



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

**Análisis comparativo del comportamiento estructural de una
Edificación utilizando la Norma E.060 del RNE y el Código
Americano ACI318S-19 – Trujillo.**

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

AUTOR:

PLASENCIA REBAZA, MARCOS DAVID (ORCID: 0000-0002-6204-9112)

ASESORES:

Mg. Villar Quiroz Josualdo Carlos (ORCID: 0000-0003-3392-9580)

Mg. Cerna Rondón Luis Aníbal (ORCID:0000-0001-7643-7848)

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Construcción sostenible

Diseño sísmico y estructural

Trujillo – Perú

2021

DEDICATORIA

En primer lugar, agradecer a Dios por permitir estar culminando mis logros, cumpliendo mis objetivos y metas y el poder desarrollarme como profesional.

A mis padres Marcos Hiroito Plasencia Huamán y Vasti Marlene Rebaza Castillo, y que junto al apoyo incondicional de ellos y de mis hermanos, por brindarme el apoyo constante, afrontando todos los obstáculos y pudiendo salir libre de todo mal en estos tiempos, por brindarme su confianza para poder avanzar en cada etapa de mi vida, con todo el aprecio y afecto este trabajo lo regreso como fruto de mi esfuerzo y rendimientos de mi éxito.

Plasencia Rebaza, Marcos David

AGRADECIMIENTO

Agradecer a Dios en primer lugar por permitirme llegar hasta aquí y poder afrontar todos los retos y obstáculos presentados en el camino.

Darles las gracias a todos los maestros docentes que impartieron su conocimiento y compañía en esta trayectoria, por su desmedido esmero por el aprendizaje y su incansable apoyo en cada momento para poder forjarnos como profesionales y desarrollarnos como profesionales para la sociedad y en bienestar de esta.

Agradecer a mi familia, a sus consejos y ánimos en cada momento, por estar presentes en esta etapa preliminar que siempre tendré presente y valoraré siempre.

Plasencia Rebaza, Marcos David

ÍNDICE DE CONTENIDO

DEDICATORIA	ii
AGRADECIMIENTO	iii
ÍNDICE DE CONTENIDO	iv
Índice de figuras	xii
Índice de ecuaciones	xvi
RESUMEN	xviii
ABSTRACT	xix
I. INTRODUCCIÓN.....	1
II. MARCO TEÓRICO.....	14
III.METODOLOGÍA	35
3.1. Tipo, enfoque y diseño de investigación	35
3.2. Variables y operacionalización	36
3.3. Población y Muestra.....	37
3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad	38
3.5. Procedimientos.....	41
3.6. Método de análisis de datos.....	55
3.7. Aspectos éticos	56
3.8. Desarrollo del proyecto	57
3.8.1. Estudio Topográfico.....	57
3.8.2. Estudio de mecánica de suelos	58
3.8.3. Diseño arquitectónico.....	59
3.8.4. Análisis sísmico	60
3.8.5. Diseño estructural	66
IV. RESULTADOS	141
4.1. Estudio topográfico.....	141

4.1.1. Coordenadas UTM de vértices	141
4.1.2. Dimensiones del lote.....	141
4.1.3. Poligonal cerrada	141
4.1.4. Área de estudio.....	142
4.2. Estudio de mecánica de suelos	142
4.2.1. Profundidad de la cimentación	142
4.2.2. Tipo de cimentación.....	142
4.2.3. Capacidad portante admisible.....	142
4.2.4. Asentamiento.....	142
4.3. Diseño de arquitectura.....	142
4.3.1. Distribución de ambientes.....	142
4.3.2. Cortes y elevaciones.....	144
4.3.3. Cuadro de vanos	144
4.4. Análisis sísmico (modal espectral).....	145
4.4.1. Masa participativa	145
4.4.2. Espectro de aceleraciones	146
4.4.3. Factor de escala de fuerza cortante mínima	150
4.4.4. Cortante basal de diseño.....	152
4.4.5. Control de derivas	153
4.5. Diseño estructural	159
4.5.1. Diseño de vigas	159
4.5.2. Diseño de losa maciza	159
4.5.4. Diseño de columnas.....	160
4.5.5. Diseño de zapatas combinadas	161
4.5.6. Diseño de placas	162
V. DISCUSIÓN	163

VI. CONCLUSIONES167

VII. RECOMENDACIONES	169
VIII. REFERENCIAS	171
IX. ANEXOS	179

Índice de tablas

Tabla 1: Esquema de diseño transversal.....	36
Tabla 2: Matriz de clasificación de variables.....	37
Tabla 3: Instrumentos y validaciones.....	40
Tabla 4: Segundo modo de vibración en dirección XX	63
Tabla 5: Segundo modo de vibración en dirección ZZ.....	63
Tabla 6: Tercer modo de vibración en dirección YY	64
Tabla 7: Datos requeridos para el diseño de viga peraltada.....	68
Tabla 8: Diseño por flexión de viga peraltada.....	68
Tabla 9: Diseño por capacidad en viga peraltada.....	74
Tabla 10: Verificación de diseño por torsión en viga peraltada.....	75
Tabla 11: Diseño por corte de viga peraltada con la Norma E.060.....	76
Tabla 12: Diseño por corte de viga peraltada con el ACI318S-19	78
Tabla 13: Diseño por flexión en dirección XX	81
Tabla 14: Diseño por flexión en dirección YY	82
Tabla 15: Diseño por flexión en dirección XX	83
Tabla 16: Diseño por flexión en dirección YY	84
Tabla 17: Metrado de cargas para rampa de escalera	87
Tabla 18: Metrado de cargas para descanso de escalera	87
Tabla 19: Cálculo de acero inferior y superior para primer tramo de escalera.....	88
Tabla 20: Diseño de refuerzo transversal para primer tramo de escalera	89
Tabla 21: Cálculo de acero inferior y superior para segundo tramo de escalera .	90
Tabla 22: Diseño por corte en un sentido para segundo tramo de escalera.....	91
Tabla 23: Diseño de refuerzo transversal para segundo tramo de escalera.....	91
Tabla 24: Demanda por cada patrón de carga para las estaciones “0.00m”, “1.72m” y “3.45”	92
Tabla 25: Combinaciones de diseño en dirección XX y YY para la estación 0.00m	

Tabla 26: Combinaciones de diseño en dirección XX y YY para la estación 1.72m	93
Tabla 27: Combinaciones de diseño en dirección XX y YY para la estación 3.45m	93
Tabla 28: Data de diagrama de interacción para M33 para 0° y 180°.....	94
Tabla 29: Data de diagrama de interacción para M22 para 90° y 270°.....	94
Tabla 30: Cargas para el diseño por corte y verificación por torsión de la columna	101
Tabla 31: Diseño por corte y verificación por torsión para columna a 0.00m en XX	102
Tabla 32: Cargas para el diseño por corte y verificación por torsión de la columna	103
Tabla 33: Diseño por corte y verificación por torsión para columna a 3.45m en XX	104
Tabla 34: Cargas para el diseño por corte y verificación por torsión de la columna	105
Tabla 35: Diseño por corte y verificación por torsión para columna a 0.00m en YY	106
Tabla 36: Cargas para el diseño por corte y verificación por torsión de la columna	107
Tabla 37: Diseño por corte y verificación por torsión para columna a 3.45m en YY	108
Tabla 38: Diseño por corte y verificación por torsión para columna a 0.00m en XX	110
Tabla 39: Diseño por corte y verificación por torsión para columna a 3.45m en XX	111
Tabla 40: Diseño por corte y verificación por torsión para columna a 0.00m en YY	113
Tabla 41: Diseño por corte y verificación por torsión para columna a 3.45m en YY	

.....114

Tabla 42: Demanda por cada patrón de carga	116
Tabla 43: Combinaciones de diseño en dirección YY.....	116
Tabla 44: Data de diagrama de interacción para M33 para 0° y 180°.....	116
Tabla 45: Data de diagrama de interacción para M22 para 90° y 270°.....	117
Tabla 46: Cálculo de refuerzo horizontal y vertical con E.060 - 2019 en SYYMÁX	120
Tabla 47: Cálculo de refuerzo horizontal y vertical con E.060 - 2019 en SYYMÍN	121
Tabla 48: Verificación de requerimiento de elementos de borde para SYYMÁX	124
Tabla 49: Verificación de requerimiento de elementos de borde para SYYMÍN .	124
Tabla 50: Cálculo de refuerzo horizontal y vertical con ACI318S-19 en SYYMÁX	125
Tabla 51: Cálculo de refuerzo horizontal y vertical con ACI318S-19 en SYYMÍN	126
Tabla 52: Verificación de requerimiento de elementos de borde para SYYMÁX	127
Tabla 53: Verificación de requerimiento de elementos de borde para SYYMÍN .	128
Tabla 54: Diseño de dimensiones ideales para los elementos de borde	128
Tabla 55: Verificación de condición para diseño por confinamiento en elemento de borde izquierdo.....	129
Tabla 56: Diseño por confinamiento de acero transversal en elemento de borde izquierdo.....	129
Tabla 57: Cumplimiento de área de acero transversal por confinamiento en elemento de borde izquierdo	130
Tabla 58: Verificación de condición para diseño por confinamiento en elemento de borde derecho	131
Tabla 59: Diseño por confinamiento de acero transversal en elemento de borde derecho	131

Tabla 59: Cumplimiento de área de acero transversal por confinamiento en elemento de borde derecho.....	132
--	-----

Tabla 60: Diseño por flexión en la dirección XX	133
Tabla 60: Diseño por flexión en la dirección XX	134
Tabla 61: Diseño por flexión en la dirección YY	135
Tabla 62: Diseño por flexión en la dirección YY	136
Tabla 63: Diseño por corte en un sentido en la dirección XX	137
Tabla 64: Diseño por corte en un sentido en la dirección YY	137
Tabla 65: Diseño por flexión en dirección XX	139
Tabla 66: Diseño por flexión en dirección YY	140
Tabla 67: Coordenadas UTM en los vértices del predio	141
Tabla 68: Distancias del predio.....	141
Tabla 69: Área del predio en estudio	142
Tabla 70: Desplante de zapatas	142
Tabla 71: Recomendación de tipos de zapatas	142
Tabla 72: Capacidad portante para zapatas combinadas y aisladas	142
Tabla 73: Asentamientos para zapatas combinadas y aisladas	142
Tabla 73: Distribución de primer nivel.....	142
Tabla 74: Distribución de segundo, quinto y sexto nivel	143
Tabla 75: Distribución de tercer, quinto y séptimo nivel.....	143
Tabla 76: Distribución de octavo nivel	143
Tabla 77: Distribución de nivel de azotea	144
Tabla 78: Cortes y elevaciones.....	144
Tabla 79: Cuadro de vanos para puertas.....	144
Tabla 80: Cuadro de vanos para ventanas	145
Tabla 81: Cuadro de vanos para mamparas.....	145
Tabla 82: Masa participativa predominante en la combinación modal.....	145
Tabla 83: Espectro de respuesta según E.030 en la dirección XX	146

Tabla 84: Espectro de respuesta según E.030 en la dirección YY148

Tabla 85: Fuerza de diseño en la base en la dirección XX.....	150
Tabla 86: Fuerza dinámica en la base en la dirección XX	150
Tabla 87: Igualdad de obtención de la fuerza de diseño en la base en la dirección XX	151
Tabla 88: Fuerza de diseño en la base en la dirección YY.....	151
Tabla 89: Fuerza dinámica en la base en la dirección YY	151
Tabla 90: Igualdad de obtención de la fuerza de diseño en la base en la dirección YY	151
Tabla 91: Fuerza de diseño en la base en la dirección XX.....	152
Tabla 92: Fuerza de diseño en la base en la dirección YY.....	152
Tabla 93: Control de deriva por entrepiso en el eje A.....	153
Tabla 94: Control de deriva por entrepiso en el eje B.....	153
Tabla 95: Control de deriva por entrepiso en el eje C.....	154
Tabla 96: Control de deriva por entrepiso en el eje 1	154
Tabla 97: Control de deriva por entrepiso en el eje 2	155
Tabla 98: Control de deriva por entrepiso en el eje 3	155
Tabla 99: Control de deriva por entrepiso en el eje 4	156
Tabla 100: Control de deriva por entrepiso en el eje 5	156
Tabla 101: Control de deriva por entrepiso en el eje 6	157
Tabla 102: Control de deriva por entrepiso en el eje 7	157
Tabla 103: Control de deriva por entrepiso en el eje 8	158

