVOS VASQUEZ

PROYECTO

: Optimización de cuantía de acero mediante verificación no lineal de diseño basado en desempeño en un edificio de 7 niveles

UBICACIÓN

: Distrito de José Leonardo Ortiz – Provincia de Chiclayo – Departamento de Lambayeque

Referencia: 399.128 - 1999 - Método de ensayo para el análisis granulométrico

Referencia: 339.127 - 1999 - Métodos de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo

Referencia: NTP 398.131 - Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad del suelo

Calicata:

1

Muestra

M-3

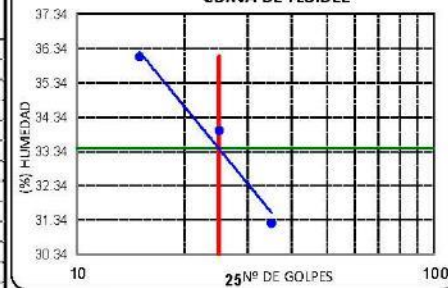
Profundidad:

3.75m. - 4.25m.

Análisis Granulométrico por tamizado

N° Tamiz	Abertura (mm)	% Retenido	% Que pasa
3"	75.000	0.0	100.0
2"	50.000	0.0	100.0
1 1/2"	37.500	0.0	100.0
1"	25.000	0.0	100.0
3/4"	19.000	0.0	100.0
1/2"	12.500	0.0	100.0
3/8"	9.500	0.0	100.0
1/4"	6.300	0.0	100.0
N° 4	4.750	0.5	99.5
N° 10	2.000	2.2	97.8
N° 20	0.850	4.4	95.6
N° 40	0.425	5.8	94.2
N° 50	0.300	6.4	93.6
N° 100	0.150	7.8	92.2
N° 200	0.075	10.6	89.4

CURVA DE FLUIDEZ



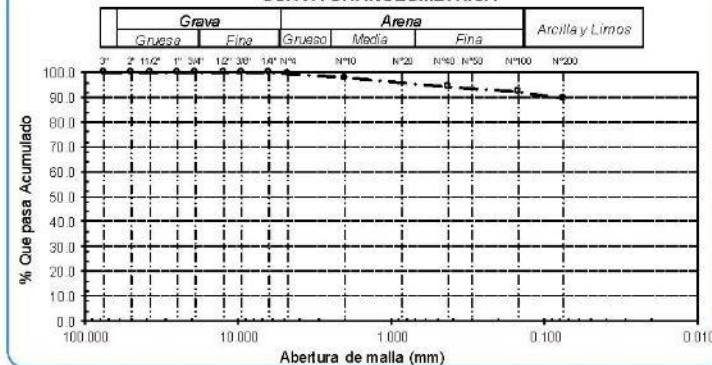
Ensayo de Limite de Atterberg

Límite líquido (LL)	33.41	(%)
Límite Plástico (LP)	21.40	(%)
Índice Plástico (IP)	12.01	(%)
Clasificación (S.U.C.S.)	CL	
Descripción del suelo	Arcilla de baja plasticidad	
Clasificación (AASHTO)	A-6 (9)	
Descripción	MALO	

Distribución granulométrica

% Grava	G.G. %	0.0	0.5
	G.F. %	0.5	
% Arena	A.G. %	1.7	10.1
	A.M. %	3.6	
	A.F. %	4.8	
% Arcilla y Limo		89.4	89.4
Total			100.0
Contenido de Humedad			24.7

CURVA GRANULOMETRICA




German Oscar Custodio Chirinos
TEC. UNIVERSIDAD DE INGENIERIA DE MATERIALES




Juan Carlos Firmo Ojeda Ayesta
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 123351

Oficina y Laboratorio: Francisco Cabrera N° 1201 Chiclayo – Lambayeque ☎ T: (074) 516906 ☐ C: 964 423 859

Oficina Chiclayo: Alfonso Ugarte N° 696 Int. 201 - Chiclayo ☎ C: 924 387 254 - 963 847 718

Oficina Ica: Mz 15 Lot. 15 Urb. Juan Manuel Meza - Vista Alegre - Nasca - Ica ☎ T: (056) 402821 ☐ C: 959 669 889

amazinq.soc.ic@gmail.com

INFORME DE ENSAYO N° 372

EXPEDIENTE N° 0306 - 2023 L.E.M. AMAZING S.A.C

DATOS DEL CLIENTE

SOLICITANTE : JORGE OLIVOS VASQUEZ

PROYECTO

: Optimización de cuantía de acero mediante verificación no lineal de diseño basado en desempeño en un edificio de 7 niveles

UBICACIÓN

: Distrito de José Leonardo Ortiz – Provincia de Chiclayo – Departamento de Lambayeque

Referencia: 399.128 - 1999 - Método de ensayo para el análisis granulométrico

Referencia: 339.127 - 1999 - Métodos de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo

Referencia: NTP 398.131 - Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad del suelo

Calicata:

1

Muestra

M-4

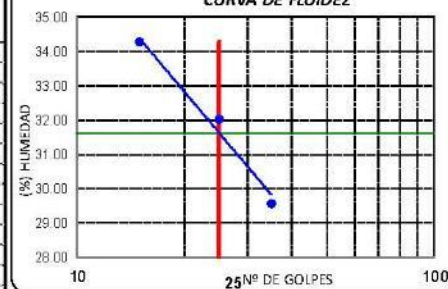
Profundidad:

4.25m. - 4.70m.

Análisis Granulométrico por tamizado

N° Tamiz	Abertura (mm)	% Retenido	% Que pasa
3"	75.000	0.0	100.0
2"	50.000	0.0	100.0
1 1/2"	37.500	0.0	100.0
1"	25.000	0.0	100.0
3/4"	19.000	0.0	100.0
1/2"	12.500	0.0	100.0
3/8"	9.500	0.0	100.0
1/4"	6.300	0.0	100.0
N° 4	4.750	5.7	94.3
N° 10	2.000	10.2	89.8
N° 20	0.850	25.1	74.9
N° 40	0.425	39.5	60.5
N° 50	0.300	42.9	57.1
N° 100	0.150	47.4	52.6
N° 200	0.075	54.4	45.6

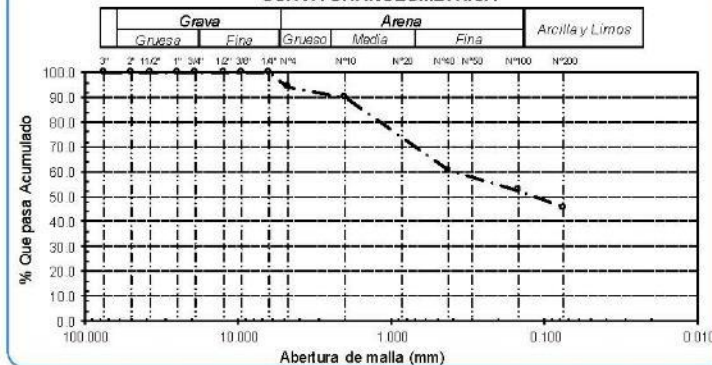
CURVA DE FLUIDEZ



Ensayo de Limite de Atterberg

Distribución granulométrica		Limite líquido (LL)	31.63 (%)
% Grava	G.G. %	0.0	
	G.F. %	5.7	
% Arena	A.G. %	4.5	
	A.M. %	29.3	
	A.F. %	14.9	48.7
% Arcilla y Limo		45.6	45.6
Total		100.0	
Contenido de Humedad		25.0	
			MALO
			Clasificación (S.U.C.S.) SC
			Descripción del suelo Arena arcillosa
			Clasificación (AASHTO) A-6 (2)
			Descripción

CURVA GRANULOMETRICA




Germán Oscar Gastero Chirinos
TEC LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES




Juan Carlos Forno Ojeda Ayesta
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 123351

INFORME DE ENSAYO N° 372

EXPEDIENTE N° 0306 - 2023 L.E.M. AMAZING S.A.C

DATOS DEL CLIENTE

SOLICITANTE

JORGE OLIVOS VASQUEZ

PROYECTO

Optimización de cuantía de acero mediante verificación no lineal de diseño basado en desempeño en un edificio de 7 niveles

UBICACIÓN

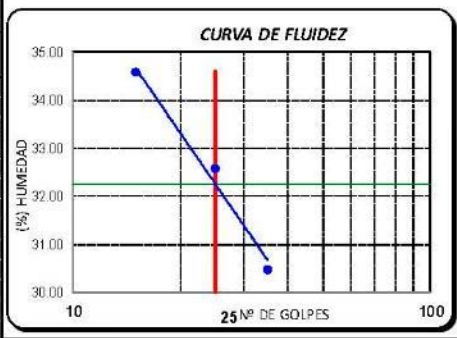
Distrito de José Leonardo Ortiz – Provincia de Chiclayo – Departamento de Lambayeque

Referencia: 399.128 - 1999 - Método de ensayo para el análisis granulométrico
 Referencia: 339.127 - 1999 - Métodos de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo
 Referencia: NTP 399.131 - Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad del suelo

Calicata: 1 Muestra: M-5 Profundidad: 4.70m. - 5.00m.

Análisis Granulométrico por tamizado

N° Tamiz	Abertura (mm)	% Retenido	% Acumulados Que pasa
3"	75.000	0.0	100.0
2"	50.000	0.0	100.0
1 1/2"	37.500	0.0	100.0
1"	25.000	0.0	100.0
3/4"	19.000	0.0	100.0
1/2"	12.500	0.0	100.0
3/8"	9.500	0.0	100.0
1/4"	6.300	0.0	100.0
N° 4	4.750	19.2	80.8
N° 10	2.000	30.0	70.0
N° 20	0.850	49.7	50.3
N° 40	0.425	56.9	43.1
N° 50	0.300	59.0	41.0
N° 100	0.150	63.8	36.2
N° 200	0.075	67.6	32.2

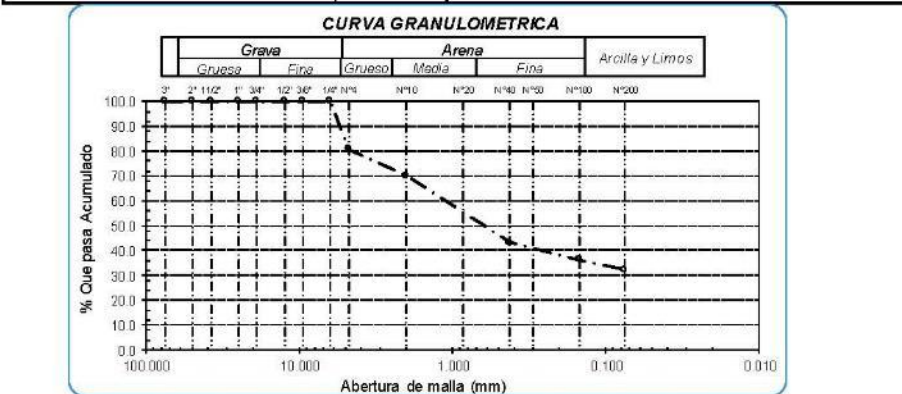


Distribución granulométrico

% Grava	G.G. %	G.F. %	% Retenido
	0.0	19.2	19.2
% Arena	A.G. %	A.M. %	A.F. %
	10.8	26.9	48.6
% Arcilla y Limo			32.2
Total			100.0

Ensayo de Limite de Atterberg

Limite líquido (LL)	32.26	(%)
Limite Plástico (LP)	16.49	(%)
Índice Plástico (IP)	15.77	(%)
Clasificación (S.U.C.S.)	SC	
Descripción del suelo	Arena arcillosa con grava	
Clasificación (AASHTO)	A-2-6 (1)	
Descripción	REGULAR	



Germán Oscar Custodio Chirinos
 TECNOLÓGICO DE ENSAYOS DE MATERIALES



Juan Carlos Firme Ojeda Ayesta
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 123351

INFORME DE ENSAYO N° 372

EXPEDIENTE N° 0306 - 2023 L.E.M. AMAZING S.A.C

DATOS DEL CLIENTE

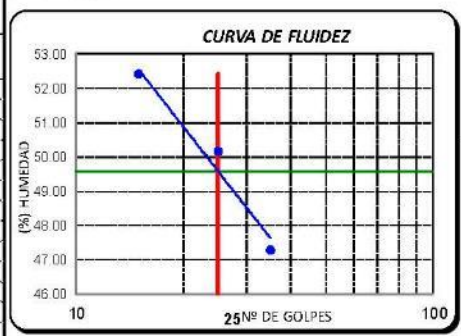
SOLICITANTE : JORGE OLIVOS VASQUEZ
PROYECTO : Optimización de cuantía de acero mediante verificación no lineal de diseño basado en desempeño en un edificio de 7 niveles
UBICACIÓN : Distrito de José Leonardo Ortiz – Provincia de Chiclayo – Departamento de Lambayeque

Referencia: 399.128 - 1989 - Método de ensayo para el análisis granulométrico
 Referencia: 339.127 - 1998 - Métodos de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo
 Referencia: NTP 399.131 - Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad del suelo

Calicata: 2 **Muestra:** M-1 **Profundidad:** 0.40m. - 1.60m.

Análisis Granulométrico por tamizado

N° Tamiz	Abertura (mm)	% Acumulados	
		Retenido	Que pasa
3"	75.000	0.0	100.0
2"	50.000	0.0	100.0
1 1/2"	37.500	0.0	100.0
1"	25.000	0.0	100.0
3/4"	19.000	0.0	100.0
1/2"	12.500	0.0	100.0
3/8"	9.500	0.0	100.0
1/4"	6.300	0.0	100.0
N° 4	4.750	0.0	100.0
N° 10	2.000	0.4	99.6
N° 20	0.850	1.7	98.3
N° 40	0.425	2.9	97.1
N° 50	0.300	3.5	96.5
N° 100	0.150	3.8	96.2
N° 200	0.075	4.7	95.3



Distribución granulométrica

% Grava	G.G. %	0.0	0.0
	G.F. %	0.0	
% Arena	A.G. %	0.4	4.7
	A.M. %	2.6	
	A.F. %	1.7	
% Arcilla y Limo		95.3	95.3
Total			100.0

Ensayo de Límite de Atterberg

Límite líquido (LL)	49.58 (%)
Límite Plástico (LP)	21.68 (%)
Índice Plástico (IP)	27.90 (%)
Clasificación (S.U.C.S.)	CL
Descripción del suelo Arcilla de baja plasticidad	
Clasificación (AASHTO)	A-7-6 (17)
Descripción MALO	

Contenido de Humedad 18.8



Germán Oscar García Chirinos
 TECNICARIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



Juan Carlos Forno Ojeda Ayesta
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 123351



INFORME DE ENSAYO N° 372

EXPEDIENTE N° 0306 - 2023 L.E.M. AMAZING S.A.C

DATOS DEL CLIENTE

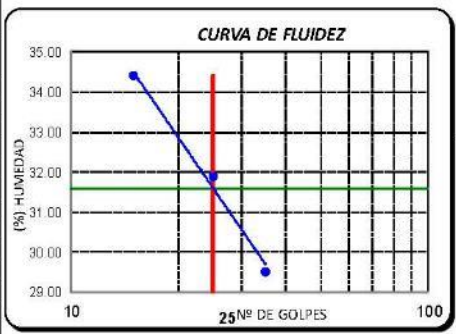
SOLICITANTE : JORGE OLIVOS VASQUEZ
PROYECTO : Optimización de cuantía de acero mediante verificación no lineal de diseño basado en desempeño en un edificio de 7 niveles
UBICACIÓN : Distrito de José Leonardo Ortiz – Provincia de Chiclayo – Departamento de Lambayeque

Referencia: 399.128 - 1999 - Método de ensayo para el análisis granulométrico
 Referencia: 339.127 - 1998 - Métodos de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo
 Referencia: NTP 399.131 - Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad del suelo

Calicata: 2 **Muestra:** M-2 **Profundidad:** 1.60m. - 2.65m.

Análisis Granulométrico por tamizado

N° Tamiz	Abertura (mm)	% Acumulados	
		Retenido	Que pasa
3"	75.000	0.0	100.0
2"	50.000	0.0	100.0
1 1/2"	37.500	0.0	100.0
1"	25.000	0.0	100.0
3/4"	19.000	0.0	100.0
1/2"	12.500	0.0	100.0
3/8"	9.500	0.0	100.0
1/4"	6.300	0.0	100.0
N° 4	4.750	1.4	98.6
N° 10	2.000	2.3	97.7
N° 20	0.850	3.2	96.8
N° 40	0.425	4.3	95.7
N° 50	0.300	5.0	95.0
N° 100	0.150	9.4	90.6
N° 200	0.075	15.1	84.9



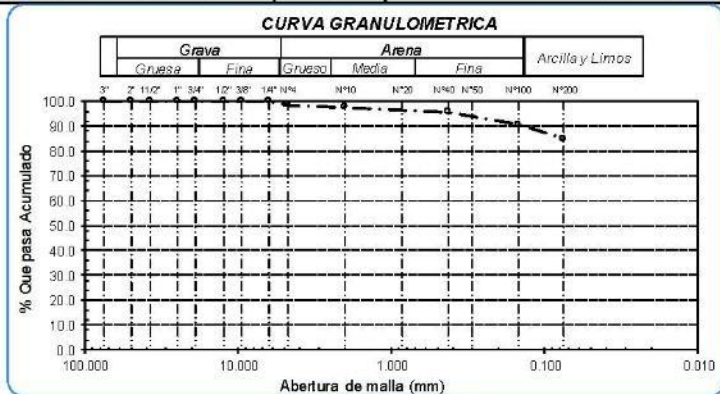
Distribución granulométrica

% Grava	G.G. %	0.0	
	G.F. %	1.4	1.4
% Arena	A.G. %	0.9	
	A.M. %	2.0	
	A.F. %	10.8	13.7
% Arcilla y Limo		84.9	84.9
Total		100.0	

Ensayo de Límite de Atterberg

Límite líquido (LL)	31.60	(%)
Límite Plástico (LP)	22.22	(%)
Índice Plástico (IP)	9.37	(%)
Clasificación (S.U.C.S.)	CL	
Descripción del suelo	Arcilla de baja plasticidad con arena	
Clasificación (AASHTO)	A-4 (9)	
Descripción	REGULAR-MALO	

Contenido de Humedad 24.4



German Oscar Gussler Chirinos
 TEC. LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES



Juan Carlos Firme Ojeda Ayesta
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 123351

Oficina y Laboratorio: Francisco Cabrera N° 1201 Chiclayo – Lambayeque ☎ T: (074) 516906 ☐ C: 964 423 859
Oficina Chiclayo: Alfonso Ugarte N° 696 Int. 201 - Chiclayo ☎ C: 924 387 254 - 963 847 718
Oficina Ica: Mz 15 Lot. 15 Urb. Juan Manuel Meza - Vista Alegre - Nasca - Ica ☎ T: (056) 402821 ☐ C: 959 669 889
 amazingsoc.ic@gmail.com

INFORME DE ENSAYO N° 372

EXPEDIENTE N° 0306 - 2023 L.E.M. AMAZING S.A.C

DATOS DEL CLIENTE

SOLICITANTE

: JORGE OLIVOS VASQUEZ

PROYECTO

: Optimización de cuantía de acero mediante verificación no lineal de diseño basado en desdoble en un edificio de 7 niveles

UBICACIÓN

: Distrito de José Leonardo Ortiz - Provincia de Chiclayo - Departamento de Lambayeque

Referencia: 399.129 - 1999 - Método de ensayo para el análisis granulométrico

Referencia: 339.127 - 1998 - Métodos de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo

Referencia: NTP 399.131 - Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad del suelo

Calicata:

2

Muestra

M-3

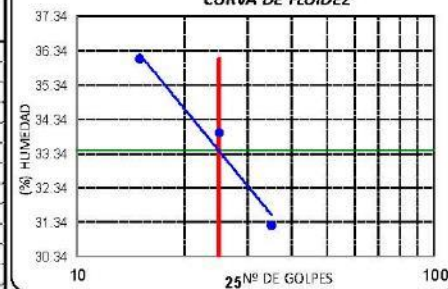
Profundidad:

2.65m. - 3.10m.

Análisis Granulométrico por tamizado

N° Tamiz	Abertura (mm)	% Acumulados	
		Retenido	Que pasa
3"	75.000	0.0	100.0
2"	50.000	0.0	100.0
1 1/2"	37.500	0.0	100.0
1"	25.000	0.0	100.0
3/4"	19.000	0.0	100.0
1/2"	12.500	0.0	100.0
3/8"	9.500	0.0	100.0
1/4"	6.300	0.0	100.0
N° 4	4.750	0.8	99.2
N° 10	2.000	2.5	97.5
N° 20	0.850	4.7	95.3
N° 40	0.425	6.1	93.9
N° 50	0.300	6.8	93.4
N° 100	0.150	8.0	92.0
N° 200	0.075	10.9	89.1

CURVA DE FLUIDEZ



Ensayo de Límite de Atterberg

Límite líquido (LL)	33.41	(%)
Límite Plástico (LP)	20.24	(%)
Índice Plástico (IP)	13.17	(%)

Clasificación (S.U.C.S.)

CL

Descripción del suelo

Arcilla de baja plasticidad

Clasificación (AASHTO)

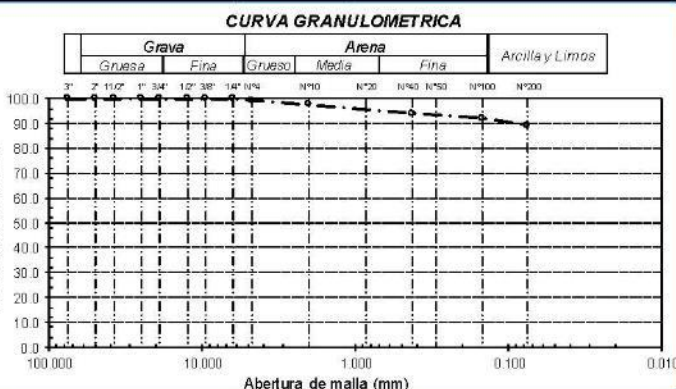
A-6 (9)

Descripción

Contenido de Humedad

25.4

MALO




German Oscar Castro Chirinos
TEC. LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES




Juan Carlos Firme Ojeda Ayesta
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 123351

INFORME DE ENSAYO N° 372

EXPEDIENTE N° 0306 - 2023 L.E.M. AMAZING S.A.C

DATOS DEL CLIENTE

SOLICITANTE : JORGE OLIVOS VASQUEZ

PROYECTO

: Optimización de cuantía de acero mediante verificación no lineal de diseño basado en desempeño en un edificio de 7 niveles

UBICACIÓN

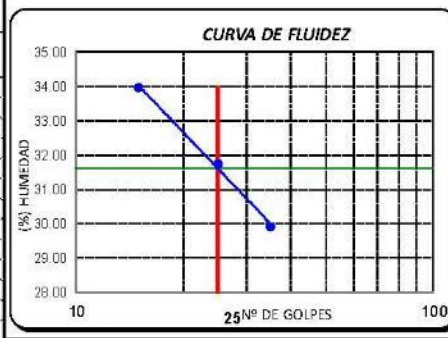
: Distrito de José Leonardo Ortiz – Provincia de Chiclayo – Departamento de Lambayeque

Referencia: 399.128 - 1999 - Método de ensayo para el análisis granulométrico
 Referencia: 399.127 - 1999 - Métodos de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo
 Referencia: NTP 398.131 - Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad del suelo

Calicata: 3 Muestra: M-4 Profundidad: 3.10m. - 3.55m.

Análisis Granulométrico por tamizado

N° Tamiz	Abertura (mm)	% Retenido	% Que pasa
3"	75.000	0.0	100.0
2"	50.000	0.0	100.0
1 1/2"	37.500	0.0	100.0
1"	25.000	0.0	100.0
3/4"	19.000	0.0	100.0
1/2"	12.500	0.0	100.0
3/8"	9.500	0.0	100.0
1/4"	6.300	0.0	100.0
N° 4	4.750	5.1	94.9
N° 10	2.000	10.2	89.8
N° 20	0.850	25.3	74.7
N° 40	0.425	39.9	60.1
N° 50	0.300	42.7	57.3
N° 100	0.150	47.7	52.3
N° 200	0.075	54.1	45.9



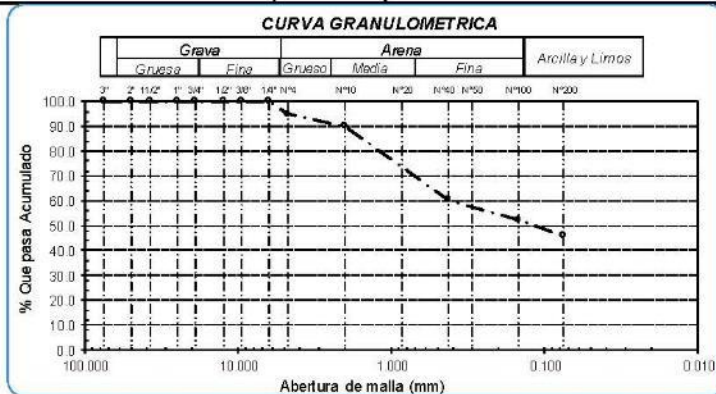
Distribución granulométrica

% Grava	G.G. %	G.F. %
	0.0	5.1
% Arena	A.G. %	A.M. %
	5.1	29.7
% Arcilla y Limo	A.F. %	
	14.2	45.9
Total		100.0

Contenido de Humedad: 24.6

Ensayo de Limite de Atterberg

Límite líquido (LL)	31.60	(%)
Límite Plástico (LP)	20.77	(%)
Índice Plástico (IP)	10.83	(%)
Clasificación (S.U.C.S.)	SC	
Descripción del suelo	Arena arcillosa	
Clasificación (AASHTO)	A-6 (2)	
Descripción	MALO	



Germán Oscar Gascón Chirinos
 TECNOLÓGICO DE ENSAYOS DE MATERIALES



Juan Carlos Forno Ojeda Ayesta
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 123351

INFORME DE ENSAYO N° 372

EXPEDIENTE N° 0306 - 2023 L.E.M. AMAZING S.A.C

DATOS DEL CLIENTE

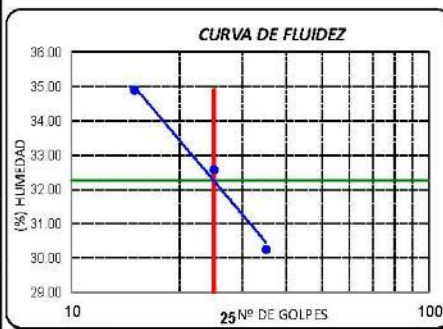
SOLICITANTE: JORGE OLIVOS VASQUEZ
PROYECTO: Optimización de cuantía de acero mediante verificación no lineal de diseño basado en desempeño en un edificio de 7 niveles
UBICACIÓN: Distrito de José Leonardo Ortiz – Provincia de Chiclayo – Departamento de Lambayeque

Referencia: 399.128 : 1999 - Método de ensayo para el análisis granulométrico
 Referencia: 399.127: 1989 - Métodos de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo.
 Referencia: NTP 398.131 - Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad del suelo

Calicata: 2 **Muestra:** M-6 **Profundidad:** 3.55m. - 4.00m.