Índice de figuras

Figura 1. Plataforma del espectro de aceleraciones para cada tipo de perfil de suelo según la Norma E.030 – 2018	26
Figura 2: Diagrama del diseño de investigación	36
Figura 3. Mapa conceptual del procedimiento	42
Figura 4. Plano catastral 2017 – Trujillo	57
Figura 5. Plano Perimétrico en software AutoCAD	60
Figura 6. Análisis sísmico modal espectral en el programa automatizado ETABS v19	61
Figura 7. Modo de vibración traslacional en dirección UX	62
Figura 8. Modo de vibración rotacional en dirección RZ	63
Figura 9. Modo de vibración traslacional en dirección UY	64
Figura 10. Esfuerzo a compresión en “bottom fase” (S11) para la dirección XX .	79
Figura 11. Esfuerzo a compresión en “bottom fase” (S22) para la dirección YY .	79
Figura 12. Esfuerzo a compresión en “top fase” (S11) para la dirección XX	80
Figura 13. Esfuerzo a compresión en “top fase” (S22) para la dirección YY	80
Figura 14. Diagrama de momentos flectores negativos en dirección XX	81
Figura 15. Diagrama de momentos flectores negativos en dirección YY	82
Figura 16. Diagrama de momentos flectores positivos en dirección XX	83
Figura 17. Diagrama de momentos flectores positivos en dirección YY	84
Figura 18. Diagrama de fuerzas cortantes positivos en dirección XX	85
Figura 19. Diagrama de fuerzas cortantes negativos en dirección YY	85
Figura 20. Modelamiento matemático en SAP2000	87
Figura 21. Análisis estructural: DMF – primer tramo	88
Figura 22. Análisis estructural: DFC – primer tramo	88
Figura 23. Análisis estructural: DMF – segundo tramo	89
Figura 24. Análisis estructural: DFC – segundo tramo	90

Figura 25. Sección de columna C19..... 92

Figura 26. Diagrama de interacción para M33 y ángulos 0° y 180° en dirección XX	95
Figura 27. Diagrama de interacción para M22 y ángulos 90° y 270° en dirección XX	96
Figura 28. Diagrama de interacción para M33 y ángulos 0° y 180° en dirección YY	96
Figura 29. Diagrama de interacción para M22 y ángulos 90° y 270° en dirección YY	97
Figura 30. Diagrama de interacción para M33 y ángulos 0° y 180° en dirección XX	97
Figura 31. Diagrama de interacción para M22 y ángulos 90° y 270° en dirección XX	98
Figura 32. Diagrama de interacción para M33 y ángulos 0° y 180° en dirección YY	98
Figura 33. Diagrama de interacción para M22 y ángulos 90° y 270° en dirección YY	99
Figura 34. Diagrama de interacción para M33 y ángulos 0° y 180° en dirección XX	99
Figura 35. Diagrama de interacción para M22 y ángulos 90° y 270° en dirección XX	100
Figura 36. Diagrama de interacción para M33 y ángulos 0° y 180° en dirección YY	100
Figura 37. Diagrama de interacción para M22 y ángulos 90° y 270° en dirección YY	101
Figura 38. Diseño por Flexocompresión Bi-axial	116
Figura 39. Diagrama de interacción para M33 para 0° y 180° en dirección XX ..	118
Figura 40. Diagrama de interacción para M22 para 90° y 270° en dirección XX	118
Figura 41. Diagrama de interacción para M33 para 0° y 180° en dirección YY ..	119
Figura 42. Diagrama de interacción para M22 para 90° y 270° en dirección YY	119

Figura 43. Deformación del acero en el extremo a tracción cuando $\epsilon_c=3/1000$ (SYYMÁX)	123
Figura 44. Deformación del acero en el extremo a tracción cuando $\epsilon_c=3/1000$ (SYYMÍN)	123
Figura 45. Elemento de borde en el extremo izquierdo de dimensiones .25x.60	128
Figura 46. Demanda de axial sobre el elemento de borde en el extremo izquierdo	129
Figura 47. Elemento de borde en el extremo derecho de dimensiones .25x.60 .130	
Figura 48. Demanda de axial sobre el elemento de borde en el extremo derecho	131
Figura 49. Diagrama de momento último M11(-) en dirección XX	133
Figura 50. Diagrama de momento último M11(+) en dirección XX	134
Figura 51. Diagrama de momento último M22 (-) en dirección YY	135
Figura 52. Diagrama de momento último M22(+) en dirección YY	136
Figura 53. Diagrama de fuerzas cortantes V13(+) en dirección XX.....	137
Figura 54. Diagrama de fuerzas cortantes V23(+) en dirección YY.....	137
Figura 55. Verificación de cortante en dos sentidos o punzonamiento.....	138
Figura 56. Diagrama de fuerzas cortantes V13(+) en dirección XX.....	139
Figura 57. Diagrama de fuerzas cortantes V23(+) en dirección YY.....	139
Figura 58. Poligonal cerrada de lados no ortogonales	141
Figura 59. Espectro de aceleraciones según Norma E.030 2018 para la dirección XX	148
Figura 60. Espectro de aceleraciones según Norma E.030 2018 para la dirección YY.	150
Figura 61. Refuerzo estructural en viga para los diseños con Norma E.060-19 y el código ACI 318S-19	159
Figura 62. Refuerzo estructural de losa maciza para los diseños con Norma	

E.060-19 y el código ACI 318S-19	160
--	-----

Figura 63. Refuerzo estructural de escalera para los diseños con Norma E.060-19 y el código ACI 318S-19.....	160
Figura 64. Refuerzo estructural de columna para los diseños con Norma E.060-19 y el código ACI 318S-19.....	160
Figura 65. Refuerzo estructural de zapata combinada para los diseños con Norma E.060-19 y el código ACI 318S-19	161
Figura 66. Refuerzo estructural de placas para los diseños con Norma E.060-19 y el código ACI 318S-19.....	162

Índice de ecuaciones

Ecuación 1. Fuerza cortante dinámica (demanda sísmica).....	25
Ecuación 2. Espesor total de la rampa de escalera	30
Ecuación 3. Coeficiente de modificación de momentos según apoyo.....	30
Ecuación 4. Cuantía de acero para elementos sometidos a flexión.....	30
Ecuación 5. Relación de resistencia de la sección en función a el momento último	31
Ecuación 6. Acero requerido para losa de concreto en un metro de franja.....	31
Ecuación 7. Espaciamiento de refuerzo tendido	31
Ecuación 8. Acero mínimo en una losa de concreto para un metro de franja	31
Ecuación 9. Espaciamiento de refuerzo mínimo	32
Ecuación 10. Distancia de profundidad de eje neutro desde la cara exterior a compresión según Proyecto de Norma E.060	33
Ecuación 11. Distancia de profundidad de eje neutro desde la cara exterior a compresión según (ACI 318, 2019)	34
Ecuación 12. Momento nominal resistente de un elemento a flexión.....	48
Ecuación 13. Cuantía de acero para elementos sometidos a flexión.....	48
Ecuación 14. Cuantía mínima para elementos sometidos a flexión	48
Ecuación 15. Momento nominal resistente de elementos sometidos a flexión con acero en compresión.....	49
Ecuación 16. Cuantía de acero a compresión para elementos sometidos a flexión	49
Ecuación 17. Cuantía de acero a tracción para elementos sometidos a flexión .	49
Ecuación 18. Cuantía mínima para elementos sometidos a flexión	49
Ecuación 19. Cortante por aporte del concreto	50
Ecuación 20. Cortante por aporte del acero.....	50
Ecuación 21. Momento nominal resistente para elementos sometidos a flexión	50

Ecuación 22. Cuantía de acero para elementos sometidos a flexión..... 51

Ecuación 23. Cuantía mínima de acero para elementos sometidos a flexión	51
Ecuación 24. Cortante por aporte del concreto	51
Ecuación 25. Cortante por aporte del concreto en un elemento sometido a carga axial.....	52
Ecuación 26. Cortante por aporte del acero.....	53
Ecuación 27. Momento nominal resistente en elementos sometidos a flexión....	54
Ecuación 28. Cuantía de acero para elementos sometidos a flexión.....	54
Ecuación 29. Cuantías mínimas de acero sometidos a flexión	54
Ecuación 30. Cortante por aporte del concreto	54
Ecuación 31. Cortante por aporte del concreto según la relación de las dimensiones y el número de lado de las columnas que llegan al cimiento	55

RESUMEN

La presente investigación se realizó en Trujillo, En la Urb. Sol y Luz Mz “Q” lote “14”, se desarrolló el análisis comparativo del comportamiento estructural de una edificación utilizando la Norma E.060 del RNE y el Código ACI318S-19, para la realización de la tesis se utilizó un diseño no experimental – descriptivo, la muestra fue no probabilístico por juicio, la recolección de datos se realizó con la técnica de la observación, el instrumento utilizado fue la guía de observación y ficha de resumen, para analizar los datos se empleó la estadística descriptiva, el problema existente es en el diseño de edificaciones de concreto armado, en la norma del RNE E.060 se encuentra desactualizada en comparación con el ACI ha venido incorporando en su versiones ACI318-19 , como principal resultado en el diseño de placas donde se obtuvieron elementos de borde .25 x.60 en los extremos para el Código ACI318S – 19, respecto a la Norma E.060 que no contempló el requerimiento, asimismo acero horizontal dentro del alma del muro fue de $\varnothing 3/8"@.30m$ y $@3/8@.20m$ respectivamente, se logró desarrollar el análisis comparativo de una edificación entre ambas normativas llegando a obtener diferencias en su mayoría en el diseño de cimentaciones y placas.

Palabras clave: Análisis comparativo, Comportamiento estructural, edificación, concreto, diseño estructural.

ABSTRACT

The present research was carried out in Trujillo, in the Urb. Sol y Luz mz "Q" "14", the comparative analysis of the structural behavior of a building was developed using the E.060 Norm of the RNE and the ACI318S-19 Code. The thesis used a non-experimental - descriptive design, the sample was non-probabilistic by judgment, the data collection was done with the observation technique, the instrument used was the observation guide and summary sheet, to analyze the data descriptive statistics was used, the existing problem is in the design of reinforced concrete buildings, in the RNE E.060 standard is outdated compared to the ACI318S-19 Code. is outdated in comparison with the ACI has been incorporating in its ACI318-19 versions, as the main result in the design of slabs where .25 x .60 edge elements were obtained at the ends for the ACI318S - 19

Code, with respect to the E.060 Standard, which did not contemplate the requirement. which did not contemplate the requirement, also horizontal steel inside the wall web was $\varnothing 3/8" @ .30m$ and $@ 3/8 @ .20m$ respectively, it was possible to develop the comparative analysis of a building between both standards, obtaining differences mostly in the design of foundations and slabs.

Key words: Comparative analysis, Structural behavior, building, concrete, structural design.

I. INTRODUCCIÓN

1.1. Realidad problemática

En el mundo la ingeniería estructural se ve comprometida a parámetros de diseño y análisis sísmico, en cuanto a su comportamiento estructural que está regido a sus dimensiones, geometrías e irregularidades que en gran porcentaje que refleja la problemática se ve afectado por uso inadecuado de técnicas constructivas, las cuales degeneran el tiempo de vida de los elementos estructurales, así mismo que en algunos casos no cumplen con los requerimientos y normativas que establecen los reglamentos de diseño a cabalidad.

Hoy en día en la actualidad, el diseño estructural es visto como un proceso del arte del cálculo, donde se examina técnicamente el posible comportamiento de las estructuras de los proyectos ante fenómenos dinámicos, así como acontecimientos de sismo, viento, explosión, entre otros. Esto involucra aquellas actividades encaminadas a la definición y elección de las propiedades, así como el tipo del sistema estructural, el cual, por su filosofía de diseño, se debería proporcionar seguridad para salvaguardar la vida humana, por tanto, se traduce mecánicamente casi siempre en administrar a los diseños las propiedades de rigidez y resistencia. Esta última ha sido predispuesta por múltiples códigos de diseño según el material del sistema estructural elegido, donde dichas disposiciones en su contenido, son establecidos por repetidas investigaciones mediante ensayos, siendo esta la manera en cómo muchas naciones rigen sus normas de diseño localmente. Sin embargo, existen algunos países que no llegan a realizar investigaciones con tanta frecuencia, originando que estos establezcan sus reglamentos en base a quienes sí están orientados en el trabajo de experimentación e investigación.

En **Chile** se ha observado una mejora continua de las disposiciones de su norma en diseño estructural debido a que es un país altamente sísmico, esto ha permitido que muchos proyectistas garanticen un adecuado y

confiable comportamiento estructural principalmente de las edificaciones, debido a que estadísticamente ha sido la tipología estructural más afectada debido a los grandes daños y pérdidas que ha dejado la ocurrencia de los sismos en las últimas décadas, cabe recalcar que este país está ubicado en el cinturón de fuego del pacífico. La enseñanza de estos movimientos, ha despertado el interés de desarrollar nuevas metodologías de diseño estructural sin excepción de incrementar las exigencias principalmente de la norma de concreto armado.

México, siendo un país altamente sísmico, se ha visto envuelto en repetidas ocasiones lleno de pérdida estructural, económica, y sobre todo humana, debido a que en los últimos registros, muchas de las edificaciones existentes que han sido construidas de manera informal, prácticamente mal construidas, han colapsado debido a la amplificación de las ondas sísmicas producto del perfil de suelo considerado como relleno, lo que a hecho que muchas edificaciones muy aparte de no contar con un adecuado diseño estructural, sísmicamente no han contado con un correcto comportamiento estructural, tal es el caso del recordado 17 de Setiembre del año 2017, que a pesar de no ser un registro de gran escala, muchas se vieron comprometidas al colapso y/o daños desmesurados. A consecuencia de ello, las autoridades intensificaron la aplicación y cumplimiento de los lineamientos básicos de diseño y construcción en lo que respecta a proyectos de edificaciones.

De igual forma, **Ecuador** también se encuentra localizado en el cinturón de fuego del pacífico, siendo un lugar altamente afectado por acontecimientos sísmicos, por otro lado, al igual que muchas construcciones en Sudamérica, estas no están hechas adecuadamente desde la etapa de diseño estructural, agregando también que estas estructuras posiblemente no cuenten con un buen comportamiento estructural debido a que se ha visto que muchas de estas estructuras no tienen condiciones favorables en cuanto a diseño, construcción y conservación en el tiempo, esto se confirmó el 16 de abril de 2016 cuando se presencié un terremoto de gran

magnitud en la escala de Richter, en donde ocurrieron muchos problemas estructurales en edificaciones comunes e inclusive de gran importancia.

En el contexto del **Perú**, las edificaciones están expuestas constantemente a movimientos sísmicos relacionados directamente con daños estructurales en las edificaciones debido a fallas principalmente de subducción, agregándose al problema la continua informalidad y la autoconstrucción que existe cada día, así como la mala práctica edificativas que se dan en este país al crear sistemas estructurales híbridos que tienen mucha incertidumbre en cuanto a su comportamiento estructural diseñándose inclusive de una manera errónea debido a los carentes conceptos de respuesta; también, en el aspecto de las geometrías e irregularidades en los diseños y al tipo de suelo que en muchas ocasiones se les da un trato similar o se sobreestima sus propiedades mecánicas.

Trujillo, es una ciudad ubicada en la costa con un alto índice de sismicidad (ZONA 4), con un porcentaje de pico máximo de aceleración del .45g, por lo su normativa de diseño sísmico y estructural deberían garantizar un correcto procedimiento de cálculo para otorgarle a las edificaciones un adecuado comportamiento estructural, sin embargo y muy a pesar de que su normativa se ha venido actualizando, existe una ideología de diseño un tanto muy por detrás de las disposiciones actuales tal como lo describen los países que se encuentran en activamente en continuidad en cuanto a investigación; esta ciudad en general posee un suelo intermedio de arena pobremente graduada y pese a ello existe evidencia de licuefacción del suelo en gran parte de la zona cercana a la costa marítima, generando efectos de asentamientos diferenciales en una edificación relativamente considerables, pero que en cuestión de capacidad admisible, queda muy por debajo de lo que exige el cálculo estructural de estas, así mismo, existe el problema de la informalidad constructiva y el escaso planeamiento urbano. Estos aspectos acarrear en el uso inadecuado de la norma peruana.

Algunas de las exigencias y disposiciones que rigen los parámetros de diseño y comportamiento estructural están dadas por la Norma E.060 de Diseño en concreto armado, este documento fija los requisitos y exigencias para el diseño, inspección y calidad en estructuras de concreto con refuerzo y sin este. Este reglamento es la base y contiene todos los criterios que todo profesional de la especializado debe tener.

(Blasco, 1994) Encontró que en muchos países las normas para el diseño sismorresistente no son aplicadas en el diseño y construcción de edificaciones informales, lo cual repercute en el incremento de la vulnerabilidad de las estructuras. Al estudiar el comportamiento estructural de edificaciones luego de un fenómeno sísmico, se puede decir que cuando se toman en consideración las normas de diseño sismorresistente y diseño estructural, la construcción es debidamente supervisada y el sismo de diseño representa posiblemente la amenaza sísmica conforme a la realidad del sitio o zona, los daños son considerablemente menores cuando se consideran los requisitos mínimos por las normas. Es importante señalar que las normas sismorresistentes no garantizan la inexistencia de daños ante un sismo raro, puesto que en estos códigos se establecen requisitos mínimos para proteger la vida de los ocupantes en la edificación. El importante daño y/o colapso de muchas estructuras durante sismos de alta intensidad, se debe típicamente a la falla de uno o varios elementos cuya ductilidad o resistencia no son suficientes. En varias inspecciones, los daños encontrados en columnas pueden ser grietas diagonales causadas por cortante en conjunto con efectos de torsión, grietas verticales y aplastamiento del concreto para cargas de compresión causando pandeo por exceso de distanciamiento de las ligaduras y pérdida del recubrimiento en casi todos los casos. En vigas se evidencias grietas diagonales y rotura del acero de refuerzo transversal causadas por cortantes y/o efectos de torsión, grietas verticales, rotura de acero de refuerzo longitudinal y aplastamiento del concreto por flexión producto de la poca ductilidad.

(Meierhofer, 2020) Encontró que el código americano introdujo un nuevo concepto para determinar la resistencia a cortante del concreto denominado “ V_c ”, esto permite que el comportamiento estructural de los elementos que sean inducidos a dependan no necesariamente solo de las dimensiones de su sección, sino también del armado; se concluyó también que se puede reducir el número de ecuaciones de diseño que son presentadas en la versión anterior a tres simples ecuaciones teniendo en cuenta la influencia de la tensión norma, altura del componente y la relación de armadura longitudinal, llegando a simplificar también el cálculo de la resistencia a cortante “ V_c ”. Cabe señalar que el cálculo de este valor en el actual código depende de la cuantía horizontal a tracción.

(Ángel et al, 2017) Encontró que las irregularidades entre la estructura real edificada y el modelo concebido en su diseño son en muchas ocasiones la causa de fallas en su comportamiento estructural, específicamente la mayoría de edificaciones presenciales durante el sismo. Resulta importante señalar que, precisamente en estos instantes es donde se recolecta enseñanzas valiosas, que no deben desaprovecharse. La falta de integridad y coherencia entre el diseño por resistencia, deformación y estabilidad en elementos estructurales (columnas y muros) que cumplen un mismo objetivo a pesar de tener diferentes funciones, fueron los más perjudicados. El desacato de los códigos de diseño y de conocimientos establecidos por nuestros antepasados, fuese por ignorancia o descontrol, no deben ni pueden ser causa para que una sociedad pierda, en cuestión de segundos, cientos de vidas e infraestructura.

Conforme a lo descrito en los tres artículos anteriores, la realidad problemática describe que el comportamiento estructural se distribuye desde tres puntos de vista, subjetivo, objetivo o científico y historia, que análogamente se entiende como incertidumbre, conocimientos científicos o técnicos y vivencias remotas, respectivamente.

La empresa **CONSTRUNI S.A.C.** realiza trabajos de consultoría, construcción y desarrollo inmobiliario en proyectos de arquitectura e ingeniería, así mismo gestiona licencias de edificación para obras nuevas, ampliaciones o remodelaciones. Cuenta con RUC 20552905718 y está localizada en la Av. Eduardo de Habich N° 179 15102 Lima, Perú. Uno de sus proyectos fue realizar el diseño estructural de una edificación de 03 pisos y azotea para uso unifamiliar. A esta estructura se le dio un adecuado comportamiento estructural puesto que en la memoria de cálculo se indican todas las consideraciones tomadas por parte de la normativa utilizada, Norma E.060 para la dirección menor presentando un sistema de pórticos y la Norma E.070 para la dirección mayor presentando un sistema de albañilería confinada. El cumplimiento de estos lineamientos garantiza que la estructural minimice los daños estructurales ante los dos niveles de sismo, moderado y severo.

La empresa **GEOTECNIA GESTRUC S.A.C.** realiza trabajos de consultoría, construcción y desarrollo inmobiliario en proyectos de ingeniería, arquitectura y estudio de diseño de interiores. Cuenta con RUC 20605156143 y está localizada en la Mza "A", Lote 19 AA.HH. La Molina – Santa, Nuevo Chimbote, Ancash. Han realizado netamente proyectos estructurales e inclusive han tenido trabajos de evaluación donde se evaluó el comportamiento estructural de las estructuras, mediante análisis lineales y elásticos, así como análisis no lineales para determinar el nivel de desempeño de la estructura. En el proceso de evaluación, han utilizado los lineamientos de evaluación que contiene descrita la Norma E.060, para la toma de testigos (diamantinas), así como también las exigencias de verificación de diseño.

El Perú es uno de los países con alto grado de afectación y peligro sísmico latente, esta situación no debe ser ajena en cuanto a las introducciones de las nuevas demandas y exigencias en nuestra norma, y más importante aún en los elementos que nosotros usamos para dar rigidez y resistencia sísmica a nuestras edificaciones.

En la actualidad uno de los problemas existentes con nuestra normativa es en cuanto al diseño de los elementos estructurales de concreto armado en edificaciones, la norma del reglamento nacional de edificaciones RNE E.060 se encuentra desactualizada en comparación con las nuevas especificaciones que el ACI (Instituto Americano del Concreto) ha venido incorporando en sus versiones ACI318-14 y ACI318-19. El comportamiento estructural en el aspecto de diseño de edificaciones de concreto armado se ve condicionado a los parámetros que estipula la norma E.060 en su estado vigente, dicha norma, conlleva una serie de procedimientos de cálculo que a veces tienden a ser exigentes y tradicionales a nuestra realidad en cuanto a modificatorias y actualizaciones, la cual se ve reflejada en ésta; Sin embargo, el código ACI318 en su versión del año 2019 contempla mejoras en las disposiciones técnicas como por ejemplo en el diseño vigas, columnas y muros estructurales, lo cual genera, que para muchos ingenieros que la utilizan como complemento al realizar diseños y cálculos estructurales lleguen a observar que dichas consideraciones se sobre interponen a las que plantea la norma peruana. Dichas observaciones, se han visto reflejadas, debido a la ardua investigación mediante ensayos en laboratorios en dicha región; que, muy por el contrario, en nuestro país no es priorizado.