Análisis Granulométrico por tamizado

N° Tamiz	Abertura (mm)	% Acumulados	
		Retenido	Que pasa
3"	75.000	0.0	100.0
2"	50.000	0.0	100.0
1 1/2"	37.500	0.0	100.0
1"	25.000	0.0	100.0
3/4"	19.000	0.0	100.0
1/2"	12.500	0.0	100.0
3/8"	9.500	0.0	100.0
1/4"	6.300	0.0	100.0
N° 4	4.750	21.5	78.5
N° 10	2.000	35.2	64.8
N° 20	0.850	60.9	39.1
N° 40	0.425	70.1	29.9
N° 50	0.300	72.8	27.2
N° 100	0.150	79.3	20.7
N° 200	0.075	84.5	15.5



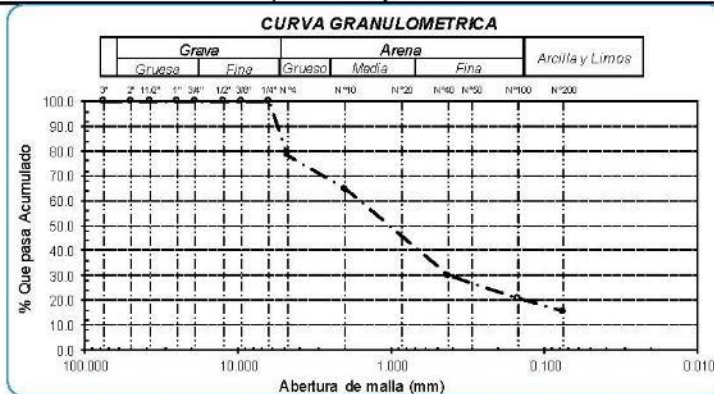
Distribución granulométrico

% Grava	%		%
	G.G.	G.F.	
	0.0	21.5	21.5
% Arena	A.G.	13.7	63.0
	A.M.	34.9	
	A.F.	14.4	
% Arcilla y Limo	15.5	15.5	15.5
Total			100.0

Contenido de Humedad 9.4

Ensayo de Limite de Atterberg

Limite liquido (LL)	32.25	(%)
Limite Plastico (LP)	15.66	(%)
Indice Plastico (IP)	16.59	(%)
Clasificación (S.U.C.S.)	SC	
Descripción del suelo	Arena arcillosa con grava	
Clasificación (AASHTO)	A-2-6 (0)	
Descripción	REGULAR	



Germán Oscar Gascón Obregon
 TECNICO LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



Juan Carlos Firme Ojeda Ayesta
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 123351



INFORME DE ENSAYO N° 372

EXPEDIENTE N° 0306 - 2023 L.E.M. AMAZING S.A.C

DATOS DEL CLIENTE

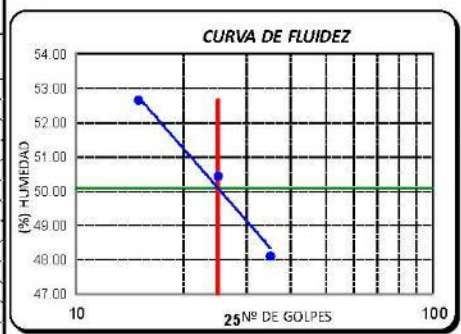
SOLICITANTE : JORGE OLIVOS VASQUEZ
PROYECTO : Optimización de cuantía de acero mediante verificación no lineal de diseño basado en desempeño en un edificio de 7 niveles
UBICACIÓN : Distrito de José Leonardo Ortiz – Provincia de Chiclayo – Departamento de Lambayeque

Referencia: 399.128 - 1989 - Método de ensayo para el análisis granulométrico
 Referencia: 339.127 - 1998 - Métodos de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo
 Referencia: NTP 399.131 - Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad del suelo

Calicata: 3 **Muestra:** M-1 **Profundidad:** 0.40m. - 1.45m.

Análisis Granulométrico por tamizado

N° Tamiz	Abertura (mm)	% Acumulados	
		Retenido	Que pasa
3"	75.000	0.0	100.0
2"	50.000	0.0	100.0
1 1/2"	37.500	0.0	100.0
1"	25.000	0.0	100.0
3/4"	19.000	0.0	100.0
1/2"	12.500	0.0	100.0
3/8"	9.500	0.0	100.0
1/4"	6.300	0.0	100.0
N° 4	4.750	0.0	100.0
N° 10	2.000	0.2	99.8
N° 20	0.850	1.4	98.6
N° 40	0.425	2.5	97.5
N° 50	0.300	3.0	97.0
N° 100	0.150	3.2	96.8
N° 200	0.075	4.0	96.0



Distribución granulométrica

% Grava	G.G. %	0.0	
	G.F. %	0.0	0.0
% Arena	A.G. %	0.2	
	A.M. %	2.2	
	A.F. %	1.5	4.0
% Arcilla y Limo		96.0	96.0
Total			100.0

Ensayo de Límite de Atterberg

Límite líquido (LL)	50.09	(%)
Límite Plástico (LP)	23.44	(%)
Índice Plástico (IP)	26.64	(%)
Clasificación (S.U.C.S.)	CH	
Descripción del suelo	Arcilla de alta plasticidad	
Clasificación (AASHTO)	A-7-6 (17)	
Descripción	MALO	



[Signature]
 Gerardo Oscar Gascón Chirinos
 TECNOLABORANTE DE ENLACE DE MATERIALES



[Signature]
 Juan Carlos Pardo Ojeda Agesta
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 123351

Oficina y Laboratorio: Francisco Cabrera N° 1201 Chiclayo – Lambayeque ☎ T: (074) 516906 ☐ C: 964 423 859
 Oficina Chiclayo: Alfonso Ugarte N° 696 Int. 201 - Chiclayo ☎ C: 924 387 254 - 963 847 718
 Oficina Ica: Mz 15 Lot. 15 Urb. Juan Manuel Meza - Vista Alegre - Nasca - Ica ☎ T: (056) 402821 ☐ C: 959 669 889
 amazingsoc.ic@gmail.com



INFORME DE ENSAYO N° 372

EXPEDIENTE N° 0306 - 2023 L.E.M. AMAZING S.A.C

DATOS DEL CLIENTE

SOLICITANTE : JORGE OLIVOS VASQUEZ

PROYECTO

: Optimización de cuantía de acero mediante verificación no lineal de diseño basado en desempeño en un edificio de 7 niveles

UBICACIÓN

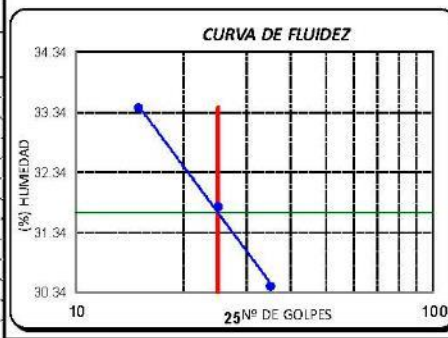
: Distrito de José Leonardo Ortiz – Provincia de Chiclayo – Departamento de Lambayeque

Referencia: 399.128 : 1999 - Método de ensayo para el análisis granulométrico
 Referencia: 399.127 : 1999 - Métodos de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo
 Referencia: NTP 398.131 - Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad del suelo

Calicata: 3 Muestra M-2 Profundidad: 1.45m. - 1.90m.

Análisis Granulométrico por tamizado

N° Tamiz	Abertura (mm)	% Retenido	% Que pasa
3"	75.000	0.0	100.0
2"	50.000	0.0	100.0
1 1/2"	37.500	0.0	100.0
1"	25.000	0.0	100.0
3/4"	19.000	0.0	100.0
1/2"	12.500	0.0	100.0
3/8"	9.500	0.0	100.0
1/4"	6.300	0.0	100.0
N° 4	4.750	1.2	98.8
N° 10	2.000	1.9	98.1
N° 20	0.850	2.6	97.4
N° 40	0.425	3.5	96.5
N° 50	0.300	4.1	95.9
N° 100	0.150	8.0	92.0
N° 200	0.075	13.5	86.5

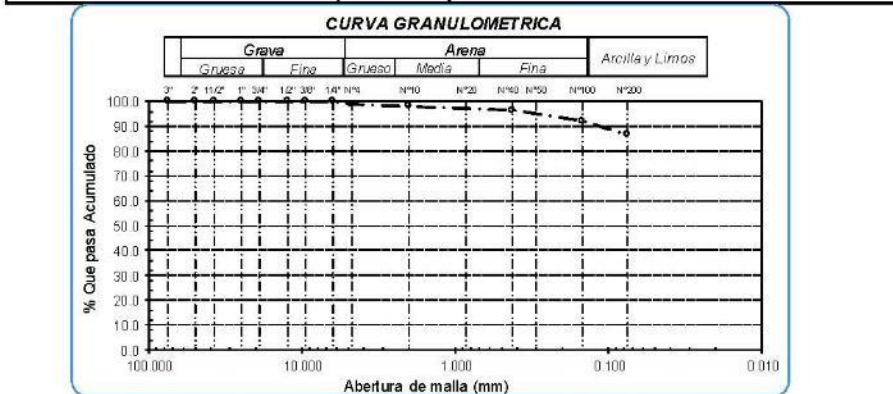


Distribución granulométrica

% Grava	G.G. %	G.F. %	
	0.0	1.2	
% Arena	A.G. %	A.M. %	A.F. %
	0.7	1.6	12.3
% Arcilla y Limo	86.5		
Total	100.0		

Ensayo de Limite de Atterberg

Límite líquido (LL)	31.66	(%)
Límite Plástico (LP)	20.73	(%)
Índice Plástico (IP)	10.93	(%)
Clasificación (S.U.C.S.)	CL	
Descripción del suelo	Arcilla de baja plasticidad	
Clasificación (AASHTO)	A-6 (9)	
Descripción	MALO	



Germán Oscar Gascón Chirinos
 TECNOLÓGICO DE ENSAYOS DE MATERIALES



Juan Carlos Forno Ojeda Ayesta
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 123351

Oficina y Laboratorio: Francisco Cabrera N° 1201 Chiclayo – Lambayeque T: (074) 516906 C: 964 423 859
 Oficina Chiclayo: Alfonso Ugarte N° 696 Int. 201 - Chiclayo C: 924 387 254 - 963 847 718
 Oficina Ica: Mz 15 Lot. 15 Urb. Juan Manuel Meza - Vista Alegre - Nasca - Ica T: (056) 402821 C: 959 669 889
 amazing.soc.ic@gmail.com

INFORME DE ENSAYO N° 372

EXPEDIENTE N° 0306 - 2023 L.E.M. AMAZING S.A.C

DATOS DEL CLIENTE

SOLICITANTE : JORGE OLIVOS VASQUEZ

PROYECTO : Optimización de cuantía de acero mediante verificación no lineal de diseño basado en desempeño en un edificio de 7 niveles

UBICACIÓN : Distrito de José Leonardo Ortiz – Provincia de Chiclayo – Departamento de Lambayeque

Referencia: 399.128 - 1999 - Método de ensayo para el análisis granulométrico
 Referencia: 339.127 - 1998 - Métodos de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo
 Referencia: NTP 399.131 - Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad del suelo

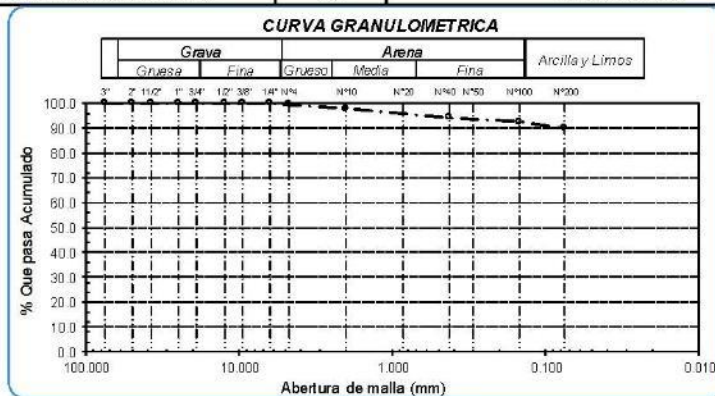
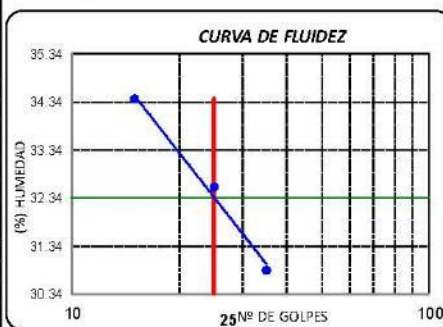
Calicata: 3 **Muestra:** M-3 **Profundidad:** 1.90m. - 2.15m.

Análisis Granulométrico por tamizado			
N° Tamiz	Abertura (mm)	% Acumulados	
		Retenido	Que pasa
3"	75.000	0.0	100.0
2"	50.000	0.0	100.0
1 1/2"	37.500	0.0	100.0
1"	25.000	0.0	100.0
3/4"	19.000	0.0	100.0
1/2"	12.500	0.0	100.0
3/8"	9.500	0.0	100.0
1/4"	6.300	0.0	100.0
N° 4	4.750	0.6	99.4
N° 10	2.000	2.2	97.8
N° 20	0.850	4.3	95.7
N° 40	0.425	5.7	94.3
N° 50	0.300	6.1	93.9
N° 100	0.150	7.5	92.5
N° 200	0.075	10.1	89.9

Distribución granulométrica			
% Grava	G.G. %	0.0	0.6
	G.F. %	0.6	
% Arena	A.G. %	1.6	9.5
	A.M. %	3.5	
	A.F. %	4.5	
% Arcilla y Limo		89.9	89.9
Total		100.0	100.0

Contenido de Humedad		23.4
----------------------	--	------

Ensayo de Límite de Atterberg		32.35 (%)
Límite líquido (LL)		32.35 (%)
Límite Plástico (LP)		22.22 (%)
Índice Plástico (IP)		10.13 (%)
Clasificación (S.U.C.S.)	CL	
Descripción del suelo		
Arcilla de baja plasticidad		
Clasificación (AASHTO)	A-4 (9)	
Descripción		
REGULAR-MALO		




 German Oscar Gascón Ojeda
 T.C. LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES




 Juan Carlos Fermo Ojeda Ayesta
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP 123351

INFORME DE ENSAYO N° 372

EXPEDIENTE N° 0306 - 2023 L.E.M. AMAZING S.A.C

DATOS DEL CLIENTE

SOLICITANTE : JORGE OLIVOS VASQUEZ

PROYECTO

: Optimización de cuantía de acero mediante verificación no lineal de diseño basado en desempeño en un edificio de 7 niveles

UBICACIÓN

: Distrito de José Leonardo Ortiz – Provincia de Chiclayo – Departamento de Lambayeque

Referencia: 399.128 : 1999 - Método de ensayo para el análisis granulométrico

Referencia: 339.127 : 1999 - Métodos de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo

Referencia: NTP 398.131 - Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad del suelo

Calicata:

3

Muestra

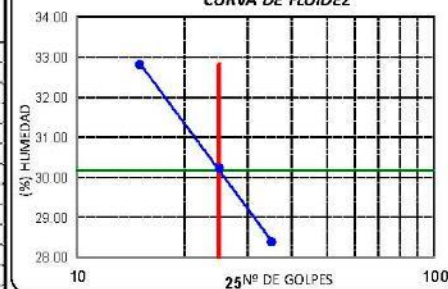
M-4

Profundidad:

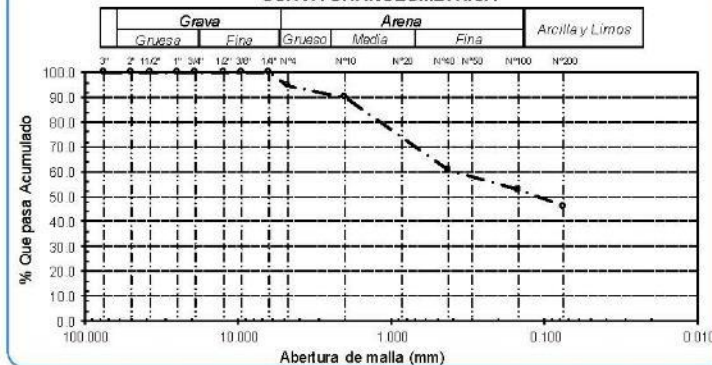
2.15m. - 2.55m.

Análisis Granulométrico por tamizado

N° Tamiz	Abertura (mm)	% Acumulados	
		Retenido	Que pasa
3"	75.000	0.0	100.0
2"	50.000	0.0	100.0
1 1/2"	37.500	0.0	100.0
1"	25.000	0.0	100.0
3/4"	19.000	0.0	100.0
1/2"	12.500	0.0	100.0
3/8"	9.500	0.0	100.0
1/4"	6.300	0.0	100.0
N° 4	4.750	5.4	94.6
N° 10	2.000	10.1	89.9
N° 20	0.850	24.9	75.1
N° 40	0.425	39.3	60.8
N° 50	0.300	42.5	57.5
N° 100	0.150	47.1	52.9
N° 200	0.075	53.8	46.2

CURVA DE FLUIDEZ**Ensayo de Limite de Atterberg**

Distribución granulométrica		Límite líquido (LL)	
% Grava	G.G. %	0.0	30.17 (%)
	G.F. %	5.4	19.24 (%)
% Arena	A.G. %	4.7	10.93 (%)
	A.M. %	29.2	
	A.F. %	14.5	
% Arcilla y Limo		46.2	
Total		100.0	
Contenido de Humedad		25.0	
		MALO	
		Clasificación (S.U.C.S.) SC	
		Descripción del suelo Arena arcillosa	
		Clasificación (AASHTO) A-6 (3)	
		Descripción	

CURVA GRANULOMETRICA


German Oscar Guzmán Guzmán
Téc. Laboratorio de Ensayos de Materiales




Juan Carlos Fermo Ojeda Agesta
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 123351

INFORME DE ENSAYO

EXPEDIENTE N° 2146 - 2023 L.E.M. AMAZING S.A.C

DATOS DEL CLIENTE

SOLICITANTE : JORGE OLIVOS VASQUEZ

PROYECTO : Optimización de cuantía de acero mediante verificación no lineal de diseño basado en desempeño en un edificio de 7 niveles

UBICACIÓN : Distrito de José Leonardo Ortiz – Provincia de Chiclayo – Departamento de Lambayeque

Referencia:

NTP 399.152 :2002 - Método de ensayo normalizado para la determinación del contenido de sales solubles en suelo y agua subterránea.

NTP 339.177 :2002 - Método de ensayo para la determinación cuantitativa de cloruros solubles en suelos y agua subterránea.

NTP 339.178 :2003 - Método de ensayo para la determinación cuantitativa de cloruros solubles en suelos y agua subterránea.

Tipo de Análisis : Analisis Químico

	SPT MUESTRA	SPT-1	SPT-2	SPT-3	
		M-1	M-3	M-2	
Sales Solubles Totales	ppm	25200	23600	24500	
	%	2.52	2.36	2.45	
Cloruros Cl ⁻	ppm	12400	11950	12300	
	%	1.24	1.20	1.23	
Sulfatos SO ₄ ²⁻	ppm	9200	9020	9030	
	%	0.92	0.90	0.90	


Gerardo Oscar Gastero Chirinos
TEC. LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES




Juan Carlos Firme Ojeda Ajesta
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 123351

INFORME DE ENSAYO N° 4295

EXPEDIENTE N° 2146 - 2023 L.E.M. AMAZING S.A.C

DATOS DEL CLIENTE

SOLICITANTE : JORGE OLIVOS VASQUEZ

PROYECTO : Optimización de cuantía de acero mediante verificación no lineal de diseño basado en desempeño en un edificio de 7 niveles

UBICACIÓN : Distrito de José Leonardo Ortiz - Provincia de Chiclayo - Departamento de Lambayeque

Referencia: 339.131 / ASTM D-854 - Peso específico relativo de sólidos (G_s)-Material que pasa la malla N° 4

	CALICATA MUESTRA	SPT-1	SPT-2	SPT-3	
		M-2	M-1	M-3	
1. N° de fiola		F-2	F-3	F-4	
2. Peso de la fiola	g.	108.44	109.93	109.5	
3. Peso de la muestra de suelo - seco	g.	100.0	100.0	100.0	
4. Peso de suelo seco + peso de la fiola (2+3)	g.	208.4	209.9	209.5	
5. Peso de la muestra + Fiola + agua	g.	418.3	415.0	422.0	
6. Peso de la fiola + peso de agua	g.	357.1	353.9	360.9	
7. Peso específico relativo de sólidos (G _s) (3)/((3+6)-5)	g/cm ³	2.576	2.573	2.571	


Gerardo Oscar Castañeda Chirinos
TEC. LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES




Juan Carlos Firme Ojeda Ayesta
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 123351

CAPACIDAD PORTANTE



SPT-1

INFORME DE ENSAYO N° 2174

Solicitante
Proyecto
Ubicación

JORGE OLIVOS YASQUEZ
Optimización de cuantía de acero mediante verificación no lineal de diseño basado en desempeño en un edificio de 7 niveles*
Distrito de José Leonardo Ortiz – Provincia de Chiclayo – Departamento de Lambayeque

PROFUNDIDAD	NF	Ge (Ton/m ³)	P (Kg/cm ²)	Er	Cu	n1	n2	n3	n4	n5	N60	N60 Corregido	
1.00	1.45	10	2.57	0.26	65	1.70	1.08	0.95	1	1	1.00	17.99	21.87
1.45	1.90	12	2.57	0.37	65	1.64	1.08	0.95	1	1	1.00	26.23	25.29
1.90	2.35	6	2.57	0.49	65	1.43	1.08	0.95	1	1	1.00	8.84	11.05
2.35	2.80	11	2.57	0.60	65	1.29	1.08	0.95	1	1	1.00	14.57	18.21
2.80	3.25	21	2.57	0.72	65	1.18	1.08	0.95	1	1	0.96	21.84	27.30
3.25	3.70	19	2.57	0.84	65	1.09	1.08	0.95	1	1	0.89	19.14	23.93
3.70	4.15	28	2.57	0.95	65	1.03	1.08	0.95	1	1	0.77	22.69	28.36
4.15	4.60	35	2.57	1.07	65	0.97	1.08	0.95	1	1	0.71	24.91	31.14
4.60	5.05	74	2.57	1.18	65	0.92	1.08	0.95	1	1	0.60	42.12	52.65

$$N_{60} = N_r + C_{p1} + b_1 + b_2 + b_3 + b_4 + b_5$$

N₆₀ se interpreta aquí como la energía que llega a la cabeza de golpeo cuando ERs = 60 %

- C_{p1} = Corrección por sobre-capas
- n1 = Factor de ajuste - ER: ERs
- ERs es aproximadamente = 60 % (USA)
- n2 = Factor de ajuste por longitud de las barras de perforación
- n3 = Factor de ajuste por el revestimiento del toma-muestras
- n4 = Factor de ajuste por el diámetro del toma-muestras.
- n5 = Factor de ajuste por nivel freático

$$C_p = \sqrt{\frac{1}{\sigma_r}} \quad (\sigma_r \text{ en tsf o Kg/cm}^2)$$

Tabla N°3: Factor de Corrección n₂ por longitud de barras.

Longitud (m)	n ₂
0-10	1.00
10-20	0.95
20-30	0.90
30-40	0.85
40-50	0.80

Tabla N°4: Factor de Corrección n₃ por tipo de revestimiento.

Revestimiento	n ₃
Sin revestimiento	1.00
Con revestimiento	0.90
Acero duro, acilla	0.80
Acero suave	0.70

Corrección por nivel freático n₅ -
Formulas y Datos recomendados:

- Si N' < 15, entonces:
- $N = 15 + \frac{N' - 15}{2}$
- $n_5 = \frac{N - 15 + N'}{2N'}$
- $n_5 = \frac{15 + N' - 7.5}{2N'}$ + 0.5
- Si N' > 15, entonces:
- $n_5 = 1$

Tabla N°5: Factor de Corrección n₄ por diámetro de la perforación.

Diámetro perforación*	n ₄
40 - 120 mm	1.00
120 mm	1.05
200 mm	1.15

* n₄ = 1.15 para todos los Acabados de acero suave según datos de SPT se aplica para el número de golpes de perforación.

Germán Oscar Gasca Obregon
TIC LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES



Juan Carlos Firme Ojeda Ayesta
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 123351

INFORME DE ENSAYO Nº 2174

Solicitante : JORGE OLIVOS VASQUEZ
 Proyecto : "Optimización de cuantía de acero mediante verificación no lineal de diseño basado en desempeño en un edificio de 7 niveles"
 Ubicación : Distrito de José Leonardo Ortiz - Provincia de Chiclayo - Departamento de Lambayeque

PROFUNDIDAD	Nº	N60 Corregido	q _a 1	q _a 2	q _a 3	q _a 4	q _a 5	q _a 6	q _a 7	q _a 8	q _a 9	q _a 10	q _a 11	q _a 12	q _a 13	q _{adm} Ks/cm ²
1.00	1.45	10	21.87	2.41	3.77	N.A	2.37	N.A	N.A	2.15	2.91	2.91	3.02	3.02	3.02	0.92
1.45	1.90	12	25.29		4.46	N.A		N.A		2.58	3.36	3.36	3.49	3.49	3.49	1.16
1.90	2.35	6	11.05	1.22	1.61	N.A	1.20	N.A		1.29			1.52	1.52	1.52	0.46
2.35	2.80	11	18.21		3.04	N.A		N.A		2.37			2.51	2.51	2.51	0.88
2.80	3.25	21	27.30	3.01	4.86	N.A	2.95	N.A		4.52	3.63		3.77	3.77	3.77	1.26
3.25	3.70	19	23.93		4.19	N.A		N.A		4.09	3.18		3.30	3.30	3.30	1.23
3.70	4.15	28	28.36		5.07	N.A		N.A		6.02	3.77		3.92	3.92	3.92	1.57
4.15	4.60	35	31.14		5.63	N.A		N.A		7.53	4.14		4.30	4.30	4.30	1.80
4.60	5.05	74	52.65		9.93	N.A		N.A		15.91	7.00		7.27	7.27	7.27	3.34
FORMULAS			0.00	0.00	-0.60	N.A	0.00	N.A	0.00	0.00	-1.05	0.00	0.00	0.00	0.00	

Datos requeridos:

B= 2.00 m 6.562 ft
 Cw= N.F= 0.80 m 2.625 ft
 z: Df= 1.50 m 4.921 ft
 S= 0.03 m 0.083 ft
 Cd=Fd= 1.25 ...Meyerhof Bowles
 Fp= 1.75
 Cw= 0.61429 ...Meyerhof

Gerardo Oscar Custodio Quintana
 T.C. 0000003174003 ACTIVOS



Juan Carlos Firme Ojeda Alagosta
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 123351

INFORME DE ENSAYO N° 2174

Solicitante
Proyecto
Ubicación

: JORGE OLIVOS VASQUEZ

: "Optimización de cuartita de acero mediante verificación no lineal de diseño basado en desempeño en un edificio de 7 niveles"

: Distrito de José Leonardo Ortiz – Provincia de Chiclayo – Departamento de Lambayeque

PROFUNDIDAD	Nf	N60 Corregido	ϕ_1	ϕ_2	ϕ_3	ϕ_4	ϕ_5	ϕ_6	ϕ_7	ϕ_8	ϕ_9	ϕ_{10}	ϕ_{11}	ϕ prom
1.00	1.45	10	33.11	33.11	30.80	33.67	38.35	29.14	25.95	31.07	28.73	41.15	30.00	32.28
1.45	1.90	12	25.29	34.48	31.36	34.41	39.73	30.49	27.00	32.12	28.90	42.56	30.60	33.28
1.90	2.35	6	11.05	27.87	29.68	32.09	33.04	25.95	23.49	28.57	28.34	34.72	28.80	29.13
2.35	2.80	11	18.21	31.53	31.08	34.05	36.75	29.83	26.49	31.61	28.82	39.39	30.30	31.94
2.80	3.25	21	27.30	35.24	33.88	37.37	40.50	35.49	30.87	36.04	29.51	43.30	33.30	35.52
3.25	3.70	19	23.93	33.95	33.32	36.77	39.20	34.49	30.10	35.26	29.39	42.02	32.70	34.65
3.70	4.15	28	28.36	35.63	35.84	39.21	40.90	38.66	33.33	38.52	29.90	43.67	35.40	36.97
4.15	4.60	35	31.14	36.61	37.80	40.67	41.90	41.46	35.49	40.71	30.24	44.58	37.50	38.51
4.60	5.05	74	52.65	43.10	48.72	41.61	48.48	53.47	44.80	50.11	31.71	49.68	49.20	45.82
FORMULAS			15.00	15.00	28.00	29.47	20.00	15.00	15.00	20.00	27.00	0.00	27.00	19.22


Cesar Oscar Gasto Jimenez
Ingeniero en Estructuras




Jhon Carlos Primo Ojeda Aguiar
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP: 123351

INFORME DE ENSAYO N° 2174

Solicitante : JORGE OLIVOS VASQUEZ
Proyecto : "Optimización de cuantía de acero mediante verificación no lineal de diseño basado en desempeño en un edificio de 7 niveles"
Ubicación : Distrito de José Leonardo Ortiz – Provincia de Chiclayo – Departamento de Lambayeque

PROFUNDIDAD	Nº	N60 Corregido	q adm Kg/cm2	S 1	S 2	S máx	
1.00	1.45	10	21.87	0.92	0.25	0.34	0.30
1.45	1.90	12	25.29	1.16	0.28	0.37	0.32
1.90	2.35	6	11.05	0.46	0.25	0.33	0.29
2.35	2.80	11	18.21	0.88	0.29	0.39	0.34
2.80	3.25	21	27.30	1.26	0.28	0.37	0.32
3.25	3.70	19	23.93	1.23	0.31	0.41	0.36
3.70	4.15	28	28.36	1.57	0.33	0.44	0.39
4.15	4.60	35	31.14	1.80	0.35	0.46	0.41
4.60	5.05	74	52.65	3.34	0.38	0.51	0.45

Datos requeridos:

B= 2.00 m 6.56168 ft
 N.F= 0.80 m 2.62467 ft
 Df= 1.50 m 4.92126 ft


 German Oscar Casado Chirinos
 TEC. LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES




 Juan Carlos Firme Ojeda Ajusta
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 123351



SPT-2

INFORME DE ENSAYO N° 2174

Solicitante: JORGE OLIVOS VASQUEZ
Proyecto: Optimización de cuantía de acero mediante verificación no lineal de diseño basado en desempeño en un edificio de 7 niveles*
Ubicación: Distrito de José Leonardo Ortiz – Provincia de Chiclayo – Departamento de Lambayeque

PROFUNDIDAD	Nº	G _s (ton/m³)	P (kg/cm²)	E _r	C _n	n1	n2	n3	n4	n5	N60	N60 Corregido
1.00	1.45	9	2.57	0.26	65	1.70	1.08	0.95	1	1	15.75	19.68
1.45	1.90	10	2.57	0.37	65	1.64	1.08	0.95	1	1	16.86	21.07
1.90	2.35	9	2.57	0.49	65	1.43	1.08	0.95	1	1	13.26	16.57
2.35	2.80	12	2.57	0.60	65	1.29	1.08	0.95	1	1	15.89	19.86
2.80	3.25	20	2.57	0.72	65	1.18	1.08	0.95	1	1	21.23	26.54
3.25	3.70	22	2.57	0.84	65	1.09	1.08	0.95	1	1	20.83	26.04
3.70	4.15	19	2.57	0.95	65	1.03	1.08	0.95	1	1	17.94	22.43
4.15	4.60	27	2.57	1.07	65	0.97	1.08	0.95	1	1	20.93	26.16

$$N_s \cdot N_{60} = N_f \cdot C_{s1} \cdot h_1 \cdot h_2 \cdot h_3 \cdot h_4 \cdot h_5$$

N₆₀ se interpreta aquí como la energía que llega a la cabeza de golpeo cuando ERs = 60 %

$$C_{s1} = \sqrt{\frac{1}{\sigma_s}} \quad (\sigma_s \text{ en tsf o Kg/cm}^2)$$

C_{s2} = Corrección por sobre-capa

n1 = Factor de ajuste = ER / ERs

ERs es aproximadamente = 60 % (USA)

n2 = Factor de ajuste por longitud de las barras de perforación

n3 = Factor de ajuste por el revestimiento del toma-muestras

n4 = Factor de ajuste por el diámetro del toma-muestras.

n5 = Factor de ajuste por nivel freático

Tabla N°3: Factor de Corrección n₂ por longitud de barras.