Las causas que se establecen para este tipo de problemática, es la escasez de estudios especializados referente al comportamiento estructural y los parámetros de vulnerabilidad estructural en nuestra población, que es base fundamental para el diseño y elaboración de normativas que se adapten a nuestra coyuntura. Así mismo, otra de las causas es la falta de gestión para incorporar nuevas especificaciones y requerimientos basados en nuevos criterios y estudios científicos por parte del estado.

Finalmente, la causante de este problema, también, es el desinterés por la investigación de quienes están comprometidos con la formación y enseñanza desde la etapa universitaria, y esto se traduce en que por más

esfuerzo y concientización exista, si todo se centraliza en un solo lugar del país, muchas regiones carecen de información textual e inclusive peor no existen lugar de acopio donde se logre realizar investigación por medio de ensayos. Esto limita desde ya, que los ingenieros orientados en la materia inconscientemente se les induce a que el diseño de edificaciones sea un procedimiento mecánico y no racional, enseñándoles simplemente a como cumplir los requerimientos de la norma, sin ser capaces de conocer la parte teórica técnica y científica de estas disposiciones.

Lo que se desea investigar es la posible variación en el diseño estructural que pueda existir entre el reciente código ACI318-19 y el proyecto de Norma E.060, determinar cuáles son las disposiciones más exigentes de cada normativa, para cuales de los elementos estructurales lo es, y racionalizar algunas disposiciones dentro de sus contenidos hasta llegar al punto de compararlos. Interpretar los resultados obtenidos y llegar a establecer si existe alguna ventaja o desventaja y en cuánto influye dichas variaciones.

Localmente, las consecuencias de no hacerlo, implicaría en que no existan más investigaciones respecto a lo que es diseño y por ende no haya modificaciones relevantes de acuerdo a nuestra realidad, considerando que, en función al contexto, hay variaciones importantes en los componentes que conforman la tipología “concreto armado”, que, al mencionarlos, se hace referencia a la mezcla de concreto y los agregados que lo conforman. De igual manera, se estaría subestimando el diseño edificaciones o estructuras relacionadas de concreto armado en nuestro país durante un buen periodo de tiempo, siendo absurdo aún, considerar parámetros anteriores habiendo requisitos más sofisticados y detallados para el comportamiento estructural de los elementos en cuanto a la resistencia y fluencia de los materiales.

De forma objetiva, podríamos describir que el código ACI318-19 considera que es factible utilizar acero de refuerzo con esfuerzo a la fluencia mayor a

4200kg/cm², puesto que permite la utilización de acero ASTM A615 Gr 80 y 100, por otro lado, el proyecto de Norma E.060, no concede al proyectista aún la utilización de esta disposición, lo cual resulta poco posible puesto que el medio en que nos encontramos mantiene una ideología de trabajo solamente con el acero de la misma configuración pero Gr 60. Otro punto a recalcar, es que el código americano considera que la resistencia a cortante de los elementos que están expuestos a cargas sísmicas, dependa no solo de la sección agrietada, sino de la cuantía de acero en tracción, lo cual disminuye el resultado que se obtiene cuando se calcula con las disposiciones del proyecto de Norma E.060, del mismo modo también este prescinde del diseño unificado que mantiene el código extranjero, y así como estas, muchas diferencias cualitativas y cuantitativas que se puede observar a partir de un análisis rápido.

1.2. Planteamiento del problema

¿Cuál es el análisis comparativo del comportamiento estructural de una edificación utilizando la Norma E.060 del RNE y el Código Americano ACI318S-19, en la ciudad de Trujillo-2021?

1.3. Justificación

1.3.1. Justificación General

¿Por qué sirve resolver el problema de investigación?

Desde el punto de vista social resulta beneficioso desarrollar el análisis comparativo del comportamiento estructural utilizando la Norma peruana vigente y el actual código americano que hablan del diseño de concreto armado en edificaciones, porque debido a que esta evaluación esclarecerá las dudas de aplicación de las nuevas especificaciones de cálculo para los elementos de concreto armado.

¿Para qué sirve resolver el problema de investigación?

Esta investigación servirá para ser implementado en edificaciones, de tal forma que se tomen medidas próximas de una nueva actualización de la norma (o actualizaciones constantes) de nuestro país con el fin de mejorar la metodología que es factible utilizar acero de refuerzo con esfuerzo a la tensión mayor a

de diseño llevándolo a un estado de investigación teórico y práctico según los lineamientos del diseño.

¿Qué se va a lograr?

Se logrará optimizar conceptos de diseño estructural, en especial en elementos que estén inducidos por eventos sísmicos, específicamente en cuanto al comportamiento estructural de cada uno de estos respetando el diseño por resistencia (LRFD). También, se logrará encontrar los puntos diferentes y ventajosos por ambas partes para los sub diseños de flexión, corte, torsión, flexión bi - axial, longitud de desarrollo, y adicionalmente otros detalles del refuerzo.

¿A quiénes sirve esta solución?

El resolver este problema serviría con el objeto de sensibilizar directamente a todas las personas, organizaciones y entidades, que poseen una infraestructura con sistemas estructurales de concreto armado (edificaciones) o que en su defecto estén por elaborar un proyecto desde la etapa de consultoría en el área de estructuras; para quienes se refugien en edificaciones existentes, sean públicas o privadas, tendrían que cumplir con la filosofía de actualización de la normativa realizando una evaluación estructural de tal manera que permita conocer el comportamiento estructural del inmueble, lo que significa lógicamente que existirán algunos aspectos técnicos que no cumplan, y esto llevará seguramente a un próximo trabajo de reforzamiento de elementos. Para quienes están en la etapa de creación de un proyecto nuevo, evitarían realizar estudios adicionales en el futuro, solo con el hecho de tener en consideración los establecido por el código extranjero.

1.3.2. Justificación Teórica

Esta investigación se realiza con el propósito de aportar nuevas bases en el conocimiento nuevo en mejorar los parámetros del diseño estructural y sísmico de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), en el apartado del capítulo diseño de concreto armado E.060-19 en edificaciones, con el propósito de ser incorporado y sistematizado las en las futuras vigencias de sus modificatorias, en una nueva propuesta a la ingeniería estructural, ya que se estaría demostrando que las rubricas planteadas ayudan a mejorar el comportamiento estructural en edificaciones.

1.3.3. Justificación Práctica

Esta justificación ayuda a resolver a que la comunidad proyectada en el país tenga en claro las posibles desventajas que se tiene al no diseñar elementos estructurales con responsabilidad sísmica, ya que el fin que este sirve es para el adecuado diseño de edificaciones, teniendo en cuenta la importancia de las normas en su aplicación, ya que contienen bastantes requisitos pasados, tal es el caso del Proyecto de Norma E.060, respecto a su similar ACI318-14. El estudio contribuirá a todos los profesionales entendidos en la materia, que la actualización de la norma americana (precursora de muchas normas en américa latina e inclusive del Proyecto de Norma E.060), así como la creación de nuevas prácticas políticas y el gran avance científico para el diseño del comportamiento estructural, el cual está manifestado en el contenido de este documento.

La investigación de (Alvarado, 2019), describe que la versión más reciente del código ACI 318 muestra algunas modificaciones en las consideraciones del método puntal tirante respecto a la versión del año 2014, además, en su investigación termina por recomendar de forma general que, se debe revisar

constantemente las actualizaciones del Código ACI 318 y compararlo a las normas nacionales vigentes a fin de mejorar el cálculo de elementos desde la etapa de modelado.

1.3.4. Justificación Metodológica

En el aspecto metodológico, trabajaremos con una investigación cuantitativa no experimental descriptivo, lo que se realizará el análisis comparativo del comportamiento estructural en las edificaciones de concreto armado, hecho con la realización del método de diseño por resistencia (LRFD), asimismo encontrar los puntos diferentes y ventajosos por ambas partes para los sub diseños de flexión, corte, torsión, flexión bi - axial, longitud de desarrollo, y adicionalmente otros detalles del refuerzo.

En base a las técnicas de registro de naturaleza observacional directa y revisión documental, se dará a elaborar como instrumento de recolección de datos las Guías de Observación y Fichas de Resumen, e instrumentos de laboratorio, lo cual consiste en la realización de un estudio topográfico de gabinete, así como el estudio de mecánica de suelos para lograr determinar la granulometría del tipo de suelos así como el asentamiento y la capacidad portante del terreno, la utilización del software ETABS para el análisis comparativo de resultados en el diseño de los diferentes elementos estructurales . Cabe mencionar que el método de recolección de datos y análisis de datos a serán utilizados y a la vez con el objeto de ser mejorados al criterios y requerimiento que demande el proyecto.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo general

Determinar el análisis comparativo del comportamiento estructural de una edificación de concreto armado utilizando la Norma E.060 del RNE y el Código Americano ACI318S-19 – Trujillo 2021.

1.4.2. Objetivos específicos

O.E.1 Gestionar la información básica de ingeniería (plano catastral) de una edificación de concreto armado- Trujillo 2021.

O.E.2 Elaborar el estudio de mecánica de suelos de una edificación de concreto armado- Trujillo 2021.

O.E.3 Elaborar el plano de arquitectura de la edificación multifamiliar en AutoCAD 2019-Trujillo 2021.

O.E.4 Realizar el análisis sísmico de la estructura en general. (Modal Espectral)- Trujillo 2021.

O.E.5 Realizar el diseño estructural de los elementos de la superestructura y subestructura con la Norma E.060 del RNE y el Código ACI318S – 19 en Trujillo 2021.

1.5. Hipótesis

1.5.1. Hipótesis general

El análisis comparativo del comportamiento estructural de la edificación de concreto armado es más analítico, detallado y conservador cuando se diseña con el Código Americano ACI318S-19 que con la Norma E.060 del RNE, en la ciudad de Trujillo, 2021.

II. MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes

“Estudio del impacto en cambio normativa ACI318-2019 en diseño al corte de fundaciones para edificios habitacionales”

(Sánchez, 2020). Comparó la predicción de la resistencia cortante mediante la ecuación del código americano, con el esfuerzo cortante que reciben las fundaciones existentes, obtenido del modelo computacional, para así ver si las fundaciones de ese país se adecúan de buena manera o no con la actualización de la norma nacional. La metodología utilizada para el desarrollo fue la obtención de datos (detalles) existentes provenientes de los planos en AutoCAD, para así obtener los esfuerzos y solicitaciones requeridas en el comportamiento estructural. Los resultados del estudio indicaron que las ecuaciones de la norma americana en la versión del año 2008 entregan en promedio valores de hasta 3.4 veces el valor obtenido en la versión 2019 con la condición de considerar el efecto de tamaño, caso contrario, esta relación disminuye a un 2.4. Se concluyó de la comparación que, al utilizarse las distintas ecuaciones, se obtuvo un total de 2318 fundaciones aisladas, los resultados obtenidos fueron que el coeficiente de tamaño considerado en la ecuación del ACI318-19 son menores que el de la versión pasada, por lo que la vigente norma americana tiene predicciones más conservadoras respecto a su similar. (p.70)

La investigación citada, aporta la consideración de nuevas ecuaciones para el cálculo de cortante por parte de la resistencia del concreto resulta ser más adecuada no solo por un coeficiente, sino porque también esta depende de la cuantía longitudinal de refuerzo, algo que no está especificado en su similar del código 2008, siendo esta compatible con la norma chilena, dejando entrever que existe una predicción estructural científica de diseño que no está siendo tomada en cuenta.

“Análisis comparativo de normativas: “ACI 318-14 y EHE-08”

(Rey, 2016), Realizó una comparativa entre ambas normas sobre los efectos que sufre el concreto en cuanto a corrosión o cómo sería el diseño pensando en la corrosión en estructuras ubicadas cerca al litoral marino. La metodología utilizada para llevar a cabo la investigación fue mediante ensayos, con la

finalidad de determinar la profundidad de carbonatación en hormigones endurecidos y puestos en servicio, para ello tuvo en cuenta los materiales, la preparación, aplicación del indicador, medida de la profundidad de la carbonatación del concreto. Los resultados de los ensayos obtenidos por el euro código son más razonables en cuanto a el periodo de iniciación que de periodo de propagación, mientras que, con el código americano, más que disposiciones de ensayos, establece requisitos de diseño, por ende, son los derivados de esta norma quienes se encargan de dar las guías para lo trabajado, lo que implica que es una norma enteramente visionaria en cuanto a cálculo y al comportamiento estructural que se le pueda dar a la estructura. Se concluyó que el código ACI318-14 es una norma en la que resalta los procedimientos para determinar la vida útil y el periodo de iniciación del concreto en edificaciones, respecto al euro código EHE-08. (p.140)

La investigación citada, contribuye respecto a que el código americano utiliza una metodología de guía para la realización de ensayos que presenten patologías como la corrosión y carbonatación en comparación al euro código, quien da más lineamientos más de verificación al contar con contenido de trabajos experimentales hechos con anterioridad.

“Diseño de vigas de gran peralte y muro de corte de baja altura de concreto armado mediante el método puntal – tirante”

(Cornetero, 2019), Obtuvo un mejor avistamiento al diseño y comportamiento estructural de elementos no esbeltos de concreto armado, en el caso de vigas de gran peralte y muros de corte de baja altura, para diseñar modelos “puntal – tirante”, en base al nuevo código ACI318-19. La metodología usada fue mediante el modelamiento de elementos con puntal – tirante el cual permite obtener diseños eficientes y seguros bajo la filosofía de diseño por resistencia. Se obtuvo 4 varillas de Ø1” en la zona de tracción, además el acero mínimo para la norma americana fue de 1190mm² mientras que para la norma peruana fue de 856.9mm², para una sección de .30m de base y 1.25m de altura. Se

concluyó que la versión más reciente del ACI318-19 muestra algunas modificaciones respecto a su similar en cuanto al método del puntal – tirante,

desplazando al método tipo botella que albergaba la otra norma (ACI318 -14 y algunas disposiciones de la Norma E.060). (p.85)

La siguiente cita, aporta en esclarecer que ya no se usa una metodología pasada, siendo esta desplazada en el código actual, resultando ser más efectivo para el diseño de vigas de gran peralte y con nuevos puntos de control para determinar el acero de refuerzo y el esfuerzo de Von Mises.

“Análisis y diseño estructural del estadio municipal de socota, distrito de socota, provincia de Cutervo, departamento de Cajamarca”

(Fernández y López, 2014), Elaboró el análisis y diseño estructural del estadio Municipal de Sócota, Distrito de Sócota, Provincia de Cutervo, departamento de Cajamarca. La metodología utilizada ha sido mediante el software computarizado SAP2000. Conforme a los resultados del análisis sísmico y del análisis por cargas gravitacionales se ha podido verificar que los esfuerzos sísmicos gobiernan el diseño, por lo tanto, es de mucha importante utilizar adecuadamente la norma de diseño sísmico E.030. Se concluyó que las columnas predimensionadas no pasaron las exigencias por cargas de gravedad, por ende, se tuvo que volver a predimensionar tomando en cuenta la rigidez lateral requerida; además, los máximos valores de las derivas fueron de 6.21/1000 en la dirección X y 6.83/1000 en la dirección Y, cumpliendo con las exigencias de la Norma E.030. El máximo desplazamiento es de 1.45cm en la dirección X y 2.68cm en la dirección Y; así también el programa SAP2000 es una herramienta muy útil para el cálculo de estructuras, en sus etapas: modelado, análisis estructural y diseño automatizado. (p.128)

Esta cita, aporta complementado la etapa previa del diseño estructural de forma que sísmicamente se tenga un comportamiento estructural adecuado y entonces pase a la siguiente, en lo que respecta a diseño de elementos; una vez realizado el análisis estructural se procede a aplicar los lineamientos del Proyecto de Norma E.060 y el código ACI318-19.

“Análisis y diseño estructural en concreto armado para una vivienda multifamiliar aplicando la nueva norma de diseño sismorresistente en la urbanización Sol y luz– Trujillo”

(Cruz y Dieguez, 2016), Tuvo como objetivo, realizar el análisis y diseño estructural en concreto armado para una vivienda multifamiliar aplicando la nueva norma de diseño sismorresistente en la urbanización Sol Y Luz – Trujillo. Para la elaboración del comportamiento estructural se siguieron los pasos descritos: 1º, una evaluación de capacidad portante del suelo, 2º, el análisis sísmico de la estructura con el proyecto de norma E.030 2014 y el diseño de los elementos estructurales con la norma E.060 2009 y algunas consideraciones del ACI 318-14. Los resultados del análisis sísmico se tradujeron en que la Norma E.030 2014 conducía a edificios de muros estructurales que tendrían un buen desempeño sismorresistente, agregando también la deducción por parte de la norma la cual alienta a que casi siempre se tenga que plantear estructuraciones con elementos rígidos como placas. Se concluyó, que un criterio muy usado en la actualidad en el diseño sísmico es incluir muros estructurales en ambas direcciones, de manera que estos proporcionen una gran rigidez lateral, para el estudio realizado se confirmó dicho criterio al obtenerse una cortante de hasta el 80% de la fuerza basal. (p.99)

Esta investigación al igual que la anterior, contribuye a complementar el diseño estructural como un todo, tocando el tema del análisis sísmico como un pre requisito antes de diseñar los elementos de concreto armado utilizando las normas en materia de estudio.

“Análisis comparativo del diseño estructural aplicando la norma sismorresistente vigente y el proyecto de norma, para el proyecto hospital Upao en la ciudad de Trujillo”

(Aliaga y Vásquez, 2015), tuvieron como objetivo realizar un análisis comparativo del comportamiento estructural de la Norma de diseño sismorresistente y el Proyecto de Norma del año 2014. La metodología usada para el diseño sismorresistente fue mediante software computarizado ETABS y las disposiciones de aisladores sísmicos elastoméricos LRB con el código ASCE7-

10. Los resultados obtenidos a partir del desarrollo de la investigación fueron

evidentes cuando se trabaja de realizar una comparativa, y es que las consideraciones de la Norma E.030 2014 respecto a su similar E.030 2006, exigía la incorporación de un nuevo criterio de diseño sísmico avanzado, como el uso de un sistema de aislamiento sísmico, lo que otorga valores mínimos en desplazamientos y derivas, y lógicamente una menor disipación de energía en los elementos estructurales, a consecuencia, las fuerzas internas fueron menores comparado con el análisis opuesto, obteniéndose de acero de refuerzo en cantidades holgadas. Se concluyó que el sistema estructural fue dependiente de las condiciones de la norma vigente y la anterior, puesto que, el hecho de diseñar un sistema de aislamiento, hizo que el sistema de la superestructura sea simplemente de pórticos de concreto armado, por otro lado, cuando no se tenía en cuenta los aisladores, la superestructura exigía un sistema estructural de muros de corte (placas). (p.172)

La siguiente tesis, aporta en básicamente la misma analogía que se llega a deducir al comparar los alineamientos de dos normas, una vigente o actualizada y su antecesora, llegándose a apreciar la notable diferencia en las indicaciones de la norma de diseño sismorresistente al exigir al proyectista que se coloque un sistema de aislamiento para estructuras de categoría esencial A-1 (hospitales de primer nivel o alta complejidad).

2.2. Bases teóricas

2.2.1. Comportamiento estructural

El comportamiento estructural es el modo como responde una estructura global en términos de desplazamientos y deformaciones, ante el efecto de la aplicación de fuerzas externas constitutivas de la estructura. Asimismo, esto depende del conocimiento, la geometría, técnica constructiva y las uniones entre sus diferentes elementos. (Martínez Ríos & Granado Gonzáles , 2016).

Para comprender el tipo de comportamiento estructural es necesario analizar una estructura simple e idealizarla como un sistema que está constituido por una masa concentrada en la parte superior, esta a su

vez soportada por un elemento estructural de rigidez k en la dirección que se quiera considerar. Asimismo, entender los grados de libertad que son ejercidas las fuerzas internas de la estructura dependiendo de la carga dinámica o estática se entenderá su estado de excitación de los elementos estructurales. (Goytia y Villanueva, 2011)

2.2.2. Tipos de sistemas de sistemas estructurales

Se conocen cuatro tipos generales de sistemas estructurales que resistencia sísmica, el cual se definirán en esta sección. Cada uno de aquellos se dividen dependiendo de los tipos de elementos verticales que se utilizan para resistir las fuerzas sísmicas y el grados de capacidad en que son disipadas la energía del material estructural utilizado. Los sistemas de los elementos estructurales que se reconocen en el **Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE)** dice:

Todos los elementos considerados de concreto armado que conforman el sistema estructural sismorresistente deben cumplir con lo previsto en la Norma Técnica E.060 de concreto armado del RNE.

2.2.2.1. Sistemas Aporticados

Los elementos aporticados son una estructura de concreto, realizado con la misma dosificación columnas – vigas peraltadas, o chatas unidas en zonas de confinamiento donde forman ángulos de 90° en el fondo, parte superior y lados laterales, así definiríamos que es el sistema de los edificios aporticados. **(Rubio, 2016)**

2.2.2.2 Sistema de Muros Estructurales

Denominamos sistema de muros estructurales, muros de carga o muros portantes a las paredes de una edificación que poseen una función estructural; en otras palabras, son

aquellas que soportan otros elementos estructurales que son del edificio, para mejorar y cumplir los requisitos de

resistencia en cada una de sus direcciones ortogonales.
(Ramírez, 2015).

2.2.2.3 Sistema Duales

Es un sistema mixto de pórticos reforzados por muros de carga o en diagonal de arriostramiento. En este sistema los muros tienden a tomar una mayor proporción de los esfuerzos en los niveles inferiores, mientras que los pórticos pueden disipar energía en los niveles superiores. (**Fernández, 2016).**

2.2.2.2 Sistema de Ductilidad Limitada

Se caracterizan por tener un sistema estructural donde las resistencia sísmica y las que son de cargas de gravedad están dadas por muros de concreto armado de espesores reducidos, en los que precinde de extremos confinados, y el refuerzo vertical se dispone de una sola capa(**Delgado,2014)**

2.2.3 Importancia del comportamiento estructural

La importancia del comportamiento estructural radica en poder evaluar y dar una predicción exacta como se comportará la edificación de concreto armado ante eventos dinámicos, para consiguientemente dar soluciones que hacen a las construcciones seguras y confiables. **(Rodríguez, 2014)**

Asimismo, basamos la importancia en la aplicación normativa de cumplir con estándares de diseños, asimismo con supervisión de profesionales. La realización del estudio de la variable del comportamiento radica en la implementación de nuevas estrategias en normativas y requerimientos que se adecúen al tipo de sistema constructivo y diseño estructural que conciban la construcción en una edificación de concreto armado, el montaje que establezcan procesos limpios y criterios que unifiquen los

diseños haciéndolos sostenibles y más seguros. **(Fernández y Soto,2015)**

2.2.4 Usos de los sistemas de comportamiento estructural

En este caso de aplicación, viene a ser dado por eso uso de la estructura que será de categoría vivienda multifamiliar, según el manual E.020 del reglamento de cargas del Reglamento nacional de edificaciones, esta edificación es del tipo no esencial, la cual considera cargas moderadas en las habitaciones, cuartos de servicio y corredores básicamente. (NORMA E.060, 2009)

2.2.5 Indicadores de medición

2.2.5.1 Estudio topográfico

Según (Morales W. R., 2015), “la topografía es una ciencia que estudia el conjunto de procedimientos para determinar las posiciones de puntos sobre la superficie de la tierra teniendo en cuenta las coordenadas espaciales”, los cuales puede interpretarse como dos distancias en el plano y una elevación utilizando unidades de medida del sistema métrico decimal y arco grado sexagesimal.