Longitud (m)	n ₂
0-10	1.00
10-20	0.95
20-30	0.90
30-40	0.85
40-50	0.80

Tabla N°4: Factor de Corrección n₃ por tipo de instrumentación.

Instrumentación	n ₃
Con instrumentación	1.00
Con instrumentación	0.90
Con instrumentación	0.80

Corrección por nivel freático n₅ - Larrighi y Pock, recomendar:

Si N° > 15, entonces:

$$N = 15 + \frac{N^2 - 15}{2}$$

$$n_5 = \frac{N - 15}{2N}$$

$$n_5 = \frac{15 - N}{2N} + 0.5$$

$$n_5 = \frac{15 - N}{2N} + 0.5$$

Si N° < 15, entonces:

$$n_5 = 1$$

Tabla N°5: Factor de Corrección n₄ por diámetro de la perforación.

Diámetro perforación*	n ₄
60 - 120 mm	1.00
120 mm	1.05
200 mm	1.15

* n₄ = 1.0 para valores intermedios en su escala, según el método del SPT se indica por el tamaño de la barra de perforación.

German Oscar Gastelo Chirinos
 Ing. Gerente de Operaciones



Juan Carlos Firme Ojeda Ayesta
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 123351

INFORME DE ENSAYO Nº 2174

Solicitante
Proyecto
Ubicación

: JORGE OLIVOS VASQUEZ
: "Optimización de cuantía de acero mediante verificación no lineal de diseño basado en desempeño en un edificio de 7 niveles"
: Distrito de José Leonardo Ortiz – Provincia de Chiclayo – Departamento de Lambayeque

PROFUNDIDAD	Nº	N60 Corregido	q ^a ₁	q ^a ₂	q ^a ₃	q ^a ₄	q ^a ₅	q ^a ₆	q ^a ₇	q ^a ₈	q ^a ₉	q ^a ₁₀	q ^a ₁₁	q ^a ₁₂	q ^a ₁₃	q ^{adm} Kg/cm ²
1.00	9	19.68	2.17	3.34	N/A	2.13	N/A	N/A	1.94	2.62	2.72	0.83				0.83
1.45	10	21.07		3.61	N/A	N/A	N/A	N/A	2.15	2.80	2.91	0.96				0.96
1.90	9	16.57	1.83	2.71	N/A	1.79	N/A	N/A	1.94		2.29	0.70				0.70
2.35	12	19.86		3.37	N/A	N/A	N/A	N/A	2.58		2.74	0.97				0.97
2.80	20	26.54	2.92	4.71	N/A	2.87	N/A	N/A	4.30	3.53	3.66	1.22				1.22
3.25	22	26.04		4.61	N/A	N/A	N/A	N/A	4.73	3.46	3.60	1.37				1.37
3.70	19	22.43		3.89	N/A	N/A	N/A	N/A	4.09	2.98	3.10	1.17				1.17
4.15	27	26.16		4.63	N/A	N/A	N/A	N/A	5.81	3.48	3.61	1.46				1.46
FORMULAS			0.00	0.00	-0.60	N/A	0.00	N/A	0.00	0.00	-1.05	0.00	0.00	0.00	0.00	

Datos requeridos:

B= 2.00 m 6.562 ft
 Cw= N.F= 0.80 m 2.625 ft
 z: Df= 1.50 m 4.921 ft
 S= 0.03 m 0.083 ft
 Cdt=Fd= 1.25 ... Meyerhof Bowles
 Fp= 1.75
 Cw= 0.61429 ... Meyerhof

Germán Oscar Gualdo Jiménez
 INGENIERO CIVIL
 REG. CIP. 120331



Juan Carlos Forno Ojeda
 INGENIERO CIVIL
 REG. CIP. 120331

INFORME DE ENSAYO N° 2174

Solicitante
Proyecto
Ubicación

: JORGE OLIVOS VASQUEZ
: "Optimización de cuantía de acero mediante verificación no lineal de diseño basado en desempeño en un edificio de 7 niveles"
: Distrito de José Leonardo Ortiz – Provincia de Chiclayo – Departamento de Lambayeque

PROFUNDIDAD	N°	N60 Corregido	ϕ_1	ϕ_2	ϕ_3	ϕ_4	ϕ_5	ϕ_6	ϕ_7	ϕ_8	ϕ_9	ϕ_{10}	ϕ_{11}	ϕ prom
1.00	1.45	9	19.68	32.18	30.52	33.29	37.41	28.42	25.39	30.50	28.64	40.14	29.70	31.67
1.45	1.90	10	21.07	32.78	30.80	33.67	38.01	29.14	25.95	31.07	28.73	40.80	30.00	32.16
1.90	2.35	9	16.57	30.76	30.52	33.29	35.97	28.42	25.39	30.50	28.64	38.49	29.70	31.13
2.35	2.80	12	19.86	32.26	31.36	34.41	37.49	30.49	27.00	32.12	28.90	40.23	30.60	32.47
2.80	3.25	20	26.54	34.95	33.60	37.07	40.22	35.00	30.49	35.65	29.45	43.03	33.00	35.22
3.25	3.70	22	26.04	34.76	34.16	37.65	40.03	35.98	31.25	36.42	29.57	42.84	33.60	35.55
3.70	4.15	19	22.43	33.34	33.32	36.77	38.58	34.49	30.10	35.26	29.39	41.40	32.70	34.43
4.15	4.60	27	26.16	34.81	35.56	38.97	40.07	38.24	33.00	38.19	29.85	42.89	35.10	36.50
FORMULAS			15.00	15.00	28.00	29.47	20.00	15.00	15.00	20.00	27.00	0.00	27.00	19.22


Germán Oscar Guisado Chirinos
TIC LAMBAYEQUE N° 15073 - 2016




Juan Carlos Firme Ojeda Algeza
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 123351

INFORME DE ENSAYO N° 2174

Solicitante : JORGE OLIVOS VASQUEZ
Proyecto : "Optimización de cuantía de acero mediante verificación no lineal de diseño basado en desempeño en un edificio de 7 niveles"
Ubicación : Distrito de José Leonardo Ortiz – Provincia de Chiclayo – Departamento de Lambayeque

PROFUNDIDAD		Nº	N60 Corregido	q adm Kg/cm2	S 1	S 2	S mlg
1.00	1.45	9	19.68	0.83	0.25	0.34	0.30
1.45	1.90	10	21.07	0.96	0.27	0.36	0.32
1.90	2.35	9	16.57	0.70	0.26	0.34	0.30
2.35	2.80	12	19.86	0.97	0.29	0.39	0.34
2.80	3.25	20	26.54	1.22	0.28	0.37	0.32
3.25	3.70	22	26.04	1.37	0.32	0.42	0.37
3.70	4.15	19	22.43	1.17	0.31	0.42	0.37
4.15	4.60	27	26.16	1.46	0.34	0.45	0.39

Datos requeridos:

B= 2.00 m 6.56168 ft
N.F= 0.80 m 2.62467 ft
DF= 1.50 m 4.92126 ft


Gerardo Oscar Gastero Chirinos
TIC LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES




Juan Carlos Forno Ojeda Agesta
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 123351



SPT-3

INFORME DE ENSAYO Nº 2174

Solicitante: JORGE OLIVOS VASQUEZ
Proyecto: Optimización de cuantía de acero mediante verificación no lineal de desempeño en un edificio de 7 niveles*
Ubicación: Distrito de José Leonardo Ortiz – Provincia de Chiclayo – Departamento de Lambayeque

PROFUNDIDAD	Nº	G _s (ton/m ³)	F (kg/cm ²)	E _r	C _n	n1	n2	n3	n4	n5	N60	N60 Corregido	
1.00	1.45	9	2.57	0.26	65	1.70	1.08	0.95	1	1	1.00	15.75	19.68
1.45	1.90	9	2.57	0.37	65	1.64	1.08	0.95	1	1	1.00	15.17	18.96
1.90	2.35	9	2.57	0.49	65	1.43	1.08	0.95	1	1	1.00	13.25	16.57
2.35	2.80	19	2.57	0.60	65	1.29	1.08	0.95	1	1	0.89	22.51	28.14
2.80	3.25	55	2.57	0.72	65	1.18	1.08	0.95	1	1	0.64	42.45	53.07

$$N_c N_{60} = N_s * C_s * h_s * h_b * h_{b2} * h_b * h_s$$

N₆₀ se interpreta aquí como la energía que llega a la cabeza de golpes cuando ERs = 60 %

C_s = Corrección por sobre-capa
 n1 = Factor de ajuste = ER / ERs
 ERs es aproximadamente = 60 % (USA)
 n2 = Factor de ajuste por longitud de los barras de perforación
 n3 = Factor de ajuste por el revestimiento del toma-muestras
 n4 = Factor de ajuste por el diámetro del toma-muestras.
 n5 = Factor de ajuste por nivel freático

$$C_N = \sqrt{\frac{1}{\sigma_v}} \quad (\sigma_v \text{ en tsf o Kg/cm}^2)$$

Tabla N°3: Factor de Corrección n₂ por longitud de barra.

Longitud (m)	n ₂
≥ 10	1.00
6 - 10	0.95
4 - 6	0.85
0 - 4	0.75

Tabla N°4: Factor de Corrección n₃ por tipo de muestra.

Construcción	n ₃
Normalizada	1.00
Construcción	0.80
Arma única, acida	0.60
Arma única	0.50

Corrección por nivel freático n₅.

Teniendo en cuenta:

$$N_s = 15 \text{ golpes}$$

$$N = 15 * \frac{N_s - 15}{2}$$

$$h_s = \frac{N_s - 15 * N_s}{15 * 2.57}$$

$$h_b = \frac{15 * N_s - 2.57}{2.57} * 0.5$$

N = 15, entonces:

$$h_s = 1$$

Tabla N°5: Factor de Corrección n₄ por diámetro de la perforación.

Diámetro perforación*	n ₄
60 - 120 mm	1.00
120 mm	1.05
200 mm	1.15

* n₄ con 0.50 valores en diámetros o en el caso de otros tipos de Anillos.
 Nota: el SPT = número por el diámetro de la barra de perforación.

Germán Oscar Castañeda Chirinos
 Ing. LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES



Juan Carlos Firme Ojeda Ayesta
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 123351



INFORME DE ENSAYO Nº 2174

Solicitante
Proyecto
Ubicación

: JORGE OLIVOS VASQUEZ
: "Optimización de cuantía de acero mediante verificación no lineal de diseño basado en desempeño en un edificio de 7 niveles"
: Distrito de José Leonardo Ortiz – Provincia de Chiclayo – Departamento de Lambayeque

PROFUNDIDAD	Nº	N60 Corregido	Q _a ¹	Q _a ²	Q _a ³	Q _a ⁴	Q _a ⁵	Q _a ⁶	Q _a ⁷	Q _a ⁸	Q _a ⁹	Q _a ¹⁰	Q _a ¹¹	Q _a ¹²	Q _a ¹³	Q _{adm} Kg/cm ²
1.00	9	19.68	2.17	3.34	N.A	N.A	2.13	N.A	N.A	1.94	2.62	2.62	2.62	2.72	2.72	0.83
1.45	9	18.96		3.19	N.A	N.A		N.A		1.94	2.52	2.52	2.52	2.62	2.62	0.86
1.90	9	16.57	1.83	2.71	N.A	N.A	1.79	N.A		1.94				2.29	2.29	0.70
2.35	19	28.14		5.03	N.A	N.A		N.A		4.09				3.88	3.88	1.44
2.80	55	53.07	5.85	10.01	N.A	N.A	5.74	N.A		11.83			7.06	7.33	7.33	2.66
FORMULAS			0.00	0.00	-0.60	N.A	0.00	N.A	0.00	0.00	-1.05	0.00	0.00	0.00	0.00	

Datos requeridos:

B= 2.00 m 6.562 ft
 Cw: N.F= 0.80 m 2.625 ft
 z: Df= 1.50 m 4.921 ft
 S= 0.03 m 0.083 ft
 Cd=V/d= 1.25 ... Meyerhof Bowles
 Pp= 1.75
 Cw= 0.61429 ... Meyerhof

[Signature]
 German Oscar Castejo Jimenez
 INGENIERO EN INGENIERIA CIVIL



[Signature]
 Juan Carlos Ferra Ojeda Aljesta
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP: 123351

INFORME DE ENSAYO N° 2174

Solicitante
Proyecto
Ubicación

: JORGE OLIVOS VASQUEZ

: "Optimización de cuantía de acero mediante verificación no lineal de diseño basado en desempeño en un edificio de 7 niveles"

: Distrito de José Leonardo Ortiz – Provincia de Chiclayo – Departamento de Lambayeque

PROFUNDIDAD	NT	N60 Corregido	ϕ_1	ϕ_2	ϕ_3	ϕ_4	ϕ_5	ϕ_6	ϕ_7	ϕ_8	ϕ_9	ϕ_{10}	ϕ_{11}	ϕ prom
1.00	1.45	9	32.18	32.18	30.52	33.29	37.41	28.42	25.39	30.50	28.64	40.14	29.70	31.67
1.45	1.90	9	31.87	31.87	30.52	33.29	37.09	28.42	25.39	30.50	28.64	39.78	29.70	31.55
1.90	2.35	9	30.76	30.76	30.52	33.29	36.97	28.42	25.39	30.50	28.64	38.49	29.70	31.13
2.35	2.80	19	35.54	35.54	33.32	36.77	40.82	34.49	30.10	35.26	29.39	43.60	32.70	35.23
2.80	3.25	55	43.21	43.21	43.40	42.67	48.59	48.17	40.69	45.96	31.06	49.75	43.50	43.66
FORMULAS			15.00	15.00	28.00	29.47	20.00	15.00	15.00	20.00	27.00	0.00	27.00	19.22


German Oscar Guadalupe Olivos
INGENIERO CIVIL




Juan Carlos Forno Ojeda Ayesta
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 123351

INFORME DE ENSAYO N° 2174

Solicitante : JORGE OLIVOS VASQUEZ
Proyecto : "Optimización de cuantía de acero mediante verificación no lineal de diseño basado en desempeño en un edificio de 7 niveles"
Ubicación : Distrito de José Leonardo Ortiz – Provincia de Chiclayo – Departamento de Lambayeque

PROFUNDIDAD		Nº	N60 Corregido	q adm Kg/cm2	S 1	S 2	S máx
1.00	1.45	9	19.68	0.83	0.25	0.34	0.30
1.45	1.90	9	18.96	0.86	0.27	0.36	0.32
1.90	2.35	9	16.57	0.70	0.26	0.34	0.30
2.35	2.80	19	28.14	1.44	0.31	0.41	0.36
2.80	3.25	55	53.07	2.66	0.30	0.40	0.35

Datos requeridos:

B= 2.00 m 6.56168 ft
 N.F= 0.80 m 2.62467 ft
 Df= 1.50 m 4.92126 ft


 Germán Oscar Gasca Chirinos
 TEC. LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES




 Juan Carlos Firme Ojeda Ayesta
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 123351

PLANO DE UBICACION



Juan Carlos Firme Ojeda Ayesta
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 123351

Ubicación de Estudio



Ubicación de Calicatas




 Juan Carlos Firmo Ojeda Ayesta
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 123351

Oficina y Laboratorio: Francisco Cabrera N° 1201 Chiclayo – Lambayeque ☎ T: (074) 516906 ☐ C: 964 423 859
 Oficina Chiclayo: Alfonso Ugarte N° 696 Int. 201 - Chiclayo ☎ C: 924 387 254 - 963 847 718
 Oficina Ica: Mz 15 Lot. 15 Urb. Juan Manuel Meza - Vista Alegre - Nasca - Ica ☎ T: (056) 402821 ☐ C: 959 669 889
 amazung.sac.ic@gmail.com

PANEL FOTOGRAFICO




Juan Carlos Firme Ojeda Agesta
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 123351

SPT – 1

SOLICITANTE:
JORGE OLIVOS VASQUEZ

PROYECTO:
"OPTIMIZACIÓN DE CUANTÍA DE ACERO MEDIANTE VERIFICACIÓN NO LINEAL DE DISEÑO BASADO EN DESEMPEÑO EN UN EDIFICIO DE 7 NIVELES"

FECHA DE MUESTREO:
(30 Abril del 2023)




Juan Carlos Fermo Ojeda Ayesta
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP: 123351

SPT - 2

SOLICITANTE:
JORGE OLIVOS VASQUEZ

PROYECTO:
"OPTIMIZACIÓN DE CUANTÍA DE ACERO MEDIANTE
VERIFICACIÓN NO LINEAL DE DISEÑO BASADO EN
DESEMPEÑO EN UN EDIFICIO DE 7 NIVELES"

FECHA DE MUESTREO:
(04 Mayo del 2023)



Juan Carlos Pirmo Ojeda Ajesta
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 123351

SPT - 3

SOLICITANTE:
JORGE OLIVOS VASQUEZ

PROYECTO:
"OPTIMIZACIÓN DE CUANTÍA DE ACERO MEDIANTE
VERIFICACIÓN NO LINEAL DE DISEÑO BASADO EN
DESEMPEÑO EN UN EDIFICIO DE 7 NIVELES"

FECHA DE MUESTREO:
(04 Mayo del 2023)




Juan Carlos Pirmo Ojeda Ajesta
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 123351

CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN



Juan Carlos Forno Ojeda Areata
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 123351



CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN
N° LMA-253-2022

Página 1 de 3

Arsou Group

Laboratorio de Metrología

Fecha de emisión: 2022/09/01
Solicitante: AMAZONAS INGENIERIA CIVIL SOCIEDAD ANONIMA CERRADA
Dirección: CAL JOSE FRANCISCO CARRERA NRO. 1201 CERCADO DE CHICLAYO LAMBAYEQUE - CHICLAYO - CHICLAYO

Instrumento de medición: BALANZA NO AUTOMÁTICA

Identificación: NO INDICA

Intervalo de indicación: 30000 g

División de escala:
Resolución: 1 g

División de verificación
(e): 1 g

Tipo de indicación: ELECTRÓNICO

Marca / Fabricante: OHAUS

Modelo: R21PE30ZH

N° de serie: BB357860165

Procedencia: NO INDICA

Ubicación: LABORATORIO DE SUELOS
Lugar de calibración: CAL JOSE FRANCISCO CARRERA NRO. 1201 CERCADO DE CHICLAYO LAMBAYEQUE - CHICLAYO - CHICLAYO

Fecha de calibración: 2022/09/01

Método/Procedimiento de calibración

"Procedimiento para la Calibración de Balanzas de Funcionamiento no Automático Clase II y III" (PC-001) del SNM-INDECOPI, 3era edición Enero 2009 y la Norma Metroológica Peruana "Instrumentos de Pesaje de Funcionamiento No Automático (NMP 003:2009)

Este certificado de calibración documenta la trazabilidad a patrones nacionales o internacionales, que realizan las unidades de medida de acuerdo con el Sistema Internacional de Unidades (SI)

Los resultados son válidos en el momento de la calibración. Al solicitante le corresponde disponer en su momento recalibrar sus instrumentos a intervalos regulares, los cuales deben ser establecidos sobre la base de las características propias del instrumento, sus condiciones de uso, el mantenimiento realizado y conservación del instrumento de medición o de acuerdo a reglamentaciones vigentes.

ARSOU GROUP S.A.C. no se responsabiliza de los perjuicios que pueda ocasionar el uso inadecuado de este instrumento después de su calibración, ni de una incorrecta interpretación de los resultados de la calibración declarados en este documento.

Este certificado no podrá ser reproducido o difundido parcialmente, excepto con autorización previa por escrito de ARSOU GROUP S.A.C.



ARSOU GROUP S.A.C.

Ing. Hugo Luis Azevedo Carr
METROLOGÍA

ARSOU GROUP S.A.C.
Asoc. Vía Las Flores de San Diego Mz C Loto 01, San Martín de Porres, Lima, Perú
Telf: +51 201-1880 / Cel: +51 928 336 733 / Cel: +51 925 131 447
ventas@arsougroup.com
www.arsougroup.com



Juan Carlos Forno Ojeda Azevedo
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 123351



CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN
N° LMA-253-2022

Página 2 de 3

Arsou Group

Laboratorio de Metrología

Patrones e Instrumentos auxiliares

Trazabilidad	Patrón Utilizado	Certificado de Calibración
PESATEC PERÚ S.A.C.	Juego de Pesas de 1mg a 1kg	1226-MPES-C-2022
PESATEC PERÚ S.A.C.	Juego de Pesas de 1g a 1kg	1227-MPES-C-2022
PESATEC PERÚ S.A.C.	Pesa Patrón de 5kg	1228-MPES-C-2022
PESATEC PERÚ S.A.C.	Pesa Patrón de 10 kg.	1229-MPES-C-2022
PESATEC PERÚ S.A.C.	Pesa Patrón de 20kg	1230-MPES-C-2022

Condiciones ambientales durante la calibración

Temperatura Ambiental Inicial: 23,1 °C Final: 24,2 °C
Humedad Relativa Inicial: 51 %hr Final: 41%hr

Resultados

ENSAYO DE REPETIBILIDAD

Medición N°	Carga L1= 15000 g			Carga L1= 30000 g		
	I (g)	ΔI (g)	E (g)	I (g)	ΔI (g)	E (g)
1	15000.0	0.07	-0.12	30001	0.05	-0.1
2	15000.0	0.07	-0.15	30000	0.04	-0.12
3	15000.0	0.08	-0.12	30000	0.05	-0.13
4	15000.0	0.06	-0.11	30000	0.04	-0.1
5	15000.0	0.07	-0.12	30000	0.03	-0.11
6	15000.0	0.07	-0.13	30000	0.05	-0.12
7	15000.0	0.06	-0.11	30000	0.04	-0.13
8	15000.0	0.07	-0.12	30002	0.05	-0.1
9	15001.0	0.09	-0.12	30000	0.04	-0.11
10	15001.0	0.08	-0.1	30000	0.05	-0.12

Carga (g)	Diferencia Máxima Encontrada (g)	Error Máximo Permitido (g)
15001	0	1
30000	0	5



ARSOU GROUP S.A.C.
Ing. Néstor Arcevalle Campillo
METROLOGÍA

ARSOU GROUP S.A.C.
Asoc. Viv. Las Flores de San Diego Mz C Lote 01, San Martín
Telf: +51 301 3680 / Cel: +51 928 296 793 / Cel: +51 925 2
ventas@arsougroup.com
www.arsougroup.com



Juan Carlos Firme Oyola Ayesta
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 123351



Arsou Group
Laboratorio de Metrología

CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN
N° LMA-253-2022

Página 3 de 3

ENSAYO DE EXCENTRICIDAD

Posición de la Carga	Determinación de E ₀				Determinación de E ₀				
	Carga Min ⁽¹⁾ (g)	I (kg)	ΔL (g)	E ₀ (g)	Carga L (g)	I (kg)	ΔL (g)	E (g)	E _c (g)
1	1	1	0.04	-0.09	500	500	0.07	-0.02	0.07
2		1	0.07	-0.02		500	0.07	-0.02	0
3		1	0.05	0		500	0.07	-0.03	-0.03
4		1	0.02	0.03		500	0.07	0.06	0.05
5		1	0.07	-0.02		500	0.06	0.19	0.21

⁽¹⁾ Valor entre 0 y 10 e

ENSAYO DE PESAJE

Carga L (g)	Crecientes				Decrecientes				EMP ⁽²⁾ (±g)
	I (g)	ΔL (g)	E (g)	E _c (g)	I (g)	ΔL (g)	E (g)	E _c (g)	
1	1	0.07	-0.02						1
5	5	0.06	0.01	0.01	5	0.04	0.01	0.03	1
10	10	0.05	-0.01	0.01	10	0.02	-0.07	-0.05	1
500	500	0.05	0	0	500	0.02	-0.07	-0.05	1
1000	1000	0.04	0	0	1000	0.06	-0.01	0.01	1
2500	2500	0.07	0.01	0.01	2500	0.06	-0.01	0.01	1
5000	5000	0.06	-0.02	0.02	5000	0.05	0	0.02	1
10000	10000	0.07	-0.05	0.03	10000	0.06	-0.1	-0.09	1
15000	15000	0.04	0.01	0.01	15000	0.06	-0.21	-0.09	5
20000	20000	0.05	0.09	0.03	20000	0.07	-0.12	-0.02	5
30000	30000	0.09	0.1	0.09	30000	0.09	-0.21	-0.21	5

Legenda

I: Indicación de la balanza

ΔL: Carga incrementada

E: Error encontrado

E₀: Error en cero

E_c: Error corregido

EMP: Error máximo permitido

INCERTIDUMBRE EXPANDIDA Y LECTURA CORREGIDA

$$\text{Incertidumbre expandida de medición} \quad U_k = 2 \cdot \sqrt{0.42310 \text{ g}^2 + 0.000000012302 \text{ g}^2}$$

$$\text{Lectura Corregida} \quad R_{\text{corregida}} = R + 0.023816478 \text{ g}$$

R: Indicación de lectura de balanza (g)

Observaciones

1. Antes de la calibración no se realizó ningún tipo de ajuste.
2. Los EMP para esta balanza, corresponden para balanzas en uso de funcionamiento no automático de clase de exactitud II según la Norma Metrología Peruana NMP 003:2009
3. La incertidumbre de la medición ha sido calculada para un nivel de confianza de aproximadamente del 95 % con un factor de cobertura k=2.
4. (*) Código indicado en una etiqueta adherida al instrumento.
5. Con fines de identificación se colocó una etiqueta autoadhesiva con la indicación "CALIBRADO"

ARSOU GROUP S.A.C.

Asoc. Vta. Las Flores de San Diego Mz C Lot 01, San Martín de Porres - Ica (Ica)

Tel: +51 301-1660 / Cel: +51 928-196 793 / Cel: +51 925 133

ventas@arsougroup.com

www.arsougroup.com



ARSOU GROUP S.A.C.

1/3

Juana Carlos Funes Oyeda Ayesta
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 123351

Fecha de emisión	2022/09/01
Solicitante	AMAZONAS INGENIERIA CIVIL SOCIEDAD ANONIMA CERRADA
Dirección	CALJOSE FRANCISCO CABRERA NRO. 1201 CERCADO DE CHICLAYO LAMBAYEQUE - CHICLAYO - CHICLAYO
Instrumento de medición	HORNO
Identificación	NO INDICA
Marca	PYS EQUIPOS EIRL
Modelo	STHX-2A
Serie	157103
Cámara	136 LITROS
Ventilación	NATURAL
Pirómetro	DIGITAL
Procedencia	CHINA
Ubicación	LABORATORIO DE SUELOS
Lugar de calibración	CALJOSE FRANCISCO CABRERA NRO. 1201 CERCADO DE CHICLAYO LAMBAYEQUE - CHICLAYO - CHICLAYO
Fecha de calibración	2022/09/01
Método/Procedimiento de calibración	- SNM – PC-018 1da Ed. 2009 – Procedimiento para la calibración de medios isotermos con aire como medio termostático. INACAL. - ASTM D 2216, MTC E 108 – Método de ensayo para determinar el contenido de humedad del suelo.

Este certificado de calibración documenta la trazabilidad a patrones nacionales o internacionales, que realizan las unidades de medida de acuerdo con el Sistema Internacional de Unidades (SI)

Los resultados son válidos en el momento de la calibración. Al solicitante le corresponde disponer en su momento recibir sus instrumentos a intervalos regulares, los cuales deben ser establecidos sobre la base de las características propias del instrumento, sus condiciones de uso, el mantenimiento realizado y conservación del instrumento de medición o de acuerdo a reglamentaciones vigentes.

ARSOU GROUP S.A.C. no se responsabiliza de los perjuicios que pueda ocasionar el uso inadecuado de este instrumento después de su calibración, ni de una incorrecta interpretación de los resultados de la calibración declarados en este documento.

Este certificado no podrá ser reproducido o difundido parcialmente, excepto con autorización previa por escrito de ARSOU GROUP S.A.C.



ARSOU GROUP S.A.C.
Ing. Hugo Luis Arriola Carrico
METROLOGIA

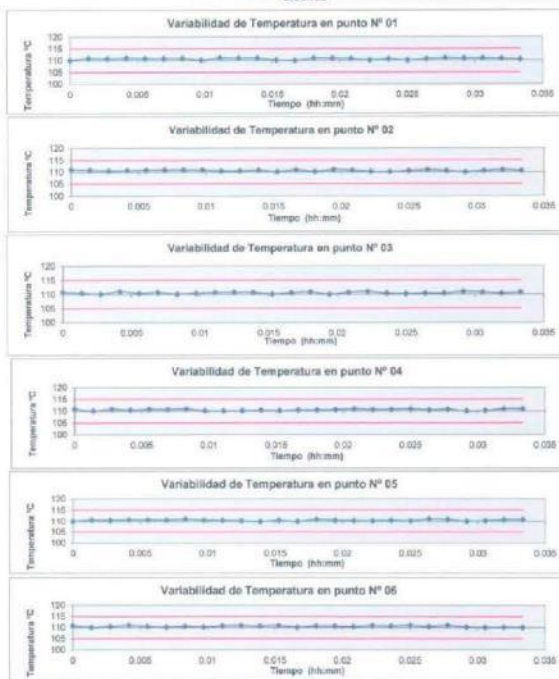
ARSOU GROUP S.A.C.
Asoc. Viv. Las Flores de San Diego Mz C Lote 01, San M
Telf: +51 496-8887 / + 51 301-1680 / Cel: +51 928 191
ventas@arsougroup.com
www.arsougroup.com



Perú
1437

Juan Carlos Pirras Oyeda Arceña
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP: 123351

GRÁFICO




ARSOU GROUP S.A.C.
Asoc. Viv. Las Flores de San Diego Mz C Lote 03, San Martín de Porres, Lima, Perú
Telf: +51 496-8887 / + 51 301-1680 / Cel: +51 928 196 7
ventas@arsougroup.com
www.arsougroup.com



ARSOU GROUP S.A.C.

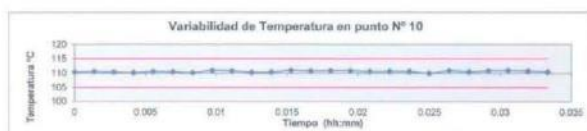
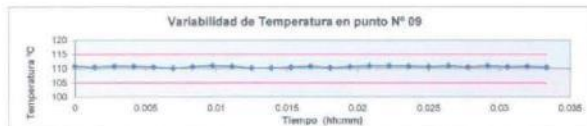
Juan Carlos Firma Oyeda Ayesta
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 123351



Arsou Group
Laboratorio de Metrología

CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN
N° LMI-060-2022

Página 4 de 5



DISTRIBUCIÓN DE LA TEMPERATURA EN EL ESPACIO



ARSOU GROUP S.A.C.
Asoc. Viv. Las Flores de San Diego Mz C Lote 01,
Telf: +51 496-8887 / + 31 301-1680 / Cel: +51 9
ventas@arsougroup.com
www.arsougroup.com



Ima, Perú
25 151 437

ARSOU GROUP S.A.C.
Reg. Municipal Arzobispo Castañeda
METROLOGÍA

[Firma]
Arsou Group S.A.C.

[Firma]
Jesús Carlos Forno Oyeda Ayreda
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 123351

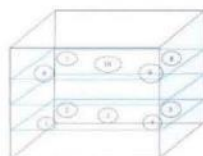


Arsou Group
Laboratorio de Metrología

CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN
N° LMI-060-2022

Página 5 de 5

GRÁFICO DE DISTRIBUCIÓN DE SENSORES DE TEMPERATURA



PANEL FRONTAL DEL EQUIPO

Observaciones

1. Antes de la calibración no se realizó ningún tipo de ajuste.
2. La incertidumbre de la medición ha sido calculada para un nivel de confianza de aproximadamente del 95 % con un factor de cobertura $k=2$.
3. (*) Código indicado en una etiqueta adherida al instrumento.
4. Con fines de identificación se colocó una etiqueta autoadhesiva con la indicación "CALIBRADO"

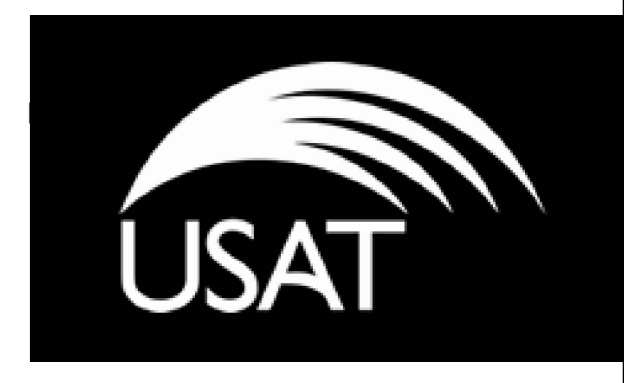
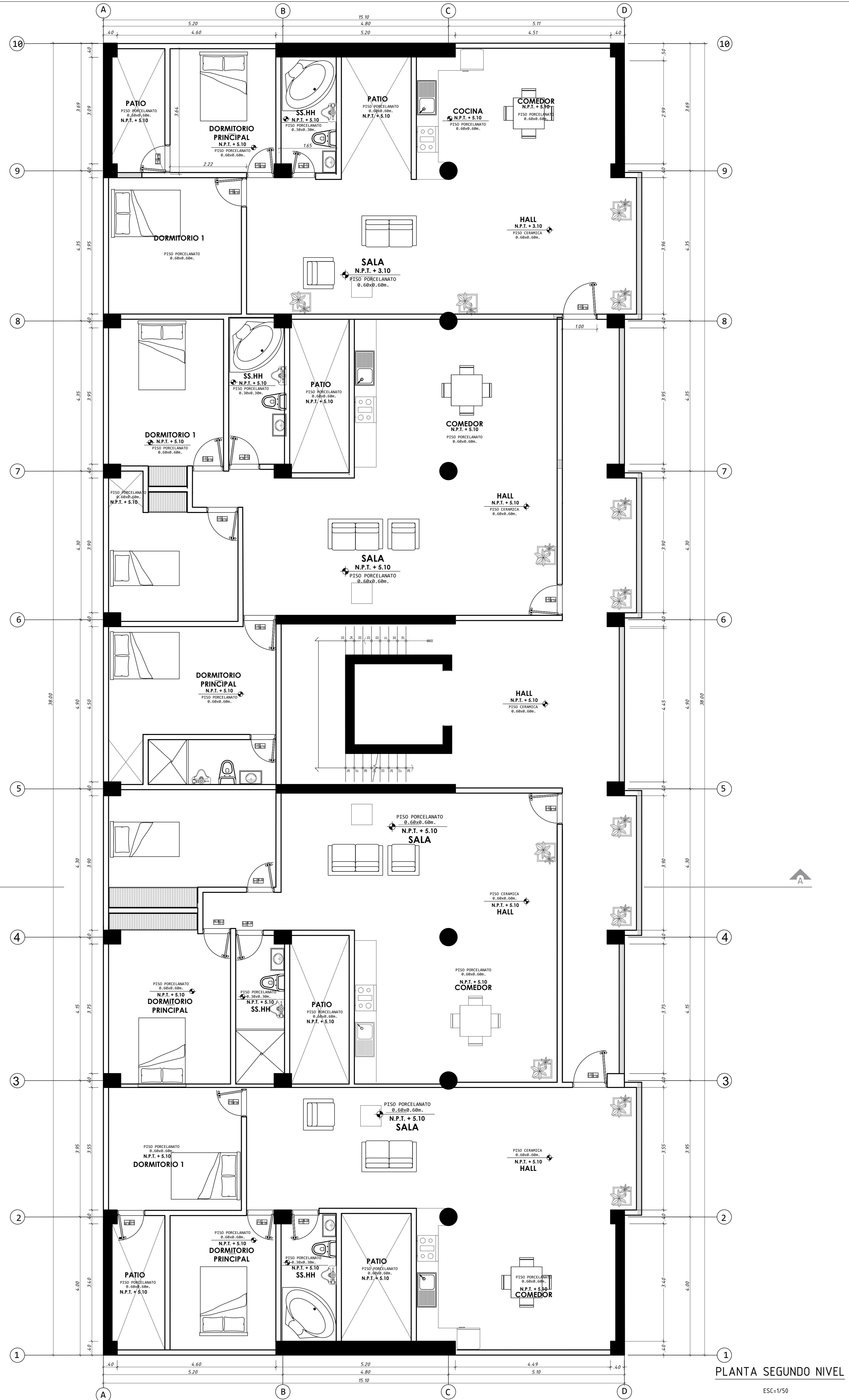
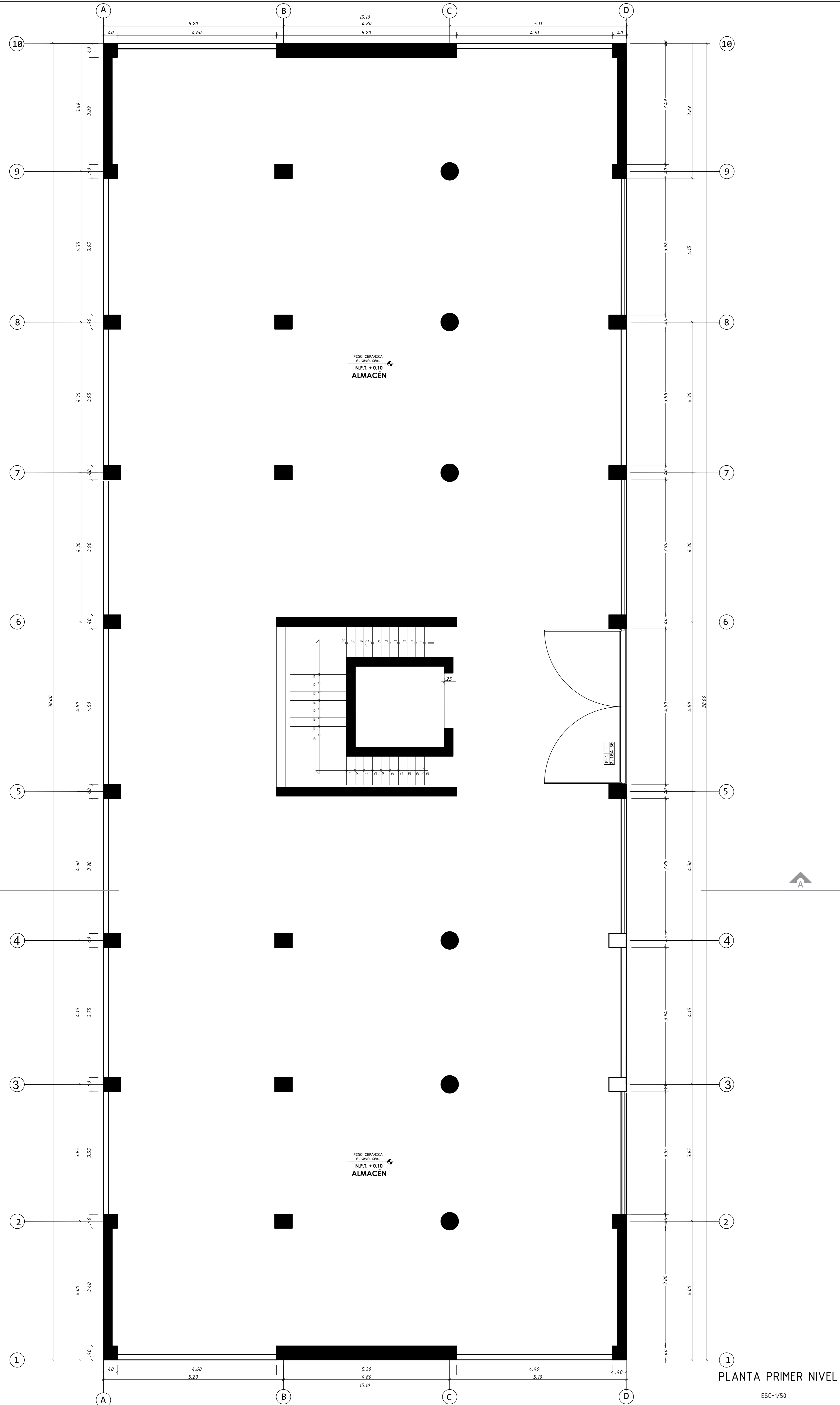


ARSOU GROUP S.A.C.

Asoc. Vv. Las Flores de San Diego Mz C Lote 01, San Martín de Porres, Lima, Perú
Tel: +51 496 6887 / + 51 301 1680 / Cel: +51 928 196 793 / Cel: +51 925 151 437
ventas@arsougroup.com
www.arsougroup.com



Juan Carlos Arcevalo Carrico
Juan Carlos Arcevalo Carrico
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 123351



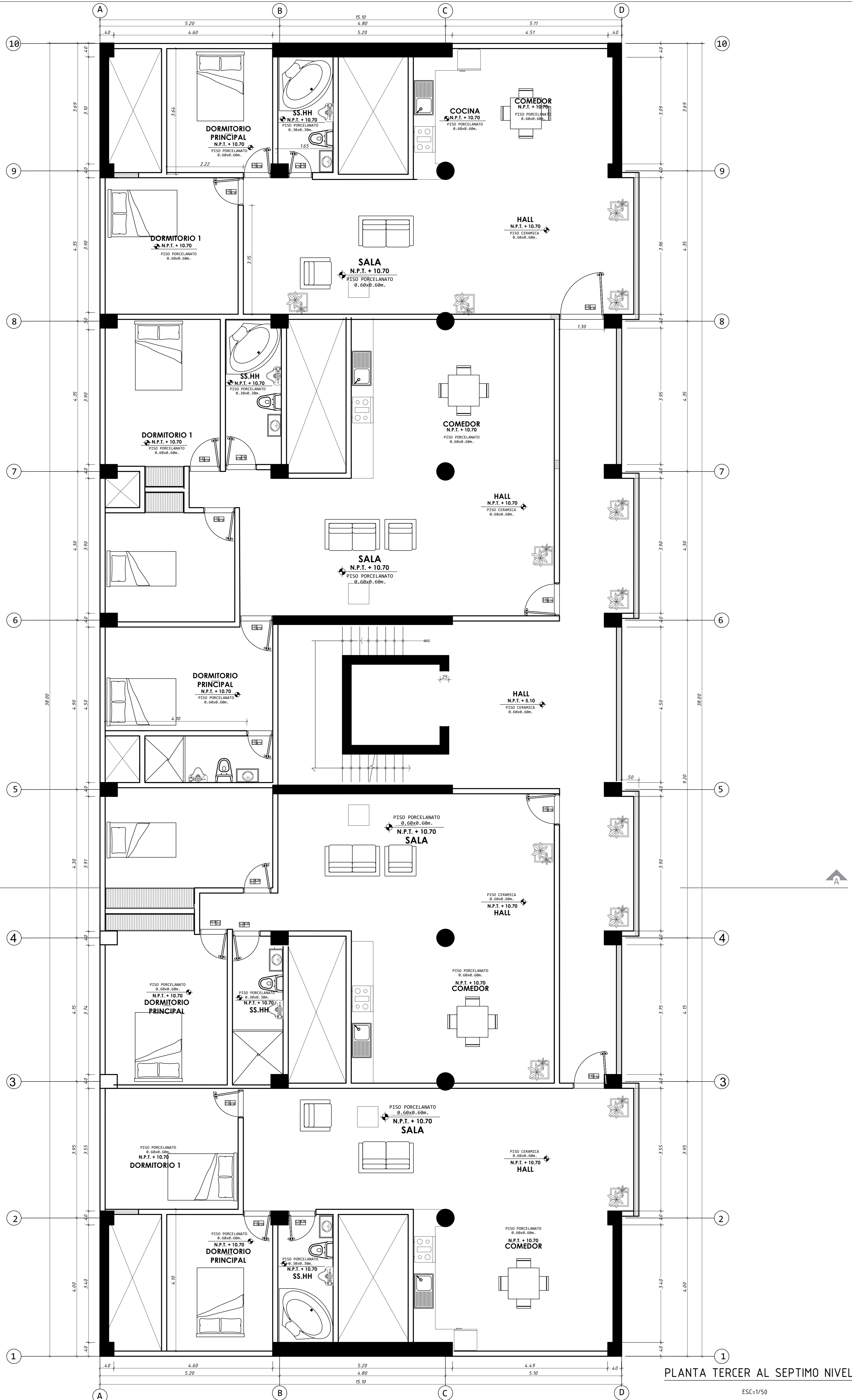
PROYECTO:
Optimización de cuantía de acero mediante verificación no lineal de diseño basado en desempeño en un edificio de 7 niveles

ARQUITECTURA
DISEÑO:
OLIVOS VASQUEZ JORGE

PLANO:
PLANTA 1º, 2º

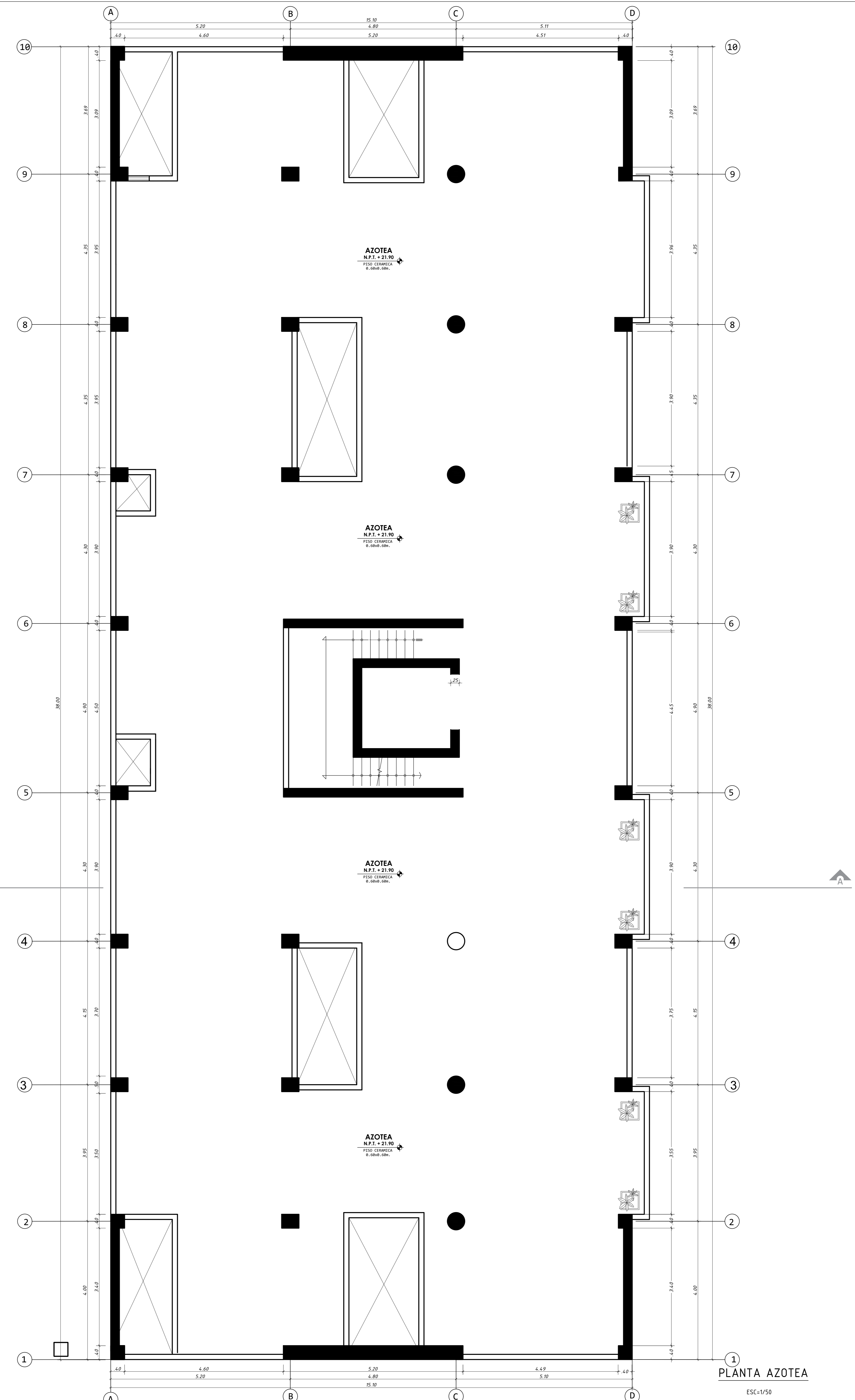
A-01

DIBUJO:
JOV
FECHA:
DICIEMBRE DE 2024
REVISIÓN:
ESCALA:
1/50 - 1/25



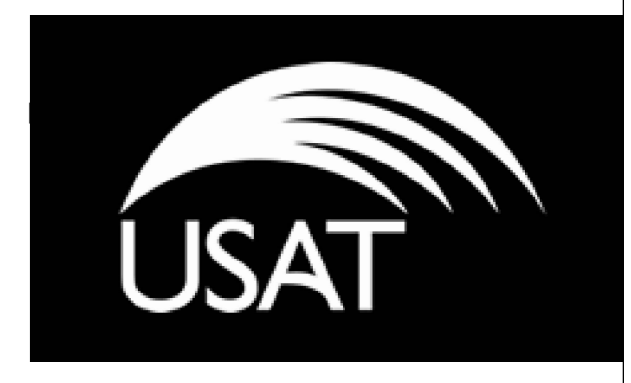
PLANTA TERCER AL SEPTIMO NIVEL

ESC=1/50



PLANTA AZOTEA

ESC=1/50



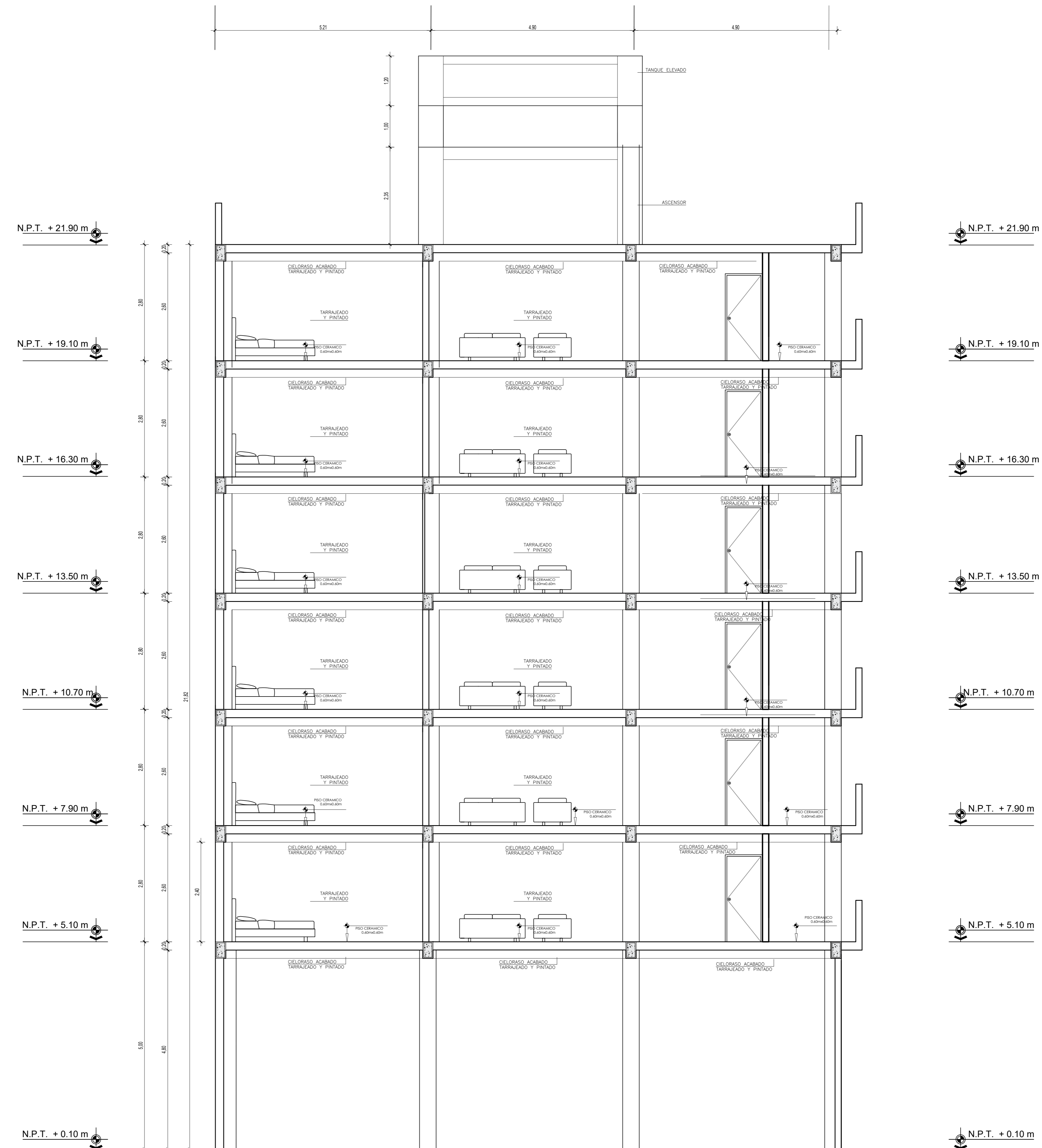
PROYECTO:
Optimización de cuantía de acero mediante verificación no lineal de diseño basado en desempeño en un edificio de 7 niveles