Según (Márquez, 1994), la topografía se define como la aplicación de la geometría, posición y formas circunstanciales del suelo, es decir, estudia detenidamente cada detalle de la superficie terrestre y los procedimientos por cuales se puede representar lo accidentado que puede ser este contexto, sean natural o manipulado por el hombre.

2.2.5.2 Estudio de mecánica de suelos

(Lambe y Whitman, 2004), establecen que el estudio de mecánica de suelos es una ciencia básica para la resolución del problema de suelos altamente y estáticamente

indeterminados, donde este problema es originado a partir de tres complicaciones: 1) un suelo no posee una relación lineal y/o única de esfuerzo deformación, 2) su comportamiento depende de la presión del tiempo y del medio físico, 3) el suelo es diferente en su infinidad, por ende, cada lugar el perfil estratigráfico es distinto.

2.2.5.3. Diseño de arquitectura

Conforme a (Zárate, 2013), la arquitectura visto como ciencia contempla la tendencia del quehacer arquitectónico en las edificaciones de concreto armado, hasta el grado de llegar a la investigación, en el que resulta ser un proceso de decisión en base a un fenómeno real, pretendiendo generar un sistema estructurado mediante requisitos de estudios fácticos y objetivos. La complejidad de la demanda hoy en día ha llegado al punto en el que debe ser satisfecha, lo que ha permitido que la arquitectura desarrolle procesos arquitectónicos basados en la investigación de diseño. Esta metodología se entiende desde tres enfoques, a) un enfoque convencional, que se caracteriza por la aplicación de diversas técnicas y soluciones subjetivas históricas, que, sin embargo, no son de real interés en la aplicación puesto que va en contra de la dinámica representada por la investigación de diseño, sino más bien es tomada en cuenta para criterios simplificados y/o provisionales; b) el enfoque de observación, la cual está orientada más en el ámbito analítico y analógico, donde se estudian posibles soluciones, siempre y cuando estén siendo utilizadas en momentos similares; c) el enfoque sistemático, que determina los conceptos de sistemas teóricos generales de aplicación directo al problema particular mediante procedimientos derivados, dicho enfoque permite combinar otros que estén basados en el método científico.

Desde una perspectiva técnica, (Marulanda, 2018) indica que la arquitectura como diseño, es representada como un esquema, bosquejo o boceto realizado mentalmente para finalmente ser plasmado en un material. También explica que se puede definir como una representación mental llevada al punto de ser plasmada en un gráfico visual con la finalidad de mostrar las características de un proyecto específico.

2.2.5.4 Análisis sísmico (modal espectral)

2.2.5.4.1 Cortante basal de diseño

Resulta ser una fuerza de fluencia para el cual está diseñada la estructura, obtenida a partir de una aceleración del espectro de aceleraciones, para ello se dispone de la construcción de esta plataforma y mediante la intercepción del periodo fundamental de vibración de la estructural obtener un valor de aceleración, de tal manera que al ser multiplicado por un porcentaje de la masa en conjunto con un proceso estadístico propuesto por la norma en su procedimiento denominado: “Combinación modal”, es que tiene la cortante dinámica; así de esta manera dar una predicción del comportamiento estructural. Cabe señalar que esta cortante dinámica antes descrita, debe ser escalada con la cortante estática, para así finalmente determinar el valor del cortante de diseño (NORMA E.030, 2018).

2.2.5.4.2 Combinación modal

Mediante el método de superposición modal, se determinan las respuestas en cada modo de vibración de la estructura o edificación de concreto armado, para así encontrar la respuesta resultante se debe utilizar un criterio de combinación modal; actualmente existen

muchos criterios considerados en las normas de diseño sismorresistente según cada país; estas son textualmente denominadas como: Máximo valor probable (ABS), Doble suma, Combinación cuadrática completa (CQC), Superposición directa, etc. (Falconi, 2008)

La normativa peruana establece dos tipos de criterios de combinación modal, alternativamente propone una sumatoria de los porcentajes de los criterios del “Valor Máximo Probable” y de “Superposición Directa”, para un 25% y 75% de los valores, respectivamente; mientras que la principal propuesta es mediante la Combinación Cuadrática Completa (CQC) (NORMA E.030, 2018).

El cambio en el análisis modal con la Combinación Cuadrática Completa (CQC) que ha venido presentando la Norma E.030 se puede interpretar de la siguiente manera: [...] cuando las frecuencias están ampliamente separadas, este criterio proporciona valores semejantes al del criterio del Máximo Valor Probable (Aguiar, 2008).

2.2.5.4.3 Combinación direccional

No se establece directamente el tipo de combinación direccional para un análisis elástico modal espectral, sin embargo, muchas referencias establecen que se suele trabajar para estructuras tridimensionales con una combinación denominada “Raíz Cuadrada de la Suma de las Respuestas al Cuadrado” tomando la fuerza sísmica principal como el 100% en una dirección

principal de análisis y un 30% en la otra dirección, simultáneamente (Falconi, 2008).

2.2.5.4.4 Espectro de aceleraciones

El modelo de masas concentradas por entrepiso, resulta ser la metodología utilizada en la actualidad para realizar todos los procesos de la dinámica estructural sobre estructuras que contienen un coeficiente de amortiguamiento, que se encuentra en función de la relación de amortiguamiento y el coeficiente de amortiguamiento crítico, logrando así resolver la ecuación fundamental de movimiento (Chopra, 2012).

El análisis modal espectral, parte de la componente oscilatoria que describen el comportamiento estructural y la forma de los modos de vibración, los periodos naturales y masas participativas tal y como lo señala la norma de diseño sismorresistente. En cada dirección se consideran aquellos modos de vibración cuya suma de las masas efectivas sean por lo menos el 90% de la masa total (masas participativas), tomándose como mínimo los tres primeros modos que lleguen a predominar en cada dirección de análisis, siendo usualmente el orden de los dos primeros en traslación y el restante en rotación (NORMA E.030, 2018).

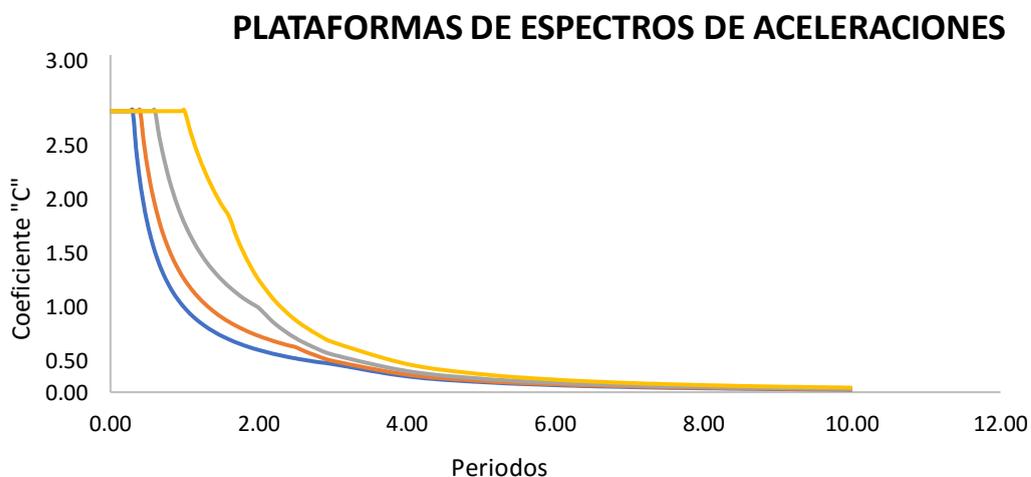
El cálculo del espectro de aceleraciones se realiza mediante la expresión siguiente:

Ecuación 1. Fuerza cortante dinámica (demanda sísmica)

$$\frac{ZUCS}{}$$

$$S_a = R_0 I_a I_p * g$$

Dicha plataforma de aceleraciones está en unidades de la aceleración de la gravedad (m/s o gals); los factores que se visualizan en la expresión sirven para determinar la cortante en la base. Esta aceleración en conjunto con la combinación modal utilizada y el peso de la edificación, dan cabida a la fuerza basal de naturaleza pseudo dinámica. En lo siguiente, apreciaremos el cambio de los espectros de pseudo aceleraciones utilizando el coeficiente de amplificación sísmica “C” para cada perfil de suelo “S” según como lo dispuesto por la norma de diseño sismorresistente (NORMA E.030, 2018)



2.2.5.4.5 Control de derivas

Figura 1. Plataforma del espectro de aceleraciones para cada tipo de perfil de suelo según la Norma E.030 – 2018

Fuente: Norma E.030

Las limitaciones en las distorsiones relativas, se debe a que los sistemas estructurales empleados para la

configuración estructural elegida tengan un punto máximo de exigencia en cuanto a la capacidad de desplazamiento, asegurando así que la estructura pueda ser reparada en lo posible, es decir en caso estas derivas sobrepasen las establecidas por la norma, cabe la posibilidad de no ser factible el hecho de ser rehabilitada y/o reforzada. Cabe señalar, que estas distorsiones están en función de los desplazamientos y altura por entrepiso multiplicado por un porcentaje del 75% al 85% del factor de reducción sísmica denominado como “R”, de tal forma que se aproxime las distorsiones que se podría obtener mediante un análisis no lineal. Adicionalmente, la norma establece que, en base a estos valores se tendrá que realizar la verificación de las irregularidades en planta y altura, siendo los principales problemas que comprometen la manipulación de distorsiones, las irregularidades de torsión y piso blando (NORMA E.030, 2018).

2.2.5.4.6 Análisis estructural

Es el estado de fluencia de las edificaciones de concreto armado, en la que se desarrollan todas las fuerzas internas de todos los elementos, de igual manera, las deformaciones en cada nodo, teniendo como base de cálculo las deformaciones de energía establecidas como: deformaciones axiales, de torsión, cortantes y de flexión (Panca, 2015).

En el cálculo del análisis estructural no existen métodos exactos para llegar a la solución, aún si se trabajase con la metodología de elementos finitos que actualmente

utilizan los programas computarizados, esto se debe al gran porcentaje de incertidumbre que

se crea al desconocer la magnitud del evento sísmico, inclusive desde la etapa de modelamiento (Bartolomé, 1998).

2.2.5.5 Diseño estructural

Es la etapa creativa en la que se determina y caracteriza una estructura, en la que compromete tres pasos esenciales en el diseño estructural: 1) la estructuración, 2) el análisis, 3) el dimensionamiento. (Jaime de la Colina Martinez, 2000)

2.2.5.5.1 Diseño de vigas

Estos elementos son miembros que soportan cargas transversales y se usan mayormente en posición horizontal quedando sujetas a cargas por gravedad o verticales; pueden ser vistos de diferentes formas: viguetas, dinteles, vigas de fachada, largueros de puente y vigas de cimentación, así mismo pueden tener una configuración especial en la sección transversal y ser de diferentes materiales (McCormac y Csernak, 2012).

El procedimiento de cálculo para el diseño de vigas es el que sigue: el valor del momento nominal se define como el momento resistente teórico o nominal de la sección, mientras que este al ser multiplicado por el valor de “phi” se interpreta como la capacidad de resistencia por flexión. Para cuando la deformación unitaria es mucho mayor que la deformación de fluencia, es decir, $\epsilon_{yt} \geq 0.0021$, se puede entender que el comportamiento de la viga es dúctil ya que el acero fluye antes que el concreto sobrepase la deformación máxima del 3/1000. Se entiende que una viga está controlada a compresión cuando la deformación del concreto llega a ese valor máximo antes que el acero fluya, entonces la falla ocurrente será denominada como falla frágil. Para el código

ACI318-19 una viga es relativamente dúctil cuando la deformación del acero llega a un valor de $\epsilon_s \geq 0.005$ y la deformación unitaria del concreto a $3/1000$, simultáneamente. Para cuando el valor de la deformación del acero se encuentra en el intervalo de 0.002 y 0.005, se dice que el elemento se encuentra en una zona de transición. El valor de “phi” variará dependiendo de las deformaciones unitarias según el diseño unificado (McMormac y Brown, 2011)

2.2.5.5.2. Diseño de losa maciza

Muchos trabajos de investigación han coincidido en que las losas macizas dependen de su comportamiento estructural en edificaciones, específicamente de la manera en la que se deflexionan, sin embargo, también se ha criticado que estos elementos no solo necesitan de un diseño por flexión, sino que muy por el contrario, hace falta considerar en su diseño el control de deformaciones verticales, el agrietamiento por contracción y la permeabilidad, puesto que lo que se debe buscar en el proceso constructivo es que el concreto deba ser duradero y denso, por otro lado, debido a la informalidad existente, estos elementos no son construidos de la forma correcta y mucho menos se les otorga las condiciones necesarias para su buen comportamiento. (Ramírez de Alba H. et al, 2011)

La norma peruana de diseño en concreto armado establece que las losas macizas deben llevar como mínimo acero de temperatura con una cuantía de 0.0018 para cuando el acero de refuerzo tenga un esfuerzo de fluencia de 4200 kg/cm^2 (NORMA E.060, 2009).

2.2.5.5.3. Diseño de escalera

El diseño de escaleras seguirá el siguiente procedimiento, primero consiste en hallar un espesor total de la rampa equivalente denominada “h_m”, esta está en función de la distancia del paso (P) y contrapaso (CP), según muestra en la siguiente ecuación (Oviedo Sarmiento, 2016):

Ecuación 2. Espesor total de la rampa de escalera

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

Luego, se asigna las cargas que soportará la escalera en su totalidad, que corresponden a la carga de peso propio, acabados y sobrecarga. Existe una metodología de diseño muy usada que especifica que este elemento puede diseñarse como una viga para un ancho de un metro, luego de realizado el análisis estructural se determina los momentos negativos y positivos. Estos momentos pueden regularse con algunos factores, según el apoyo que tengan, estos valores son comúnmente los siguientes (Oviedo Sarmiento, 2016):

Ecuación 3. Coeficiente de modificación de momentos según apoyo

$$\alpha = \left\{ \begin{array}{l} 1.0 \rightarrow \text{Muros de albañilería, vigas chatas y losas.} \\ 0.9 \rightarrow \text{Vigas peraltadas} \\ 0.8 \rightarrow \text{Muros de concreto armado} \end{array} \right\}$$

La cuantía a utilizar para el acero longitudinal es la siguiente:

Ecuación 4. Cuantía de acero para elementos sometidos a flexión

$$\rho = \frac{0.85f'_c}{f_y}$$

f_y

$$\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85f_c}}\right)$$

Donde R_n es expresada mediante la siguiente ecuación:

Ecuación 5. Relación de resistencia de la sección en función a el momento último

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2}$$

El acero longitudinal requerido para 1m de losa, se halla mediante:

Ecuación 6. Acero requerido para losa de concreto en un metro de franja

$$A_s = \rho 100d$$

Y el espaciamiento del acero se calcula como:

$$S = \frac{A_s}{A_{req./m}}$$

Ecuación 7. Espaciamiento de refuerzo tendido

$$S = \frac{2A_b}{A_{req./m}}$$

El acero transversal requerido para 1m de losa, se halla con una cuantía mínima, $\rho=0.0018$, expresada como:

Ecuación 8. Acero mínimo en una losa de concreto para un metro de franja

$$A_{s\min} = \rho 100d$$

Y el espaciamiento del acero se calcula como:

Ecuación 9. Espaciamiento de refuerzo mínimo

$$S = \frac{2A_b}{A_{req.}/m}$$

Las anteriores formulaciones están descritas en el libro del ingeniero (Oviedo Sarmiento, 2016).

2.2.5.5.4 Diseño de columnas

El diseño de columnas se realiza mediante la verificación por esbeltez, lo que permite calcular una cuantía en caso este efecto sea necesario considerar en el diseño, caso contrario, se podría asumir una cuantía mínima del 1% hasta 6%, seguidamente se deberá realizar un análisis a flexocompresión bi -axial, determinando la superficie de interacción, de tal manera que la demanda sísmica dadas por las cargas de gravedad y cargas laterales por sismo amplificadas, estén dentro de la capacidad del elemento $\phi M_n \leq \phi P_n$ y $P_u \leq \phi P_n$. Posteriormente, se calcula el cortante de diseño, y esto dependerá de las disposiciones de la normativa, es usual que el diseño de las columnas varíe conforme a el sistema estructural que predomine en la edificación de concreto armado, ya sea un sistema aporticado, dual o de muros estructurales. Cabe señalar que el momento probable es equivalente a 1.25 el momento nominal (Proyecto de Norma E.060, 2019).

Para el código (ACI 318, 2019) El diseño de columnas sigue el mismo procedimiento que mantiene las mismas disposiciones, pero la cuantía máxima es de hasta 8%, así mismo, el diseño pro cortante aportado por el concreto varía en función a un coeficiente de tamaño y a que este considera

la cuantía del refuerzo longitudinal a tracción. De igual modo la superficie de interacción determina la capacidad del

elemento, pero el coeficiente de reducción de resistencia “phi” está basado en el diseño unificado (variación según la deformación unitaria del acero).

2.2.5.5.5 Diseño de placas

El diseño de placas sigue el mismo procedimiento del diseño de columnas a excepción de la verificación por esbeltez para el (Proyecto de Norma E.060, 2019), así mismo se le adiciona las condiciones de diseño de muros estructurales, realizándose un análisis a flexión bi – axial para determinar el refuerzo vertical en el alma del muro y de los elementos de borde, con una cuantía mínima de 0.0025, mientras que refuerzo transversal se calcula mediante un diseño por capacidad por corte en función a un factor resultante de la relación entre el momento nominal y el momento actuante por análisis. Además se establece, que el muro deberá confinar elementos de borde teniendo en cuenta la longitud de profundidad del eje neutro para una carga axial y una carga lateral, estas verificaciones deberán relacionarse con las condiciones de deformación por corte o por flexión según la configuración de altura y longitud del muro, la primera verificación es: 1) cuando valor de $0.20f'c$ es mayor al esfuerzo actuante, 2) cuando el valor de “c” es mayor a “c lím”, esta última está dada por la siguiente ecuación:

Ecuación 10. Distancia de profundidad de eje neutro desde la cara exterior a compresión según Proyecto de Norma E.060

$$c = \frac{M_u}{600 \left(\frac{\delta u}{h} \right)}$$

Por otro lado, el código (ACI 318, 2019) establece los mismos lineamientos para el diseño de muros de corte, pero este

caracteriza a estos elementos por la relación de longitud y altura en cuanto a las verificaciones de confinamiento de elementos de borde, así también el valor de “c lím” correspondiente es:

Ecuación 11. Distancia de profundidad de eje neutro desde la cara exterior a compresión según (ACI 318, 2019).

$$\frac{1.5 \delta u}{600(h)} \quad \phi$$

Otro cambio, es el uso del diseño unificado para la variación del valor de “phi” según las deformaciones unitarias.

2.2.5.5.6 Diseño de zapatas combinadas

Este tipo de zapatas se utiliza cuando existe la necesidad de regular los esfuerzos por presión de las zapatas aisladas excéntricas, donde la carga axial respecto al momento aplicado describe una excentricidad considerable de tal forma que este elemento sobrepase el esfuerzo neto del terreno, como alternativa, se propuso combinar dichas zapatas, entendiéndose de la unión de una zapata excéntrica y una concéntrica, de forma que el área de esta última disminuya el esfuerzo por cargas de servicio (Morales R. M., 2016).

III.METODOLOGÍA

3.1. Tipo, enfoque y diseño de investigación

3.1.1. Enfoque de investigación

El presente estudio de investigación es de enfoque cuantitativo ya que se puede fundamentar en la realidad en manera externa y objetiva, así como el resultado y las dimensiones de la variable de estudio serán medidas de manera numérica realizado con un método deductivo **(Grover, 2015)**.

3.1.2. Tipos de investigación

3.1.2.1. Tipo de investigación por el propósito

Según el propósito de la investigación es aplicada, ya que en el estudio se utilizarán teorías y conceptos establecidas en las normas vigentes del reglamento nacional de edificaciones, de esta manera se analizará el comportamiento de las estructuras con el fin de resolver la problemática. **(Goundar, 2012)**.

3.1.2.2. Tipo de investigación por el diseño

La presente investigación por su diseño es de tipo no experimental - descriptivo porque se realiza sin manipular deliberadamente variable y se basa fundamentalmente en la observación de fenómenos tal y como se dan en su contexto natural para después analizarlos. **(Hernández Fernández y Baptista, 2014)**.

3.1.2.3. Tipo de investigación por el nivel

El presente trabajo es de nivel descriptiva conforme a lo establecido ya que las investigaciones de las situaciones y eventos, explica el cómo es y cómo se manifiesta el fenómeno, además, estos miden conceptos y predicciones incipientes. **(Hernández Fernández y Baptista, 2014)**

3.1.3. Diseño de investigación

Este estudio es de diseño no experimental.

Según (Hernández Fernández y Baptista, 2014), establecen que, el diseño de estudios no experimentales no existe manipulación de las variables establecidas, además que el manejo de estas es de forma indirecta.

Asimismo, se señalan un estudio transversal porque se realiza la evaluación en un momento específico y determinado de tiempo, así como descriptivo debido a que identifica y detalla el comportamiento de la variable de estudio.

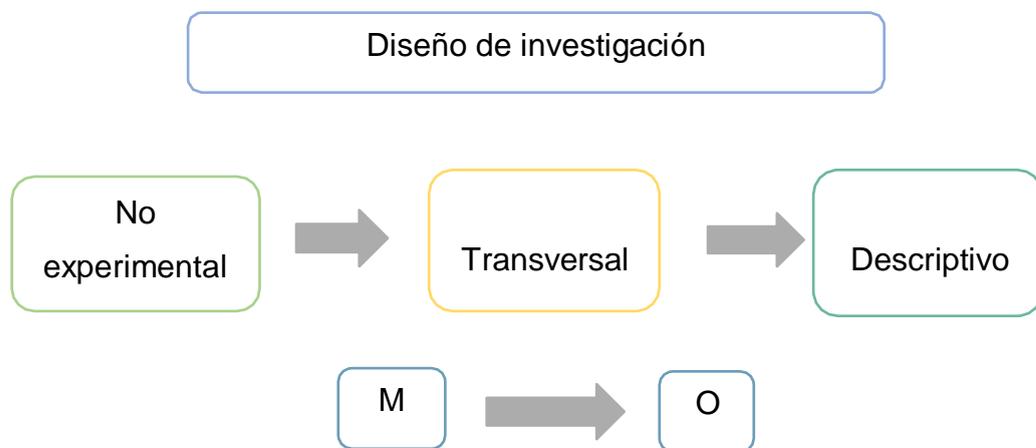


Figura 2: Diagrama del diseño de investigación

Tabla 1: Esquema de diseño transversal

Estudio	T
M	O

Donde:

M: Edificación

O: Comportamiento estructural

3.2. Variables y operacionalización

3.2.1. Variables

Comportamiento estructural.

La presente investigación maneja una sola variable y de acuerdo a lo descrito por (Hernández Fernández y Baptista, 2014), “sin definición de las

variables no existe investigación, estas deben ser definidas desde dos puntos de vista, conceptual y operacionalmente.

3.2.2. Clasificación de variables

Tabla 2: Matriz de clasificación de variables

CLASIFICACIÓN					
Variabes	Relación	Naturaleza	Escala de medición	Dimensión	Forma de medición
Comportamiento Estructural	Independiente	Cuantitativa Continua	Razón	Multidimensional	Indirecta

3.3. Población y Muestra

3.3.1. Población

Se consideró una población de una edificación, diseñado por dos normas, una por la Norma E.060 del RNE, y otro modelamiento utilizando el Código Americano ACI318S-19; ambos análisis con la misma configuración arquitectónica y estructural.