ARQUITECTURA
DISEÑO:
OLIVOS VASQUEZ JORGE

PLANO:
PLANTA
3º NIVEL Y AZOTEA

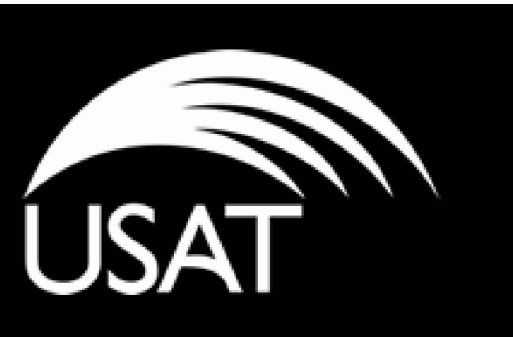
A-02

DIBUJO:
JOV
FECHA:
DICIEMBRE DE 2024
REVISIÓN:
ESCALA:
1/50 - 1/25



CORTE A-A

ESC=1/50



PROYECTO:
Optimización de cuantía de acero mediante verificación no lineal de diseño basado en desempeño en un edificio de 7 niveles

ARQUITECTURA

DISERNO:
OLIVOS VASQUEZ JORGE

PLANO:
CORTE

A-03

DIBUJO:
JOV

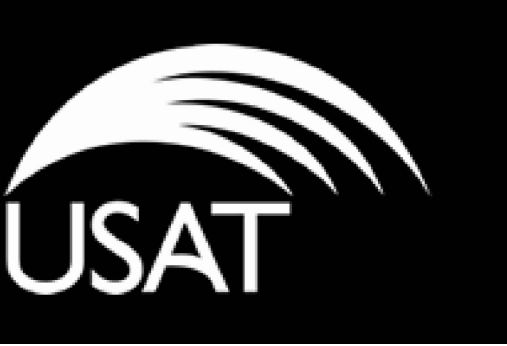
REVISIÓN:

FECHA:
DICIEMBRE DE 2024

ESCALA:
1/50 - 1/25



ELEVACIÓN PRINCIPAL
ESC=1/50



PROYECTO:
Optimización de cuantía de acero
mediante verificación no lineal de
diseño basado en desempeño en un
edificio de 7 niveles

ARQUITECTURA

DISEÑO:
OLIVOS VASQUEZ JORGE

PLANO:

ELEVACIÓN

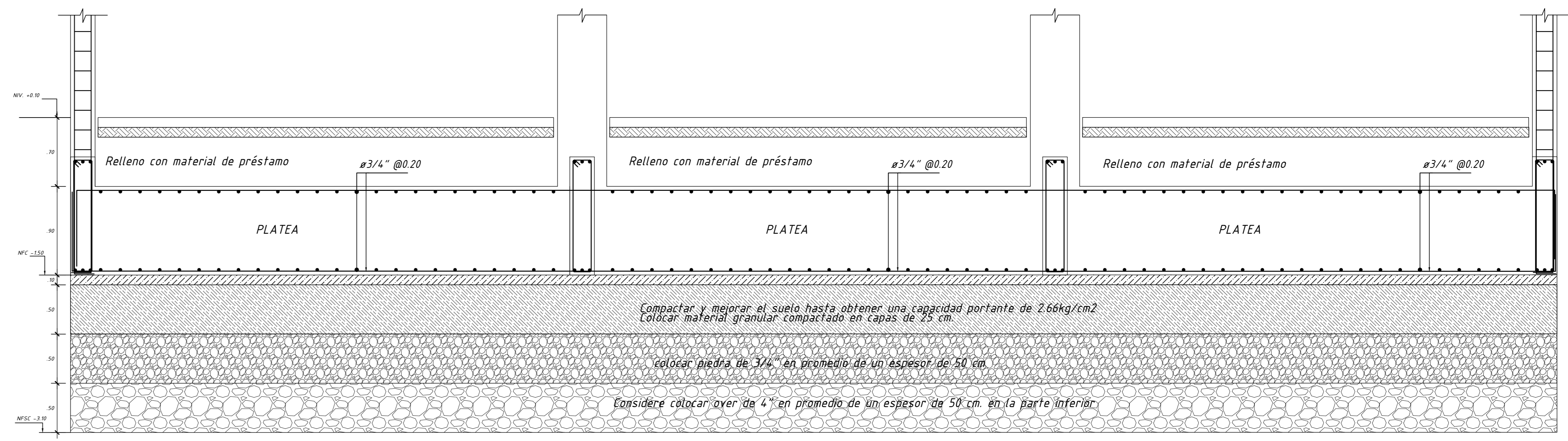
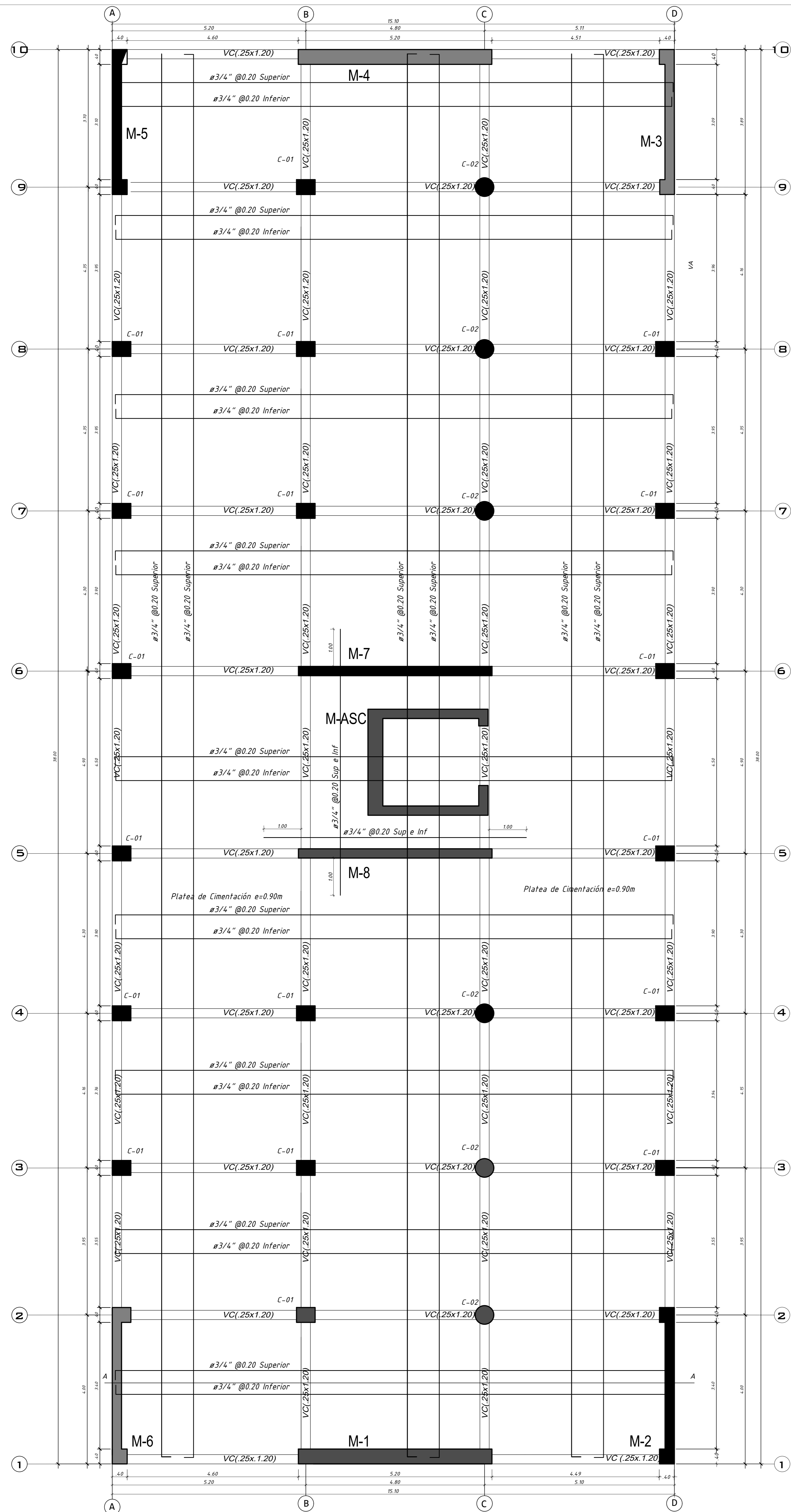
A-04

DIBUJO:
JOV

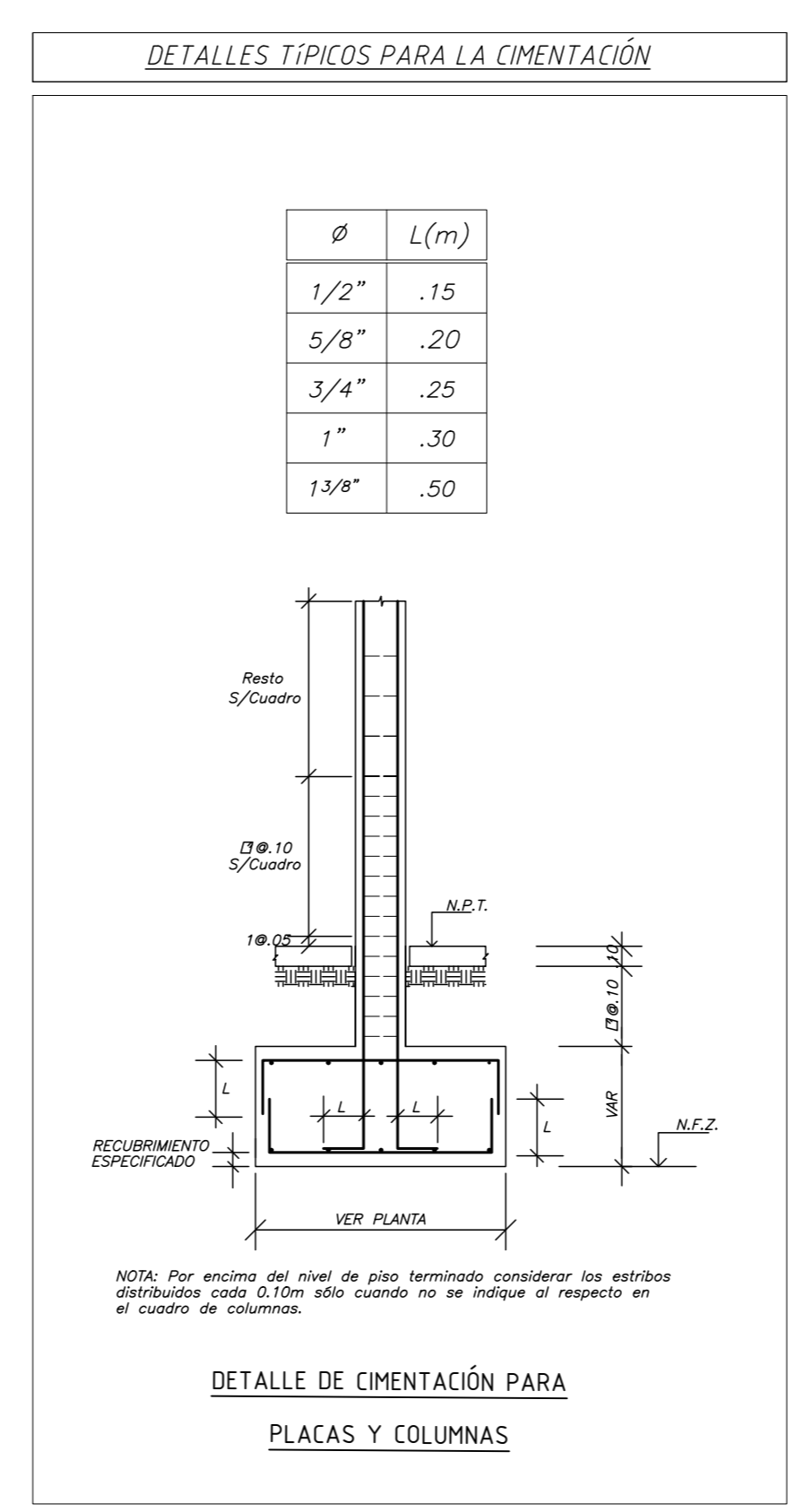
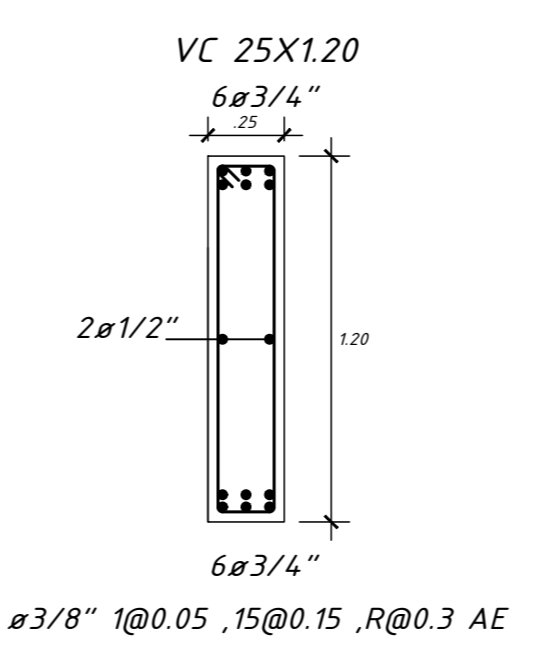
REVISIÓN:

FECHA:
DICIEMBRE DE 2024

ESCALA:
1/50 - 1/25

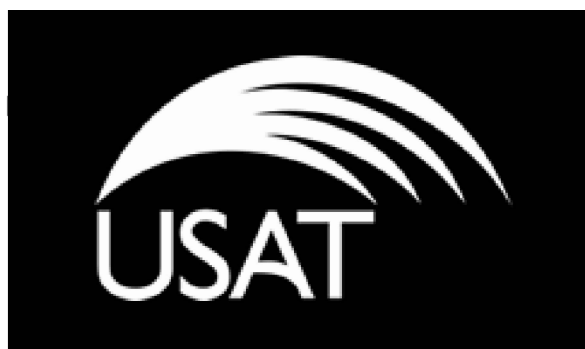


DETALLE PLATEA CORTE A - A
Esc: 1/25



Muros	Niveles	Elementos de Borde			Alma			
		Cantidad	ρ_v Diseño	ρ_v Optimizada	ρ_v Reducida	ρ_v Diseño	ρ_v Optimizada	ρ_v Reducida
M-1	1 y 2	2	4.06%	3.80%	0.25%	0.58%	0.58%	
	3 y 4	2	2.54%	2.54%	-	0.58%	0.58%	
M-4	5,6,7	2	0.79%	0.79%	-	0.58%	0.58%	
	1 y 2	2	3.80%	2.69%	1.11%	0.62%	0.35%	0.27%
M-2	3 y 4	2	2.14%	2.14%	-	0.28%	0.28%	
	5,6,7	2	1.49%	1.49%	-	0.28%	0.28%	
M-3	1 y 2	2	3.80%	2.69%	1.11%	0.28%	0.28%	
	3 y 4	2	2.14%	2.14%	-	0.28%	0.28%	
M-5	5,6,7	2	1.49%	1.49%	-	0.28%	0.28%	
	1 y 2	2	2.20%	1.90%	0.30%	0.51%	0.51%	
M-7	3 al 7	2	0.59%	0.59%	-	0.28%	0.28%	
	1 y 2	2	3.61%	3.61%	-	0.28%	0.28%	
M-Ascensor	3 y 4	2	2.03%	2.03%	-	0.28%	0.28%	
	Ala 1	2	1.41%	1.41%	-	0.28%	0.28%	
M-Ascensor	1 y 2	2	3.61%	3.61%	-	0.28%	0.28%	
	3 y 4	2	2.03%	2.03%	-	0.28%	0.28%	
M-Ascensor	Ala 2	2	1.41%	1.41%	-	0.28%	0.28%	
	1 y 2	2	2.96%	2.96%	-	0.32%	0.32%	
M-Ascensor	3 y 4	2	1.66%	1.66%	-	0.32%	0.32%	
	Ala	2	1.16%	1.16%	-	0.32%	0.32%	

PLANTA DE CIMENTACIÓN
S/C: 200 kg/m²
ESC: 1/50



PROYECTO:
Optimización de cuantía de acero mediante verificación no lineal de diseño basado en desempeño en un edificio de 7 niveles

ESTRUCTURAS

DISEÑO:
OLIVOS VASQUEZ JORGE

**PLANO:
CIMENTACIÓN**

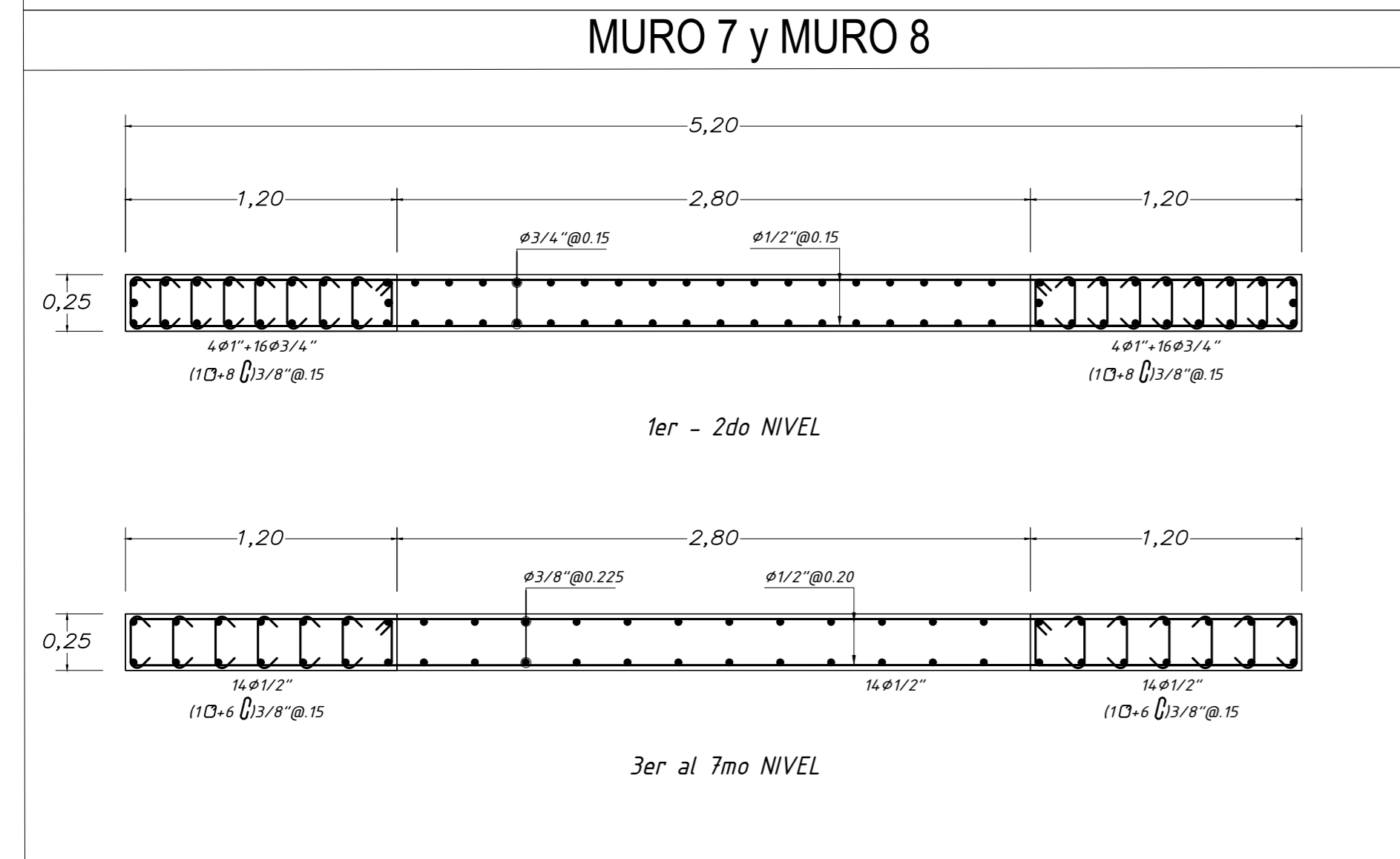
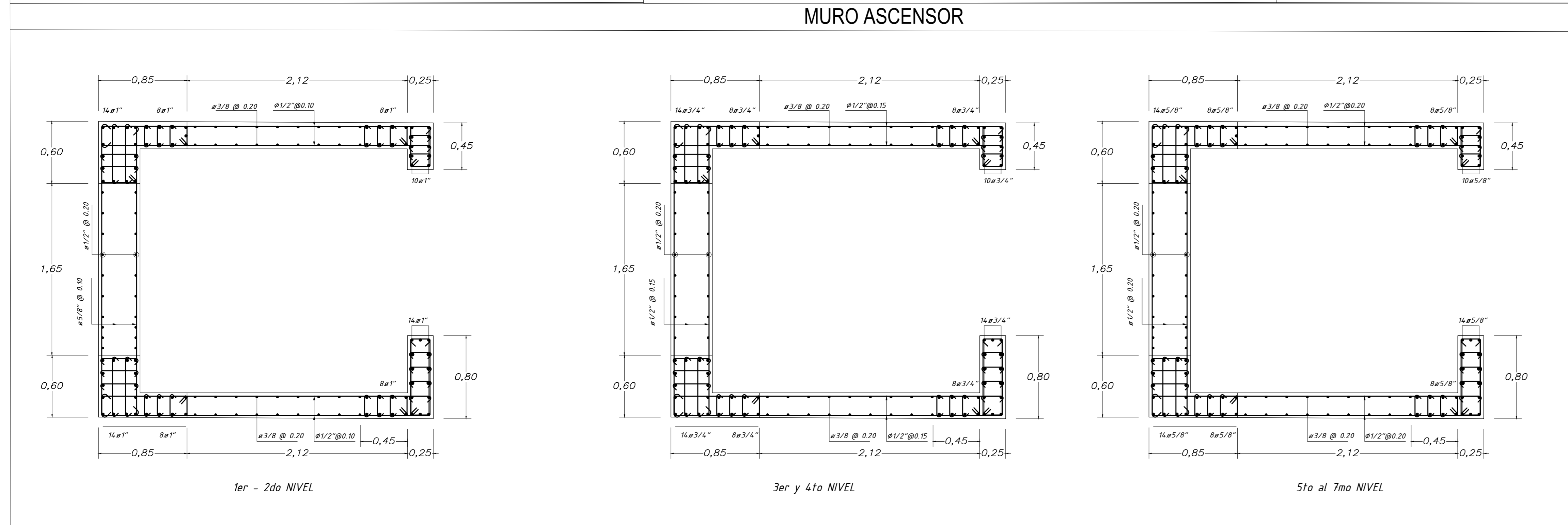
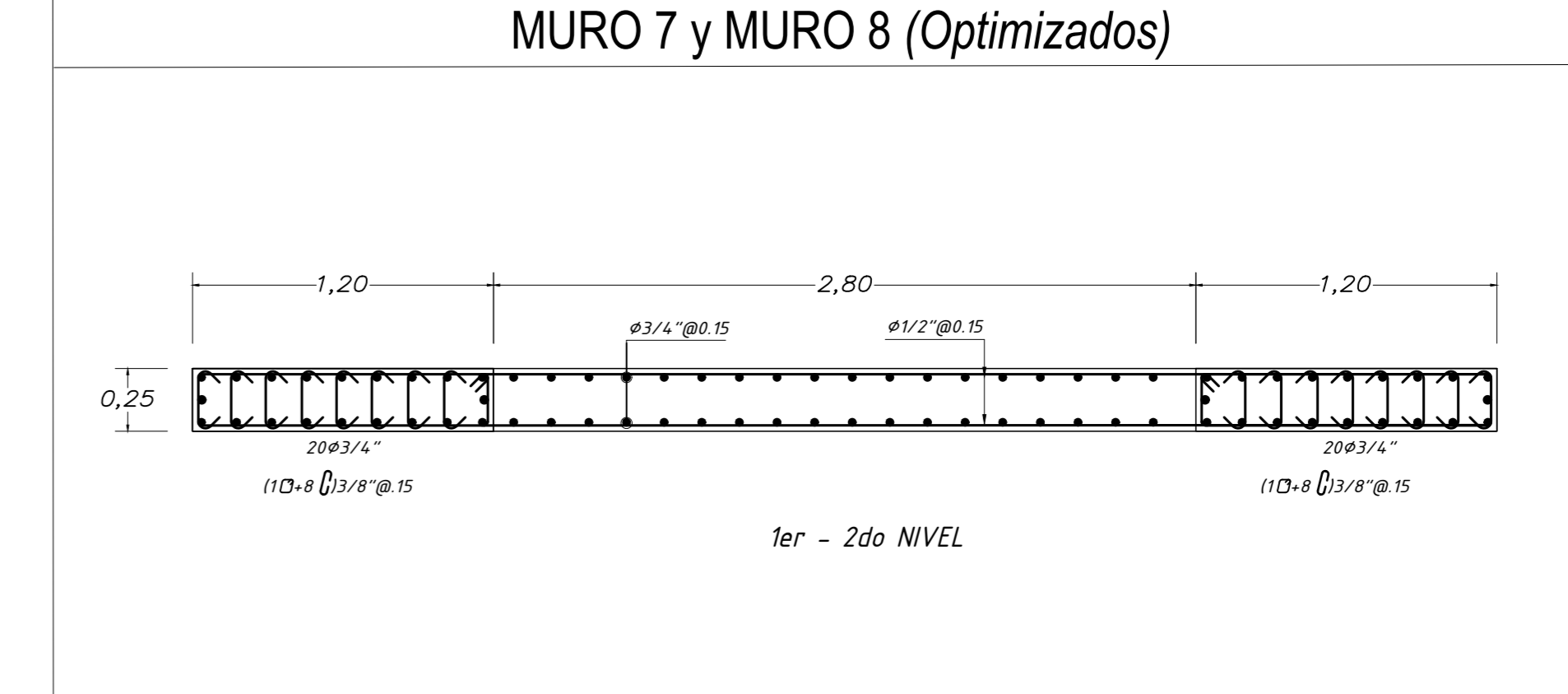
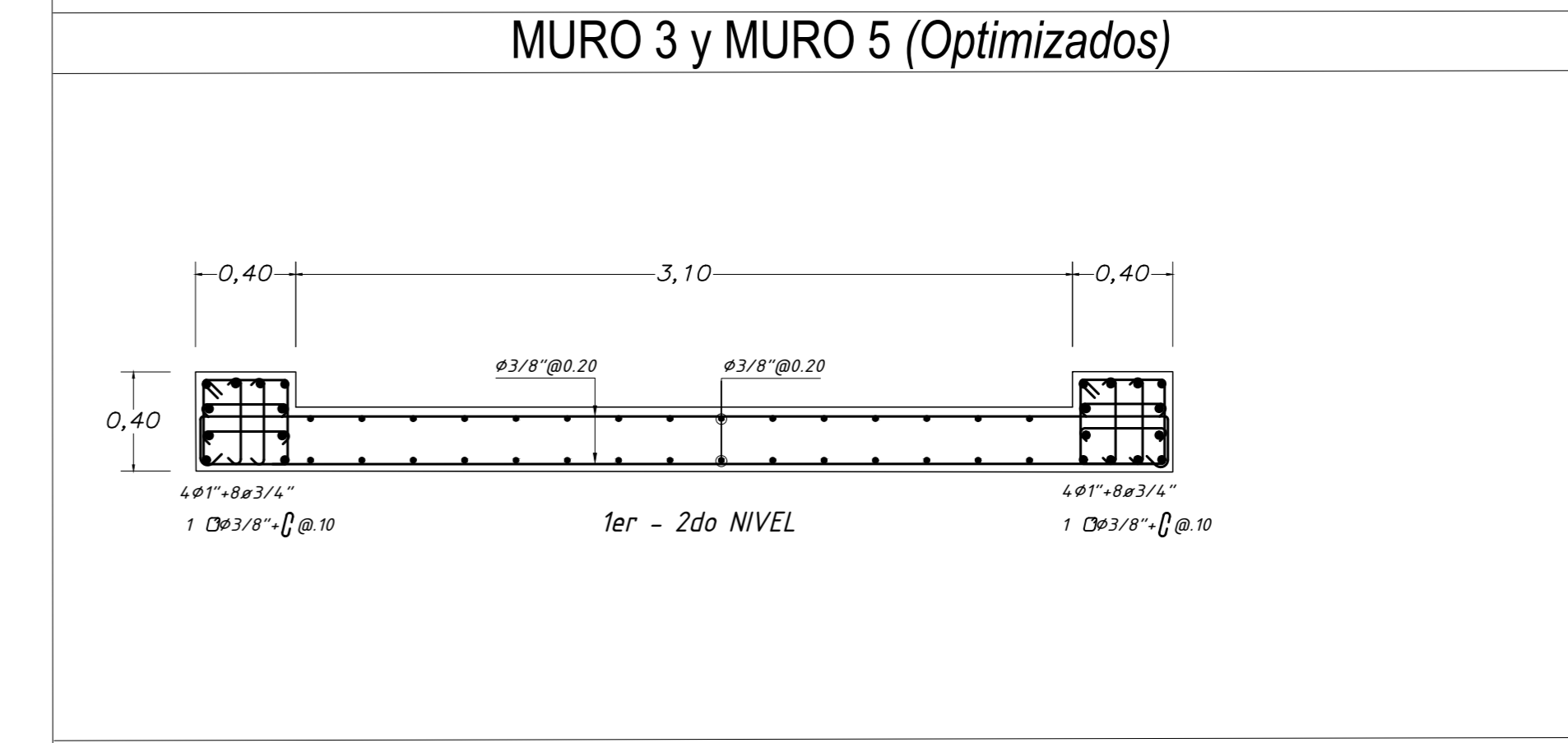
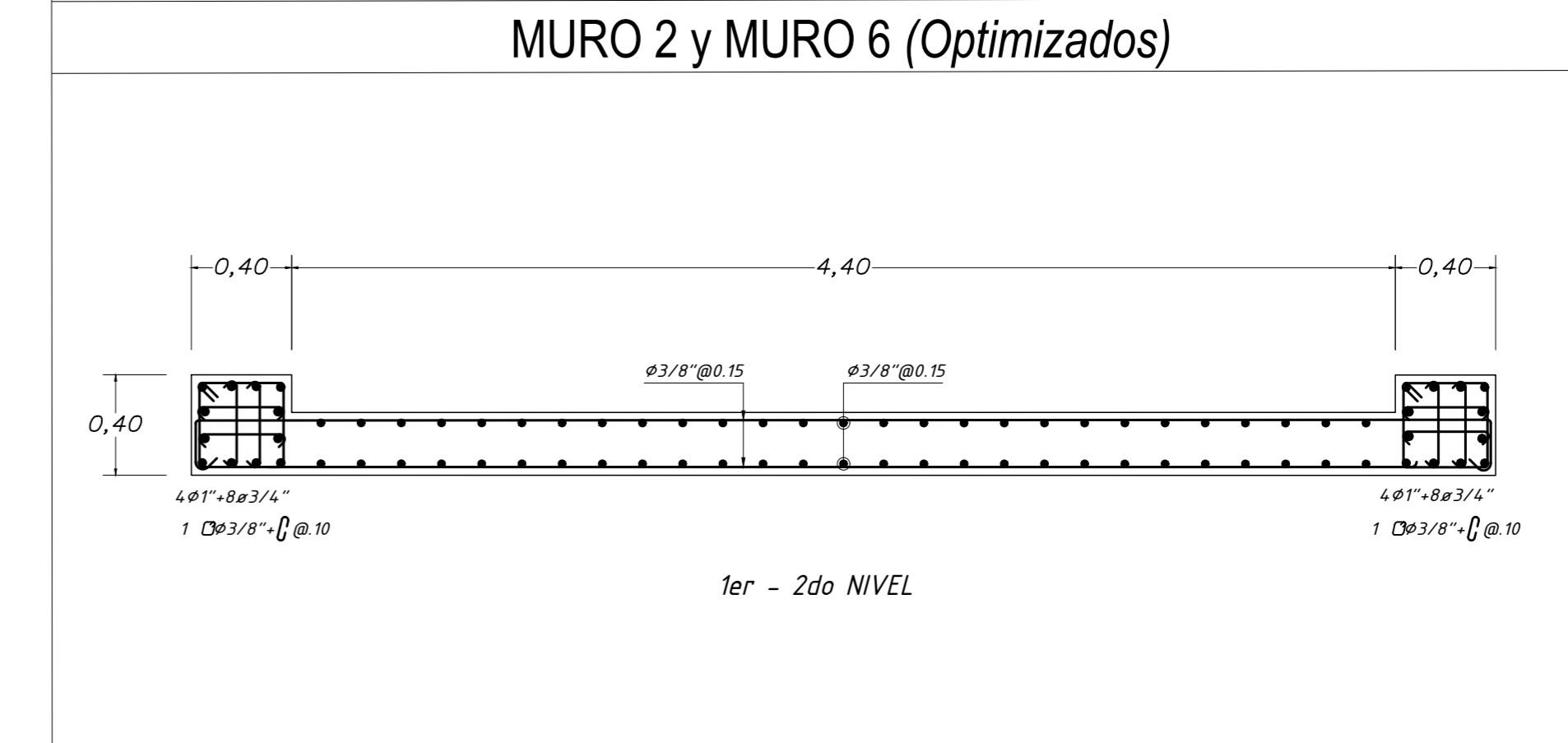
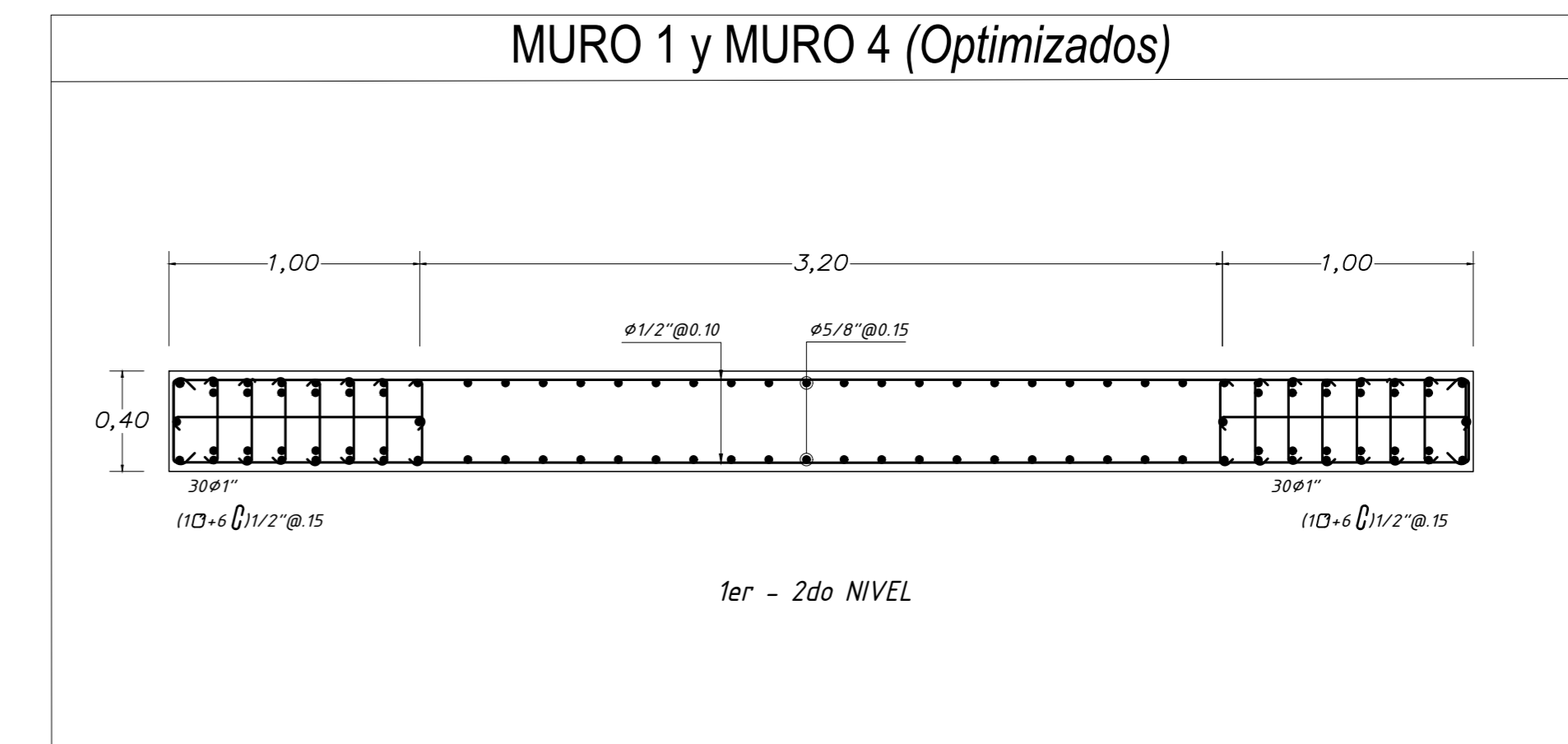
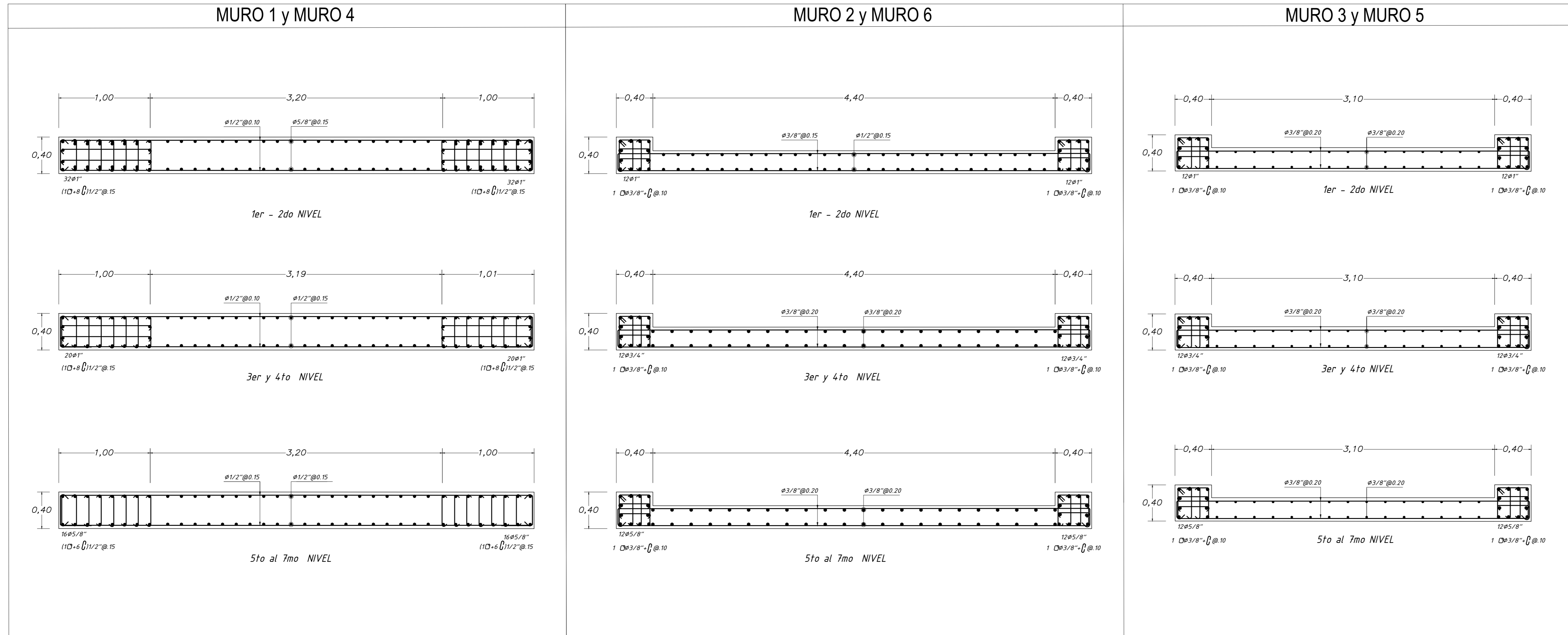
E-01

DIBUJO:
JOV

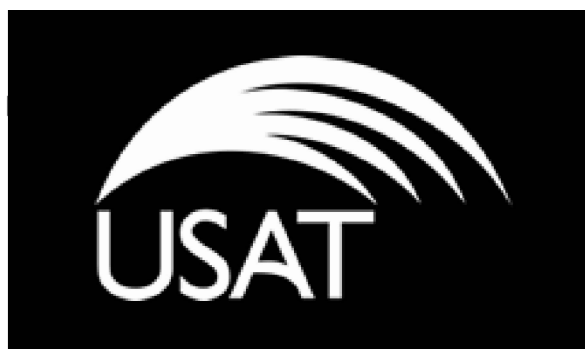
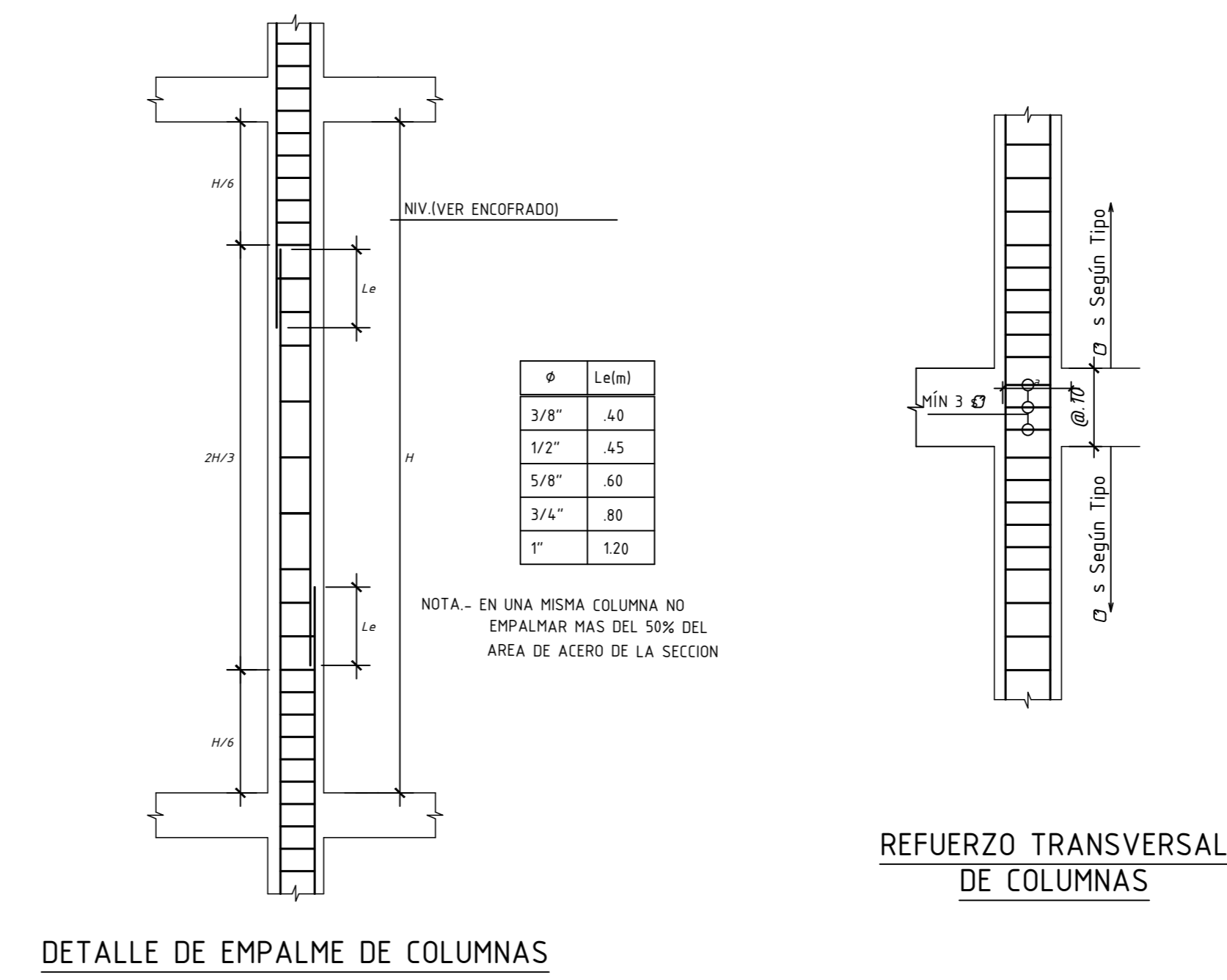
FECHA:
DICIEMBRE DE 2024

REVISIÓN:
ESCALA:
1/50 - 1/25

OPTIMIZACION



COLUMNAS	
C-01	C-02
<p>SECCION: 0.50x0.40</p> <p>REFUERZO: 14.01"</p>	<p>SECCION: CIRCULAR D=0.50</p> <p>REFUERZO: 12.01"</p>



PROYECTO:
Optimización de cuantía de acero mediante verificación no lineal de diseño basado en desempeño en un edificio de 7 niveles

ESTRUCTURAS

DISERO:
OLIVOS VASQUEZ JORGE

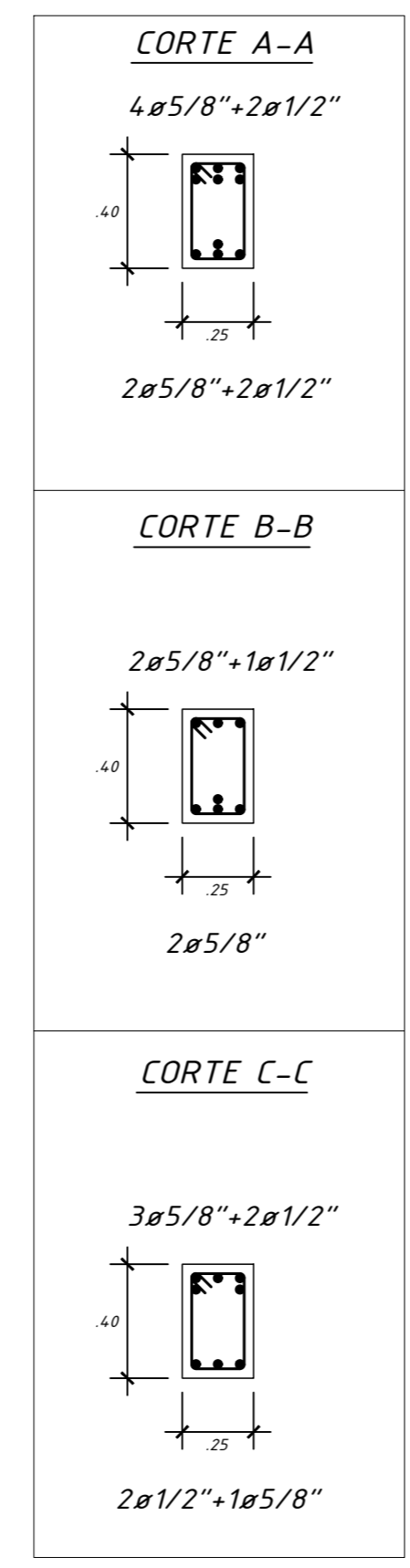
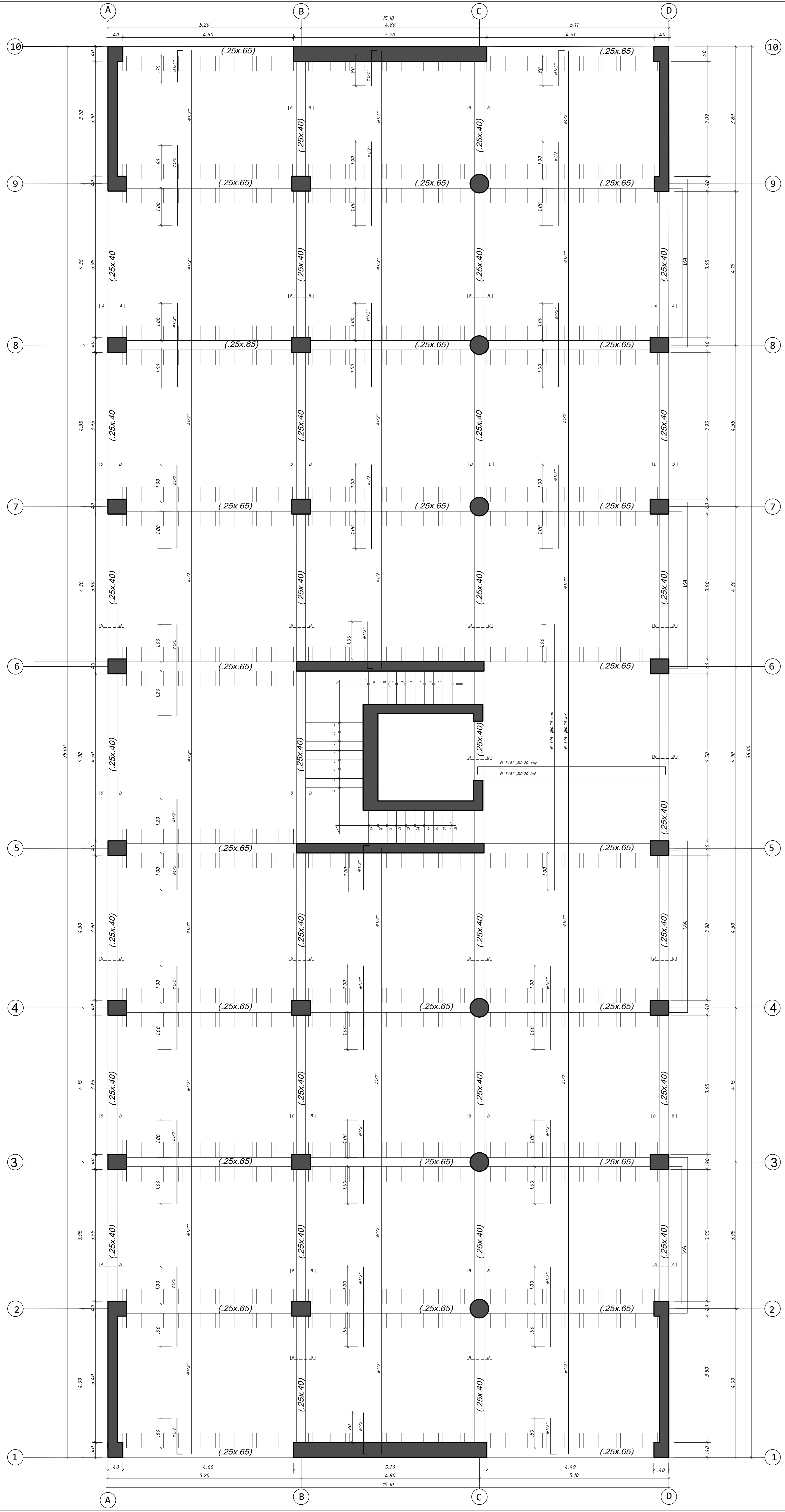
PLANO:
MUROS COLUMNAS