Para el desarrollo de esta investigación, se planteó determinar el lugar de estudio en la ciudad de Trujillo del año 2021 en la Urb. Sol y Luz, en la Mz "Q" lote "14"; su área perimétrica de terreno, el uso de esta edificación será de tipo multifamiliar de secciones típicas manteniendo su geometría regular tanto en planta como en elevación.

3.3.2 Muestra

Considerando que el estudio en materia, es de tipo de muestra no probabilística, se procede a considerar que la muestra de análisis es igual a la población.

Según lo mencionado textualmente por (Hernández Fernández y Baptista, 2014), una muestra es no probabilística cuando la elección de los elementos no es dependiente de la probabilidad, sino por el contrario, de las causas relacionadas con las características propuestas por el investigador, además, el procedimiento no es mecánico y en base a fórmulas probabilísticas sino en base a la toma de decisiones de una persona.

Con los criterios mencionados anteriormente se seleccionaron los siguientes proyectos:

Proyecto 01: “Los Jardines”

Denominación:

“EDIFICIO MULTIFAMILIAR”.: PLANTA 1ER PISO – 2DO AL 7MO PISO(TÍPICO)- 8VO PISO(ATÍPICO)

Ubicación:

Urb. Sol y Luz mz “Q” lote “14” – provincia de Trujillo -distrito de Trujillo – departamento la Libertad.

Se realizará el modelado de la edificación en la provincia de Trujillo, y sus respectiva verificación y requerimientos de acuerdo a la Norma E.060 del RNE y el Código Americano ACI318S-19 en el comportamiento estructural de concreto armado, para ser analizados y diseñados para tal fin.

3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad

3.4.1. Técnicas de recolección de datos

En el presente proyecto se realizará un registro de naturaleza observacional directa y revisión documental como técnicas, ya que los datos primeramente serán obtenidos en el campo de estudio de manera preliminar, y la revisión documental por medio de la utilización de la Norma E.060-19 del RNE y Código Americano

ACI318S-19 para determinar los resultados del diseño en concreto armado de los elementos estructurales.

3.4.2. Instrumentos de recolección de datos

En base a las técnicas de registro de naturaleza observacional directa y revisión documental, se elaborarán como instrumentos de recolección de datos guías de observación y fichas de resumen, estas serán del siguiente tipo:

Guía de observación N°01(anexo 4.1) que permitirá recolectar datos del terreno de estudio; guía de observación N° 02(anexo 4.2) permitirá recolectar datos para el estudio de suelos de granulometría, clasificación SUCS, capacidades admisibles y asentamiento máximo, guía de observación N° 03 (anexo 4.3) que nos ayudará a recolectar datos para la modelación arquitectónica; guía de observación N° 04 (anexo 4.4) que nos proporcionará los datos de diseño estructural y los parámetros sísmicos a utilizar y fichas de resumen N° 01 (Anexo 6) que nos ayudará a determinar los resultados del diseño del modelamiento estructural, estas a su vez se dividirán en: Ficha de resumen anexo 6.1. Combinación de carga, Ficha de resumen anexo 6.2. Factores de reducción de resistencia, Ficha de resumen anexo 6.3. Diseño de losas y vigas en una dirección (6.4 y 6.5), Ficha de resumen anexo 6.6. Diseño por flexión y carga axial, Ficha de resumen anexo 6.7. Diseño a cortante, Ficha de resumen anexo 6.8. Diseño de losa en dos direcciones, Ficha de resumen anexo 6.9. DUALES y pórticos, Ficha de resumen anexo 6.10 Sistema de muros estructurales.

Los instrumentos utilizados son herramientas óptimas e indispensables para para la realización del procesamiento, análisis y diseño de resultados de acuerdo a las fichas de recolección de datos.

Tabla 3: Instrumentos y validaciones

Etapas de la investigación	Instrumentos	Validación
Estudio de Topografía (Planimétrico)	Guía de Observación N°01	Juicio de expertos
Estudio de Mecánica de Suelos	Guía de Observación N° 02	Norma E.050 Suelos y Cimentaciones Norma E.030 Diseño sismorresistente
		Juicio de expertos
Configuración arquitectónica	Guía de Observación N°03	Norma A.010 Condiciones generales de diseño y A.020 Vivienda
		Juicio de expertos
Análisis sísmico (modal espectral)	Guía de Observación N° 04	Norma E.030 Diseño sismorresistente
		Juicio de expertos
Diseño Estructural	Ficha de Resumen N° 01	Norma E.060 Diseño de edificaciones de concreto armado
		Juicio de expertos

3.4.3. Validación del instrumento de recolección de datos

Para la realización del proyecto se hará uso de guías de observación y fichas de resumen como instrumento de recolección de datos, estos se evaluarán y validarán a través del juicio de ingenieros especialistas

en el área de investigación con el conocimiento necesario para la asesoría del tema.

Guías de observación: Para el caso de este instrumento de recolección se utilizará la guía de observación N°01 se evaluará por el juicio de expertos en el tema a cargo del Ing. José Carlos Rebaza Aguilar con CIP: 237947 (Anexo 4.1); la guía de observación N° 02 por el Ing. Josualdo Villar Quiroz, con CIP: 106997 (Anexo 4.2); la guía de observación N° 03 por la Ing. Yulisa Ana Rojas Vásquez con CIP: 237949 (anexo 4.3).

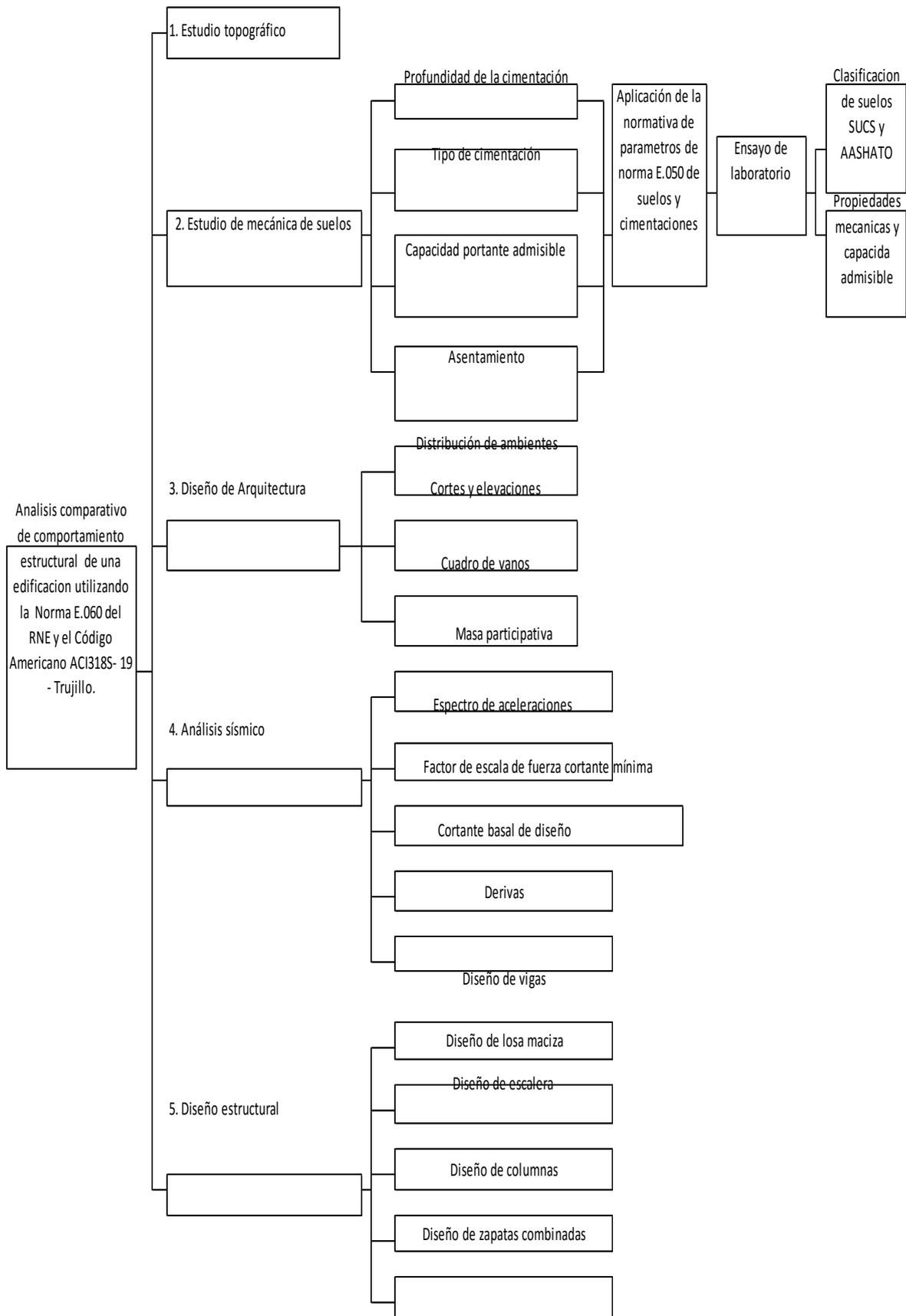
Guía de Observación N° 04 y Ficha de Resumen N° 01: Estos instrumentos serán evaluados y validados por el Ing. Luis Tejada Miguel con CIP: 228195 quien otorgará la veracidad y validez de los instrumentos (Anexo 4.4 y Anexo 6.0).

Cabe rescatar, que se realizará el estudio haciendo uso de las normas del reglamento nacional de edificaciones y el Código ACI 318.-19, la cual brinda los requerimientos necesarios en cuanto a los parámetros de diseño establecidas.

3.5. Procedimientos

El procedimiento de la siguiente investigación consiste en un estudio realizado siguiendo un proceso de análisis previo para su instrucción y de esta manera dar un correcto desarrollo a la planificación del avance del proyecto.

Figura 3. Mapa conceptual del procedimiento



3.5.1. Estudios topográficos (perimétrico)

Dentro del estudio se consideró un estudio de campo para obtener los datos del terreno del proyecto planteado como son las coordenadas UTM, dimensiones y desniveles, para ello nos ayudaremos con una ficha de recolección de datos para el siguiente estudio de gabinete.

3.5.2. Estudio de mecánica de suelos

Se hace uso del estudio de mecánica de suelos (EMS), con la finalidad de hacer objetivo el comportamiento estático del suelo para con la cimentación; dentro de este documento, se establecen valores importantes para el diseño estructural de la cimentación, y además presenta una serie de información del perfil del suelo con posibles aspectos químicos que lleguen a afectar a largo plazo la durabilidad del concreto.

3.5.2.1. Aplicación de normativa de parámetros de norma E.050 de suelos y cimentaciones

Se aplicaron las disposiciones de la Norma E.050, para realizar el estudio de mecánica de suelos, tomando en cuenta el punto 2.3.2, denominado como Programa de Investigación Mínimo, donde se establece que el número de puntos a investigar para una edificación de tipo C debe ser: 1 punto cada 500m². De esta manera, se estableció que para la presente investigación solo se requirió de una calicata como objeto de estudio, esta se realizó a 2m de profundidad, puesto que no se estableció semisótano(s) o sótano(s).

3.5.2.2. Recolección de muestras de calicata

Se realizó la excavación de forma manual, en un área de 1mx1m y de profundidad 2m, luego se distinguió las diferentes capas o estratos del suelo llevándose a laboratorio un total de

4 muestras. No se evidenció napa freática a la profundidad

establecida. Se vertió dicho material en bolsas plásticas (nuevas) con la finalidad de no contaminar las muestras.

3.5.3. Diseño de arquitectura

Se utilizó como muestras del estudio dos planos arquitectónicos de edificaciones de concreto armado destinadas para el uso de vivienda multifamiliares, cuenta con siete niveles: primer piso atípico, desde el segundo al séptimo, típico