E-02

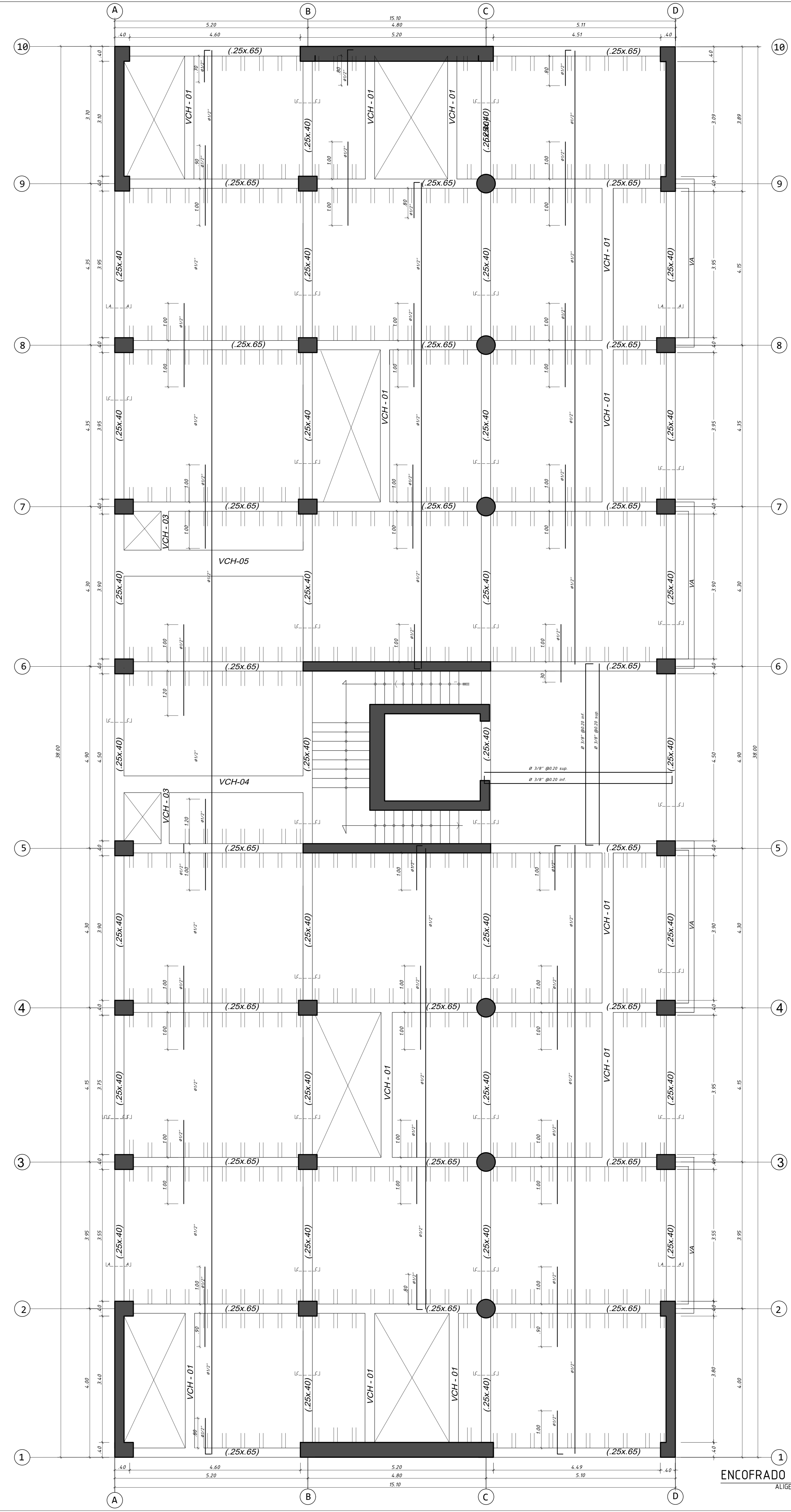
DIBUJO:
JOV

FECHA:
DICIEMBRE DE 2024

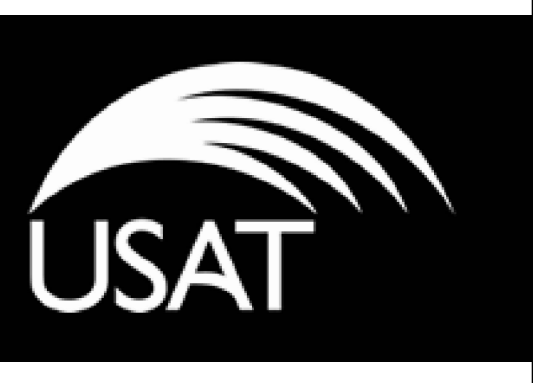
REVISION:
ESCALA:
1/50 - 1/25



ENCOFRADO PRIMER NIVEL
 ALIGERADO H=0.20, S/C=200 Kg/m²
 ESC=1/50



ENCOFRADO SEGUNDO AL SEXTO NIVEL
 ALIGERADO H=0.20, S/C=200 Kg/m²
 ESC=1/50



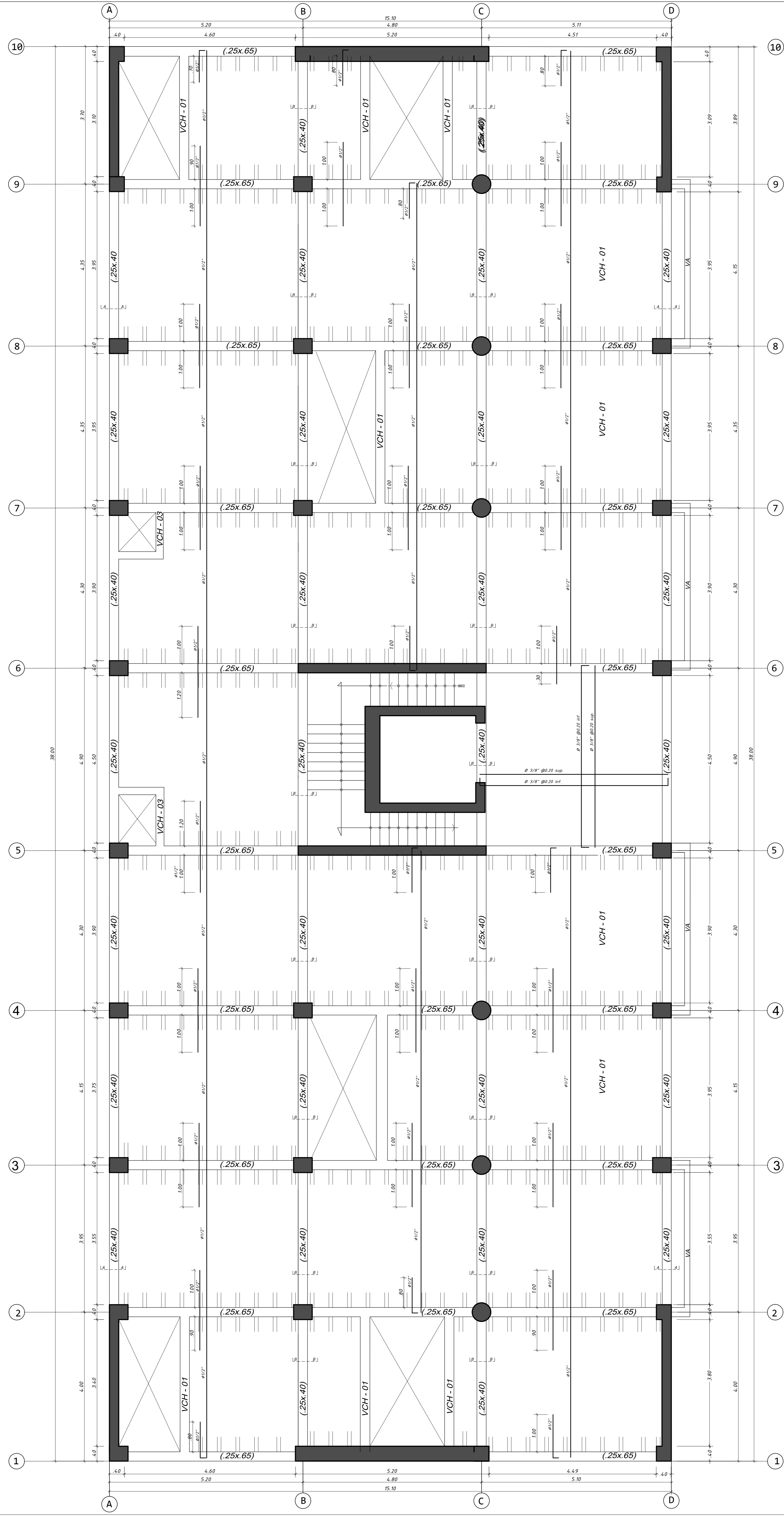
PROYECTO:
 Optimización de cuantía de acero mediante verificación no lineal de diseño basado en desempeño en un edificio de 7 niveles

ESTRUCTURAS
 DISEÑO:
 OLIVOS VASQUEZ JORGE

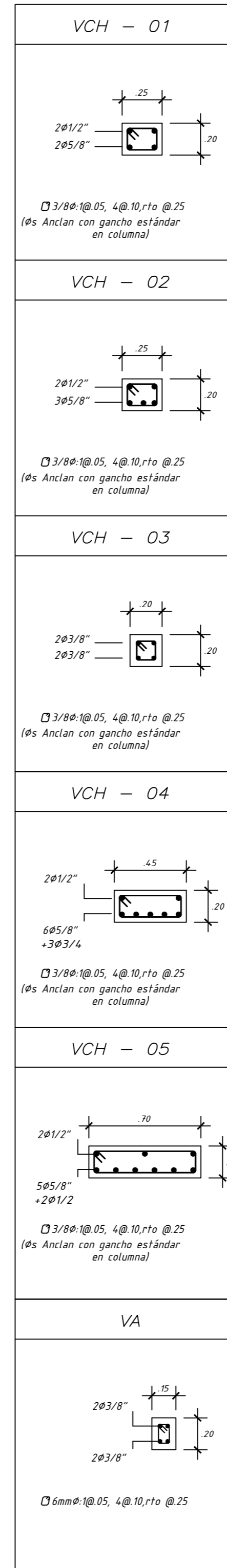
PLANO:
ENCOFRADOS 1° - 6° NIVEL

E-03

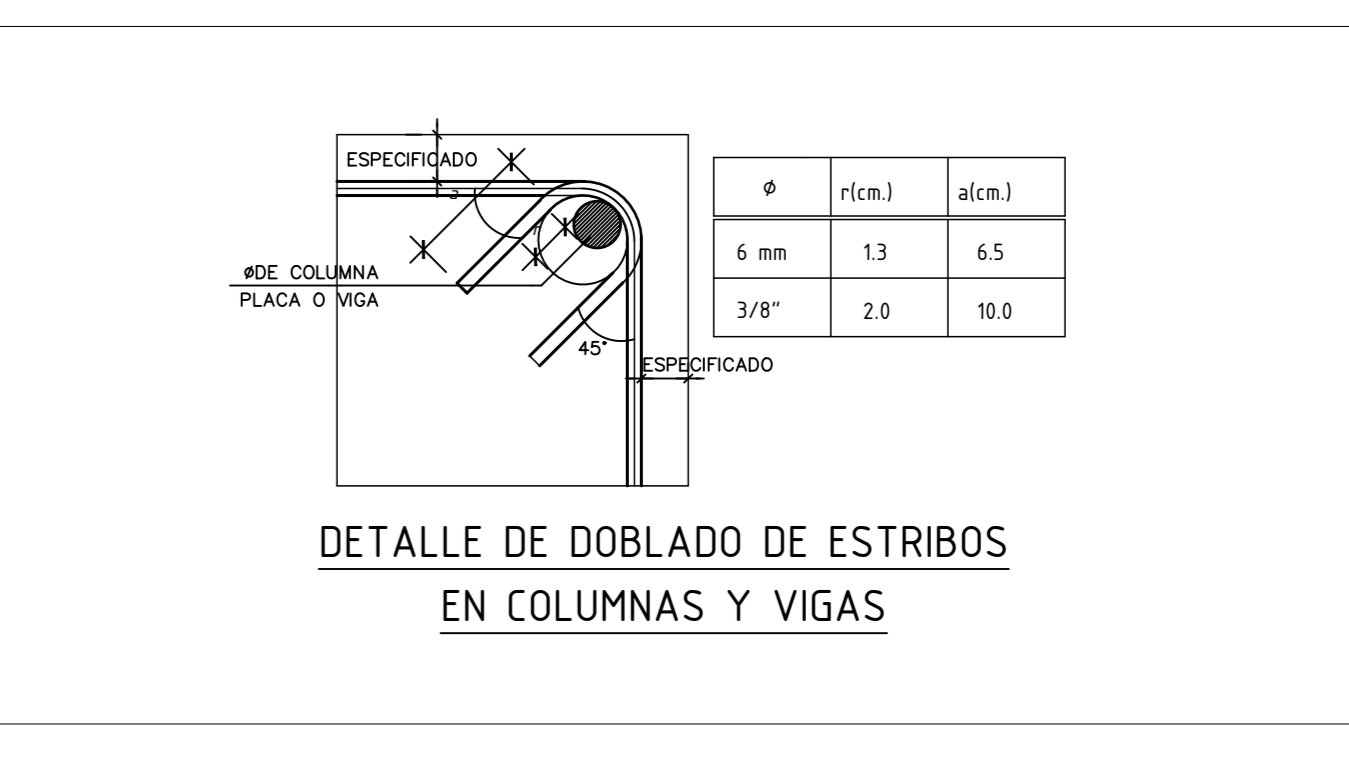
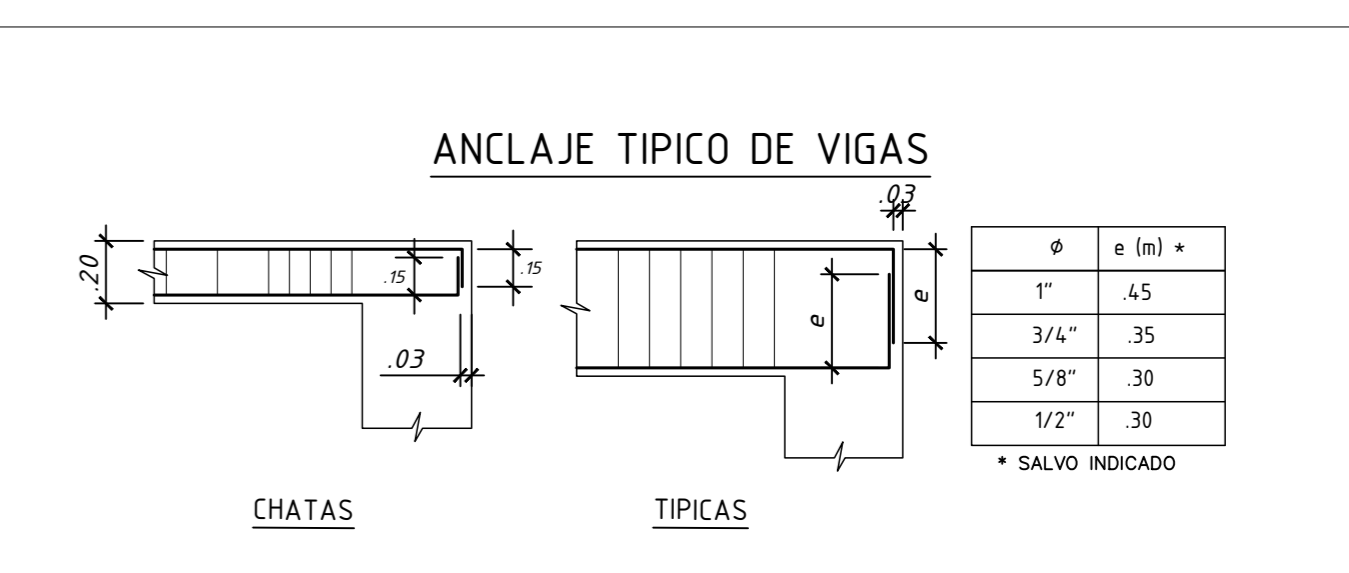
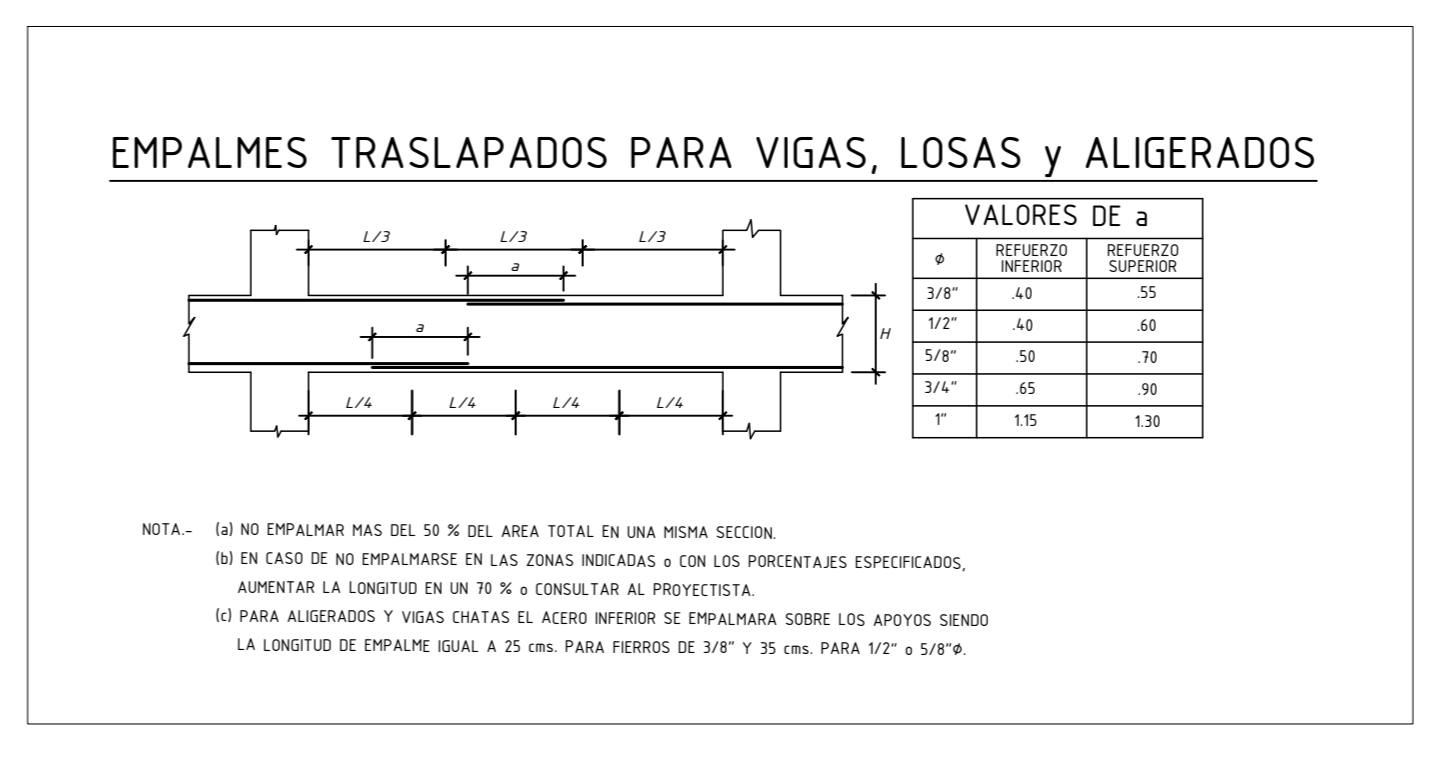
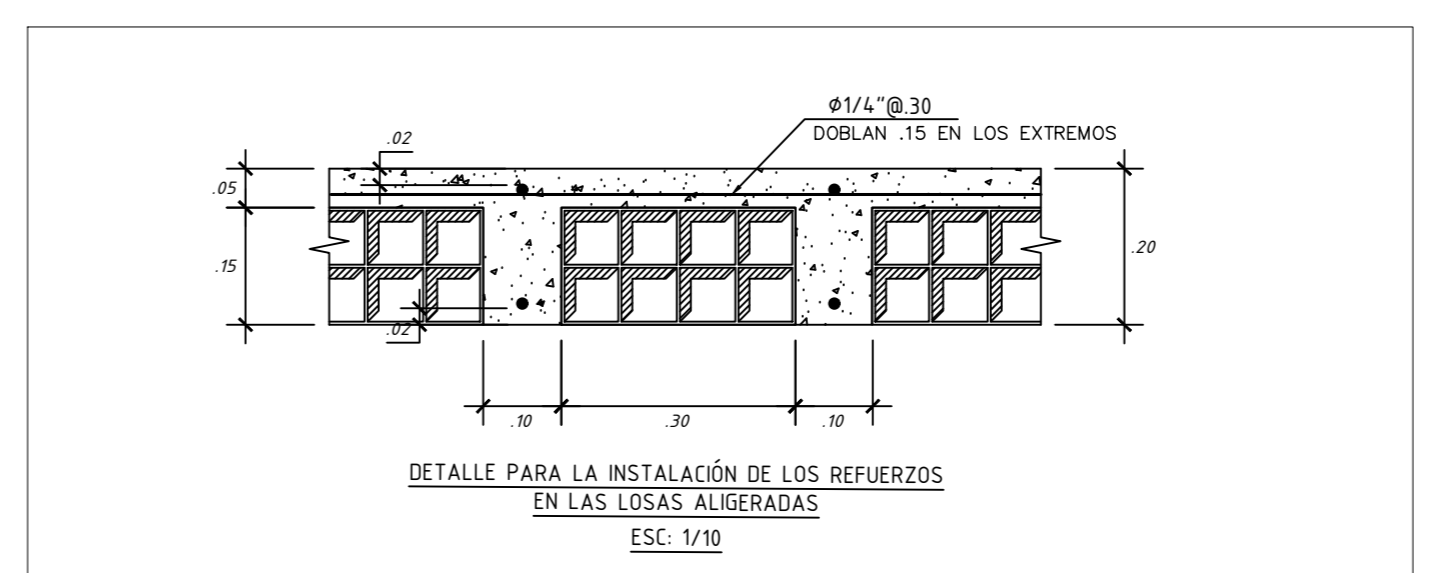
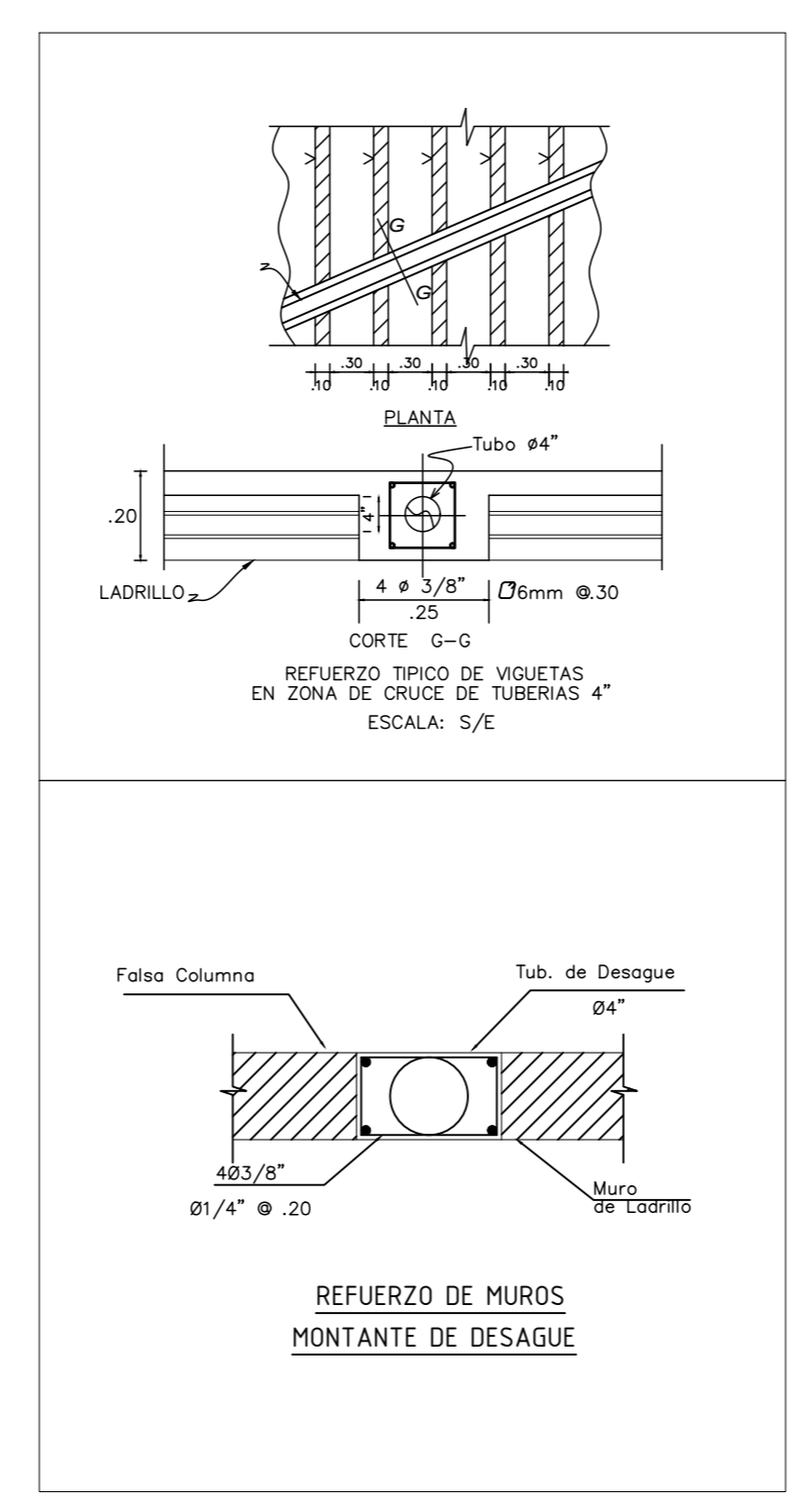
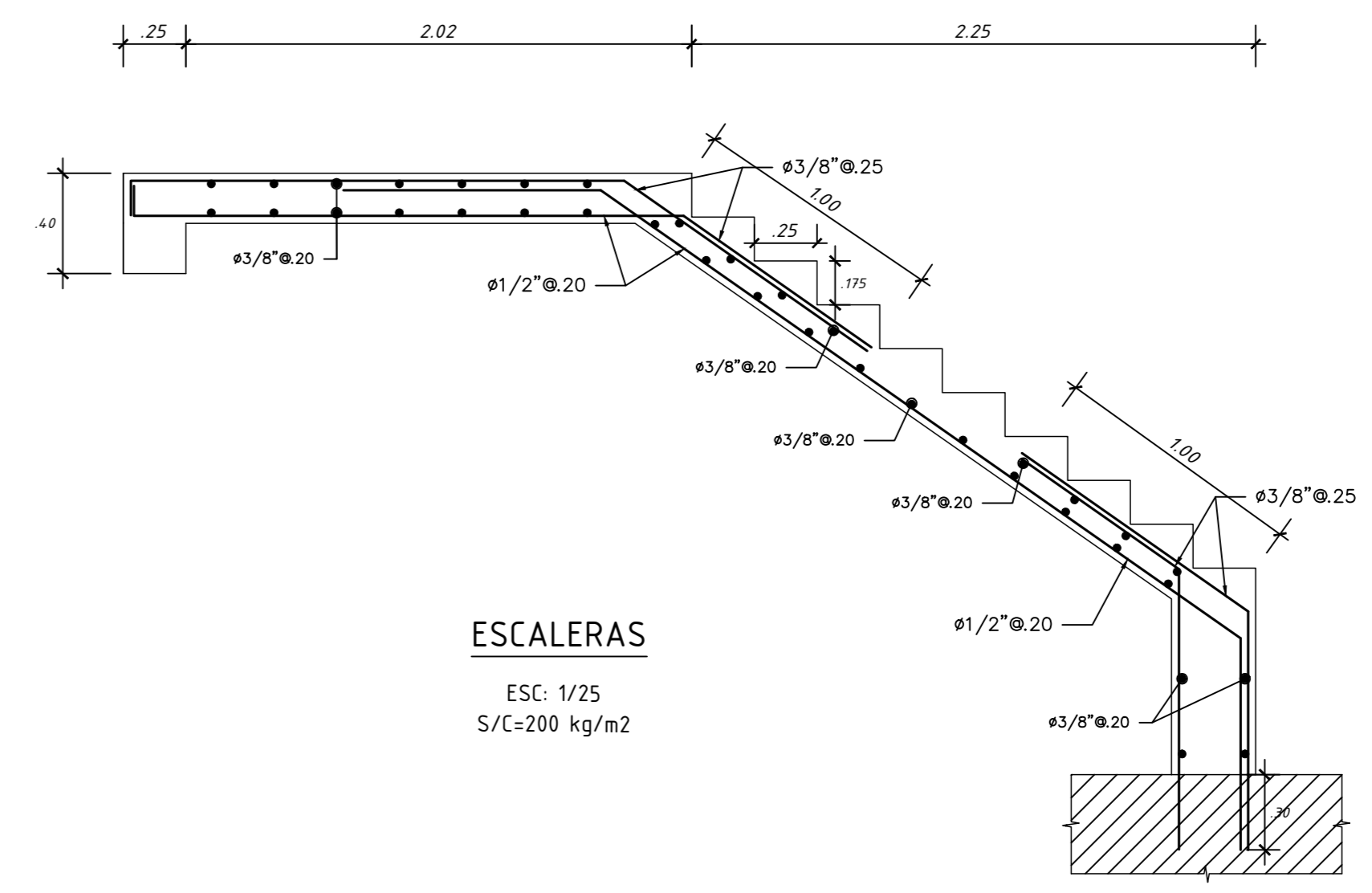
DIBUJO: JOV
 REVISIÓN:
 FECHA: DICIEMBRE DE 2024
 ESCALA: 1/50 - 1/25



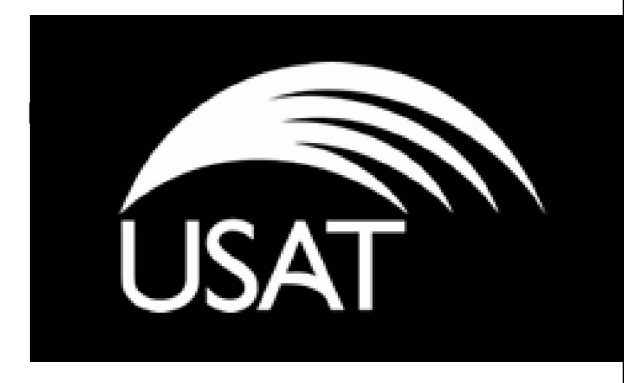
VIGAS CHATAS
 ESC 1/25
 f'c=210 kg/cm2



EJE	CORTE	SECCIÓN	DISEÑO A FLEXIÓN					
			A _i (cm ²)	A _i opt (cm ²)	A _s (cm ²)	ρ DISEÑO	ρ OPTIMIZADA	ρ REDUCIDA
EJE 1-1	1-1	25X65	39.27	39.27	1625	2.42%	2.42%	-
EJE 10-10	3-3	25X65	45.6	45.6	1625	2.81%	2.81%	-
EJE 2-2	6-6	25X65	24.71	24.71	1625	1.52%	1.52%	-
	8-8	25X65	12.91	12.91	1625	0.79%	0.79%	-
	9-9	25X65	33.33	33.33	1625	2.05%	2.05%	-
	11-11	25X65	23.91	23.91	1625	1.47%	1.47%	-
EJE 3-3	12-12	25X65	23.91	23.91	1625	1.47%	1.47%	-
	13-13	25X65	23.91	23.91	1625	1.47%	1.47%	-
	14-14	25X65	15.6	14.02	1625	0.96%	0.86%	0.10%
EJE 4-4	19-19	25X65	31.35	22.26	1625	1.93%	1.37%	0.56%
EJE 7-7	20-20	25X65	22.8	16.16	1625	1.40%	0.99%	0.41%
EJE 8-8	22-22	25X65	27.05	22.17	1625	1.40%	1.36%	0.04%
EJE 5-5	22-22	25X65	37.05	32.46	1625	2.28%	2.00%	0.28%
	23-23	25X65	28.5	16.16	1625	1.75%	0.99%	0.76%



ENCOFRADO SEPTIMO NIVEL
 ALIGERADO H=0.20, S/C=200 Kg/m2
 ESC=1/50



PROYECTO:
 Optimización de cuantía de acero mediante verificación no lineal de diseño basado en desempeño en un edificio de 7 niveles

ESTRUCTURAS
 DISEÑO:
 OLIVOS VASQUEZ JORGE

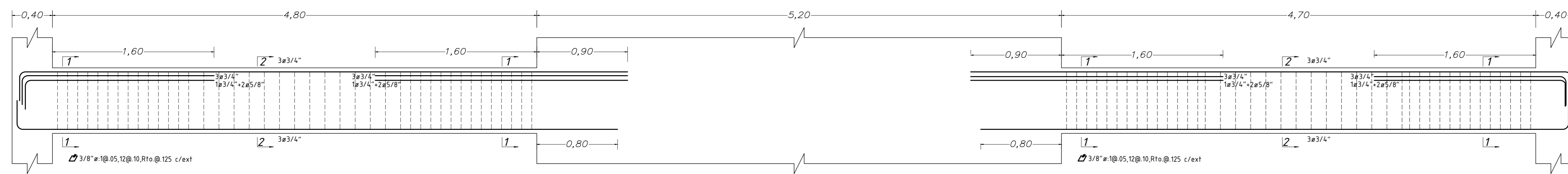
PLANO:
 ENCOFRADOS 7º NIVEL

E-04

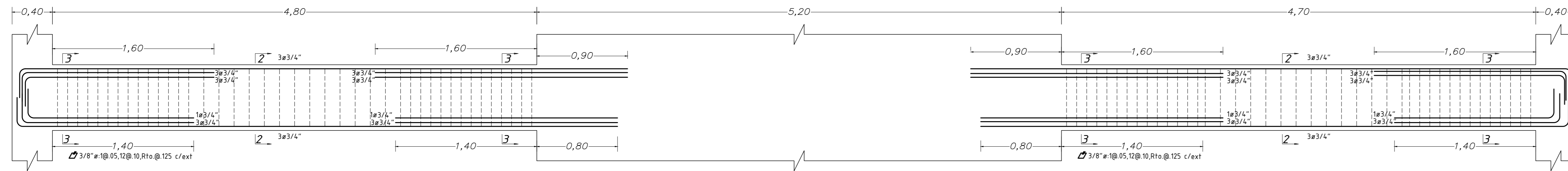
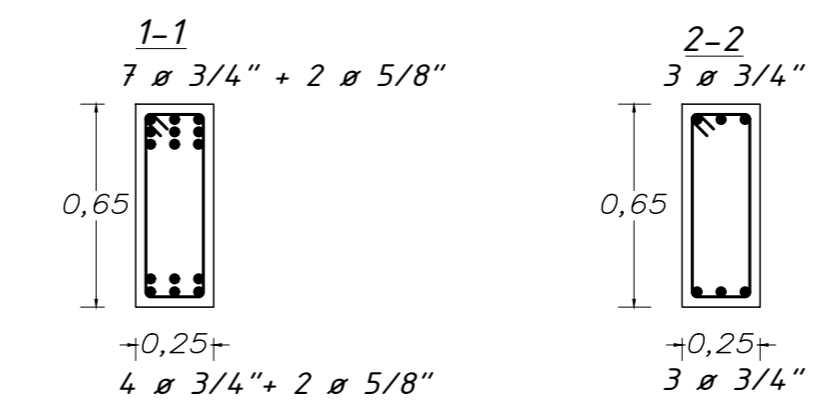
DIBUJO:
 JOV
 FECHA:
 DICIEMBRE DE 2024
 REVISIÓN:
 ESCALA:
 1/50 - 1/25

DISEÑO

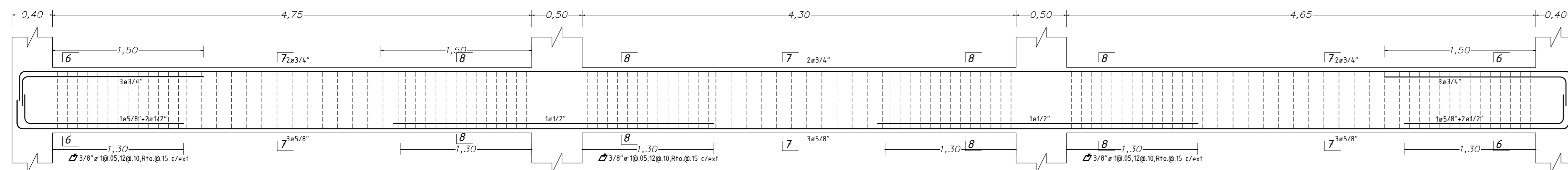
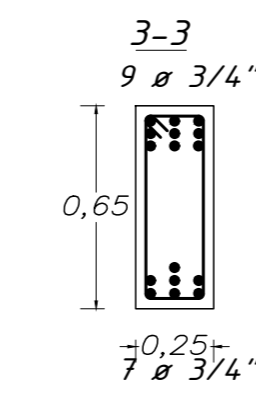
OPTIMIZACIÓN



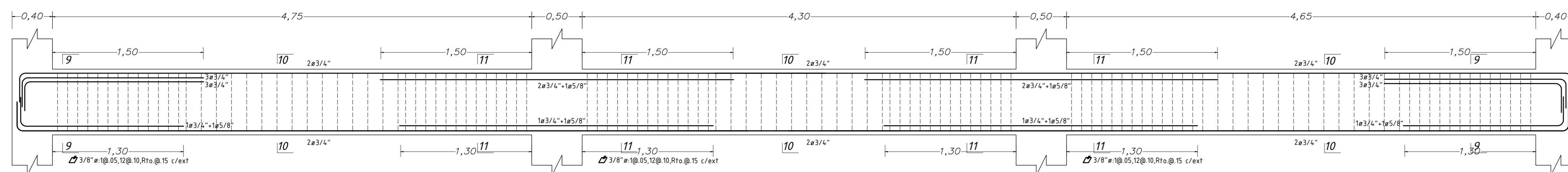
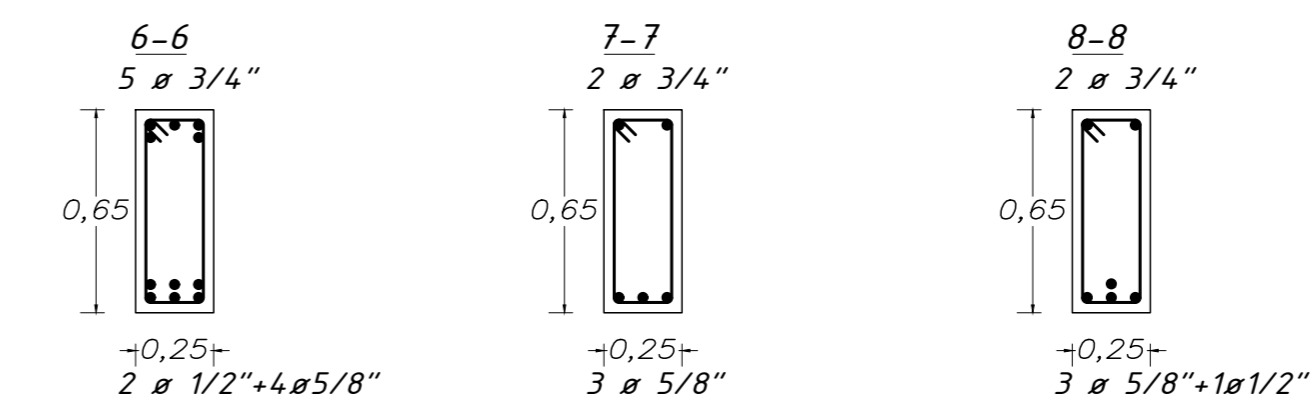
1º y 2º PISO
EJE 1-1 y EJE 10-10 (.25x.65)
ESC: 1/25



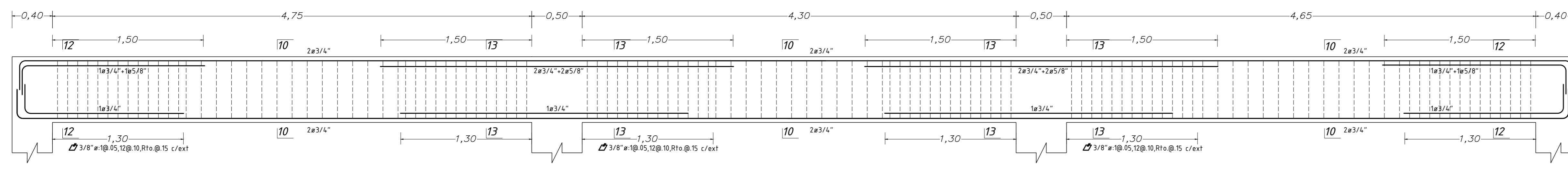
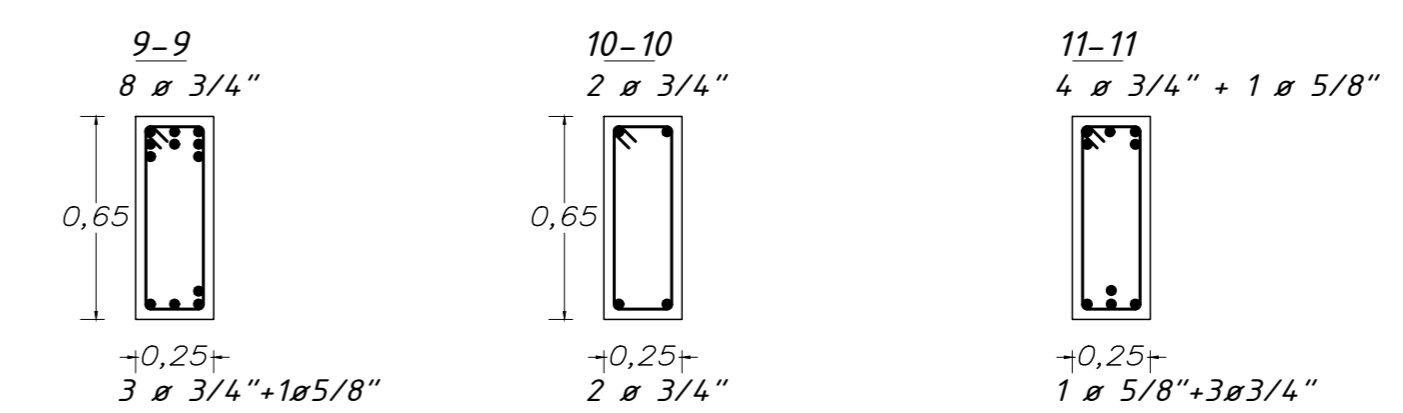
2º al 6º PISO
EJE 1-1 y EJE 10-10 (.25x.65)
ESC: 1/25



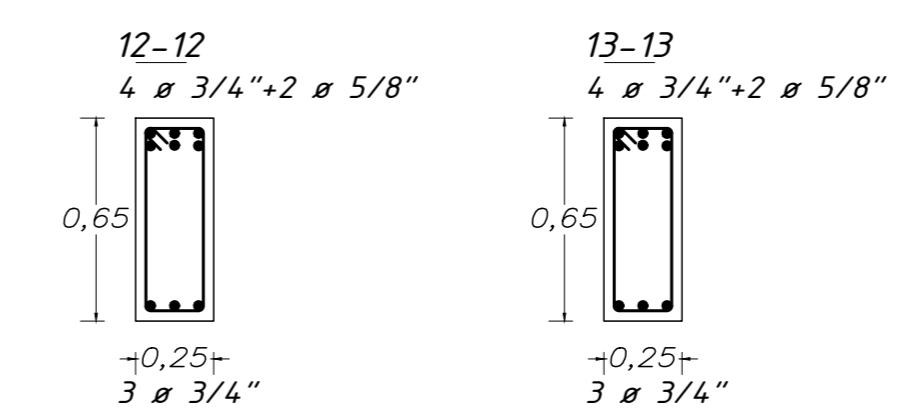
1º PISO
EJE 2-2 y EJE 9-9 (.25x.65)
ESC: 1/25



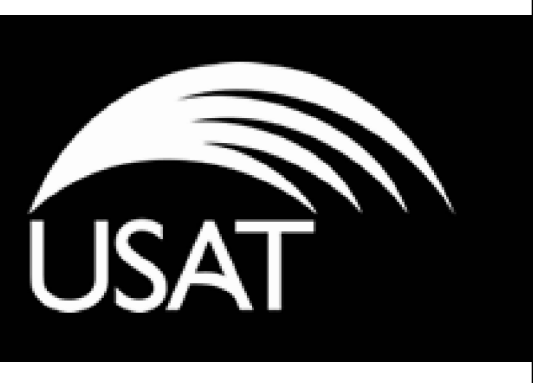
2º al 6º PISO
EJE 2-2 y EJE 9-9 (.25x.65)
ESC: 1/25



3º PISO
EJE 2-2 y EJE 9-9 (.25x.65)
ESC: 1/25



NO REQUIERE OPTIMIZACIÓN



PROYECTO:
Optimización de cuantía de acero mediante verificación no lineal de diseño basado en desempeño en un edificio de 7 niveles

ESTRUCTURAS

DISEÑO:
OLIVOS VASQUEZ JORGE

PLANO:
VIGAS

E-05

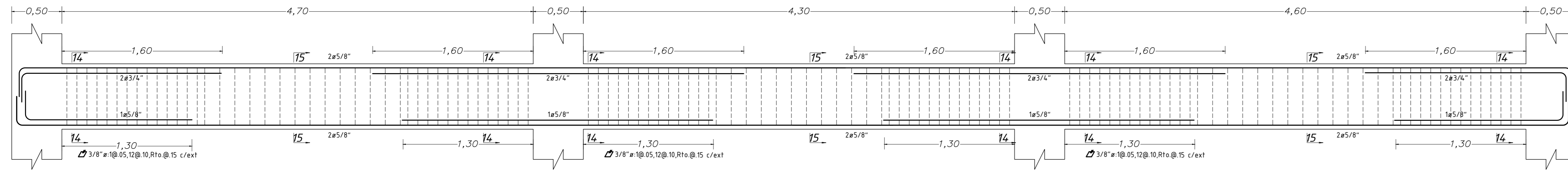
DIBUJO:
JOV

FECHA:
DICIEMBRE DE 2024

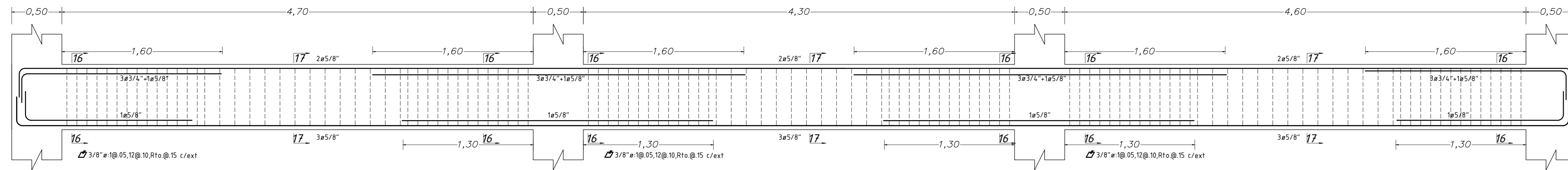
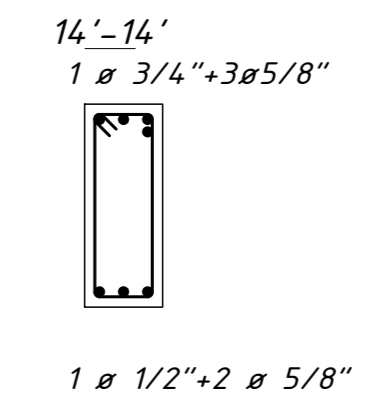
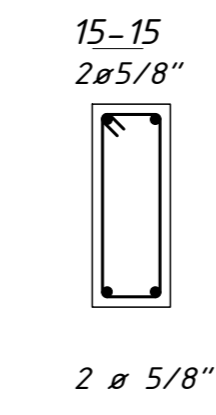
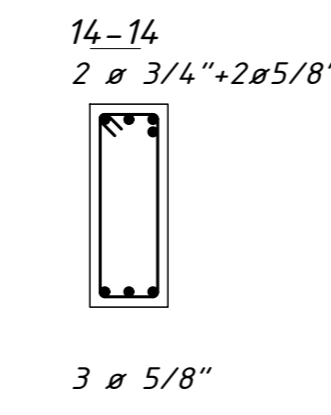
REVISIÓN:
ESCALA:
1/50 - 1/25

DISEÑO

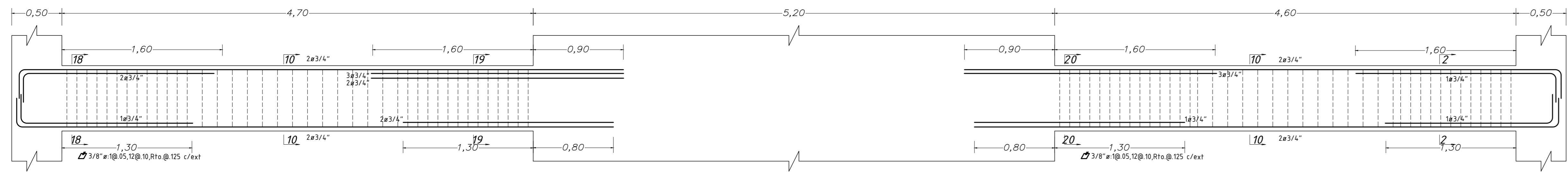
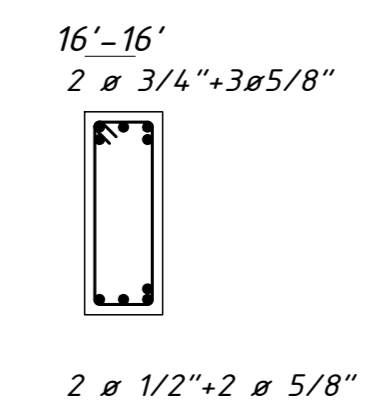
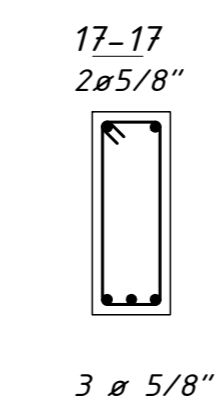
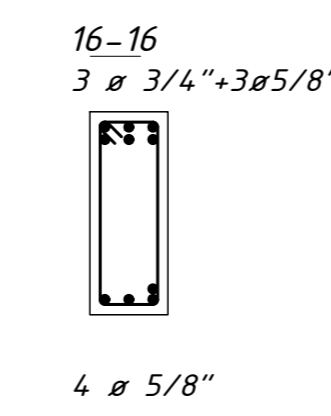
OPTIMIZACIÓN



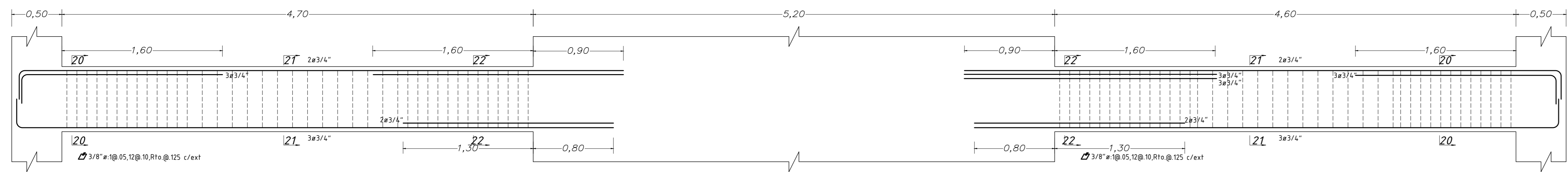
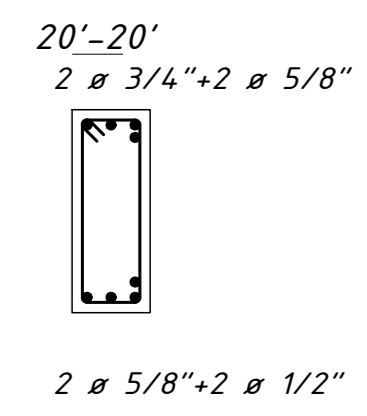
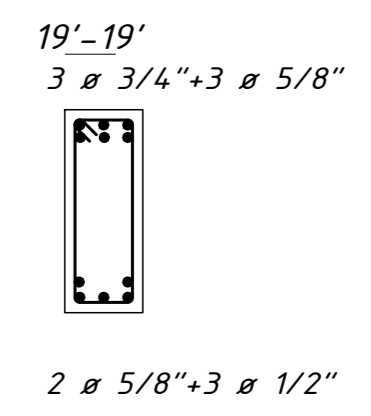
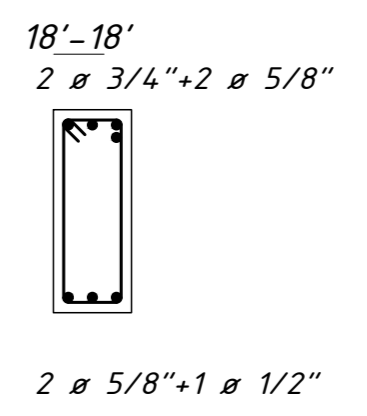
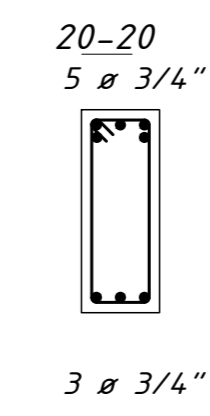
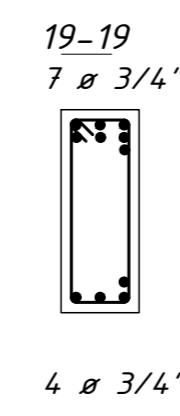
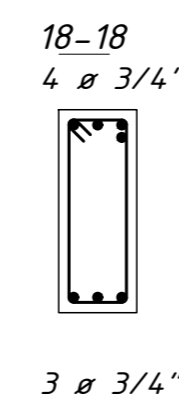
1º y 7º PISO
EJE 3-3, EJE 4-4, EJE 7-7, EJE 8-8 (25x.65)
ESC. 1/25



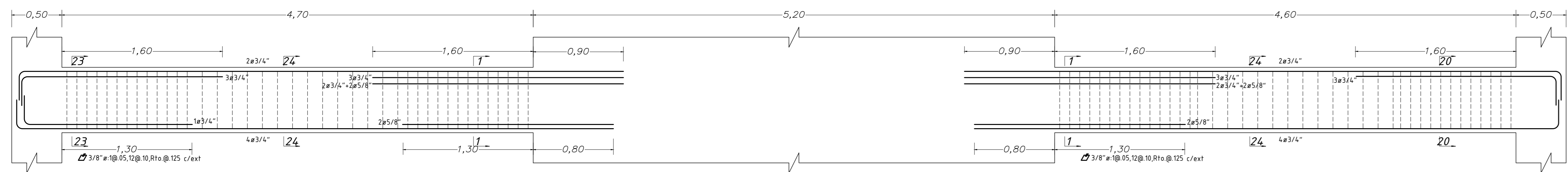
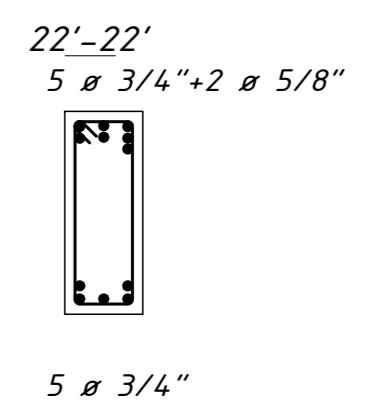
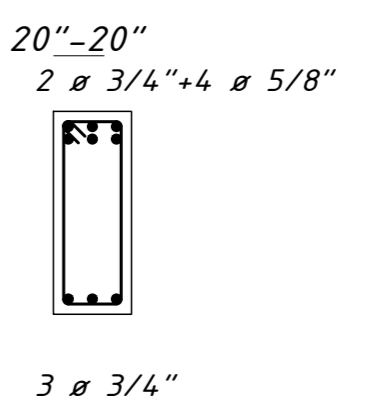
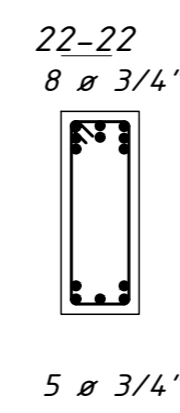
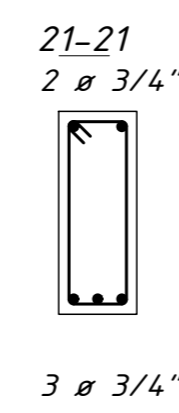
2º al 6º PISO
EJE 3-3, EJE 4-4, EJE 7-7, EJE 8-8 (25x.65)
ESC. 1/25



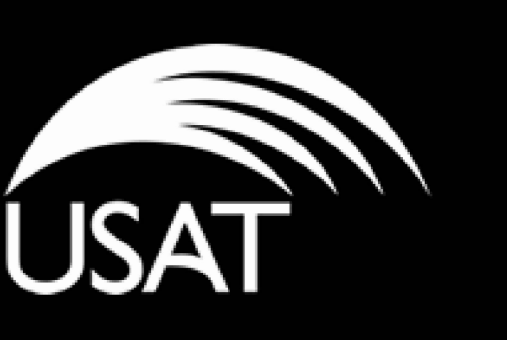
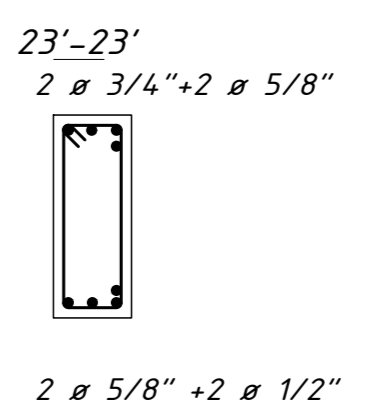
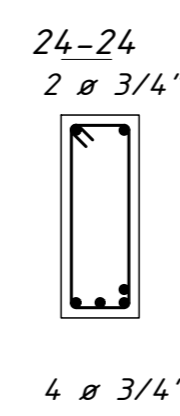
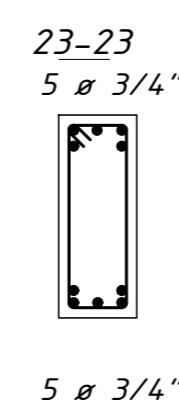
1º y 7º PISO
EJE 5-5 y EJE 6-6 (25x.65)
ESC. 1/25



2º al 6º PISO
EJE 5-5 (25x.65)
ESC. 1/25



2º al 6º PISO
EJE 6-6 (25x.65)
ESC. 1/25



PROYECTO:
Optimización de cuantía de acero mediante verificación no lineal de diseño basado en desempeño en un edificio de 7 niveles

ESTRUCTURAS

OLIVOS VASQUEZ JORGE

VIGAS

E-06

REVISIÓN:
ESCALA:
1/50 - 1/25
DICIEMBRE DE 2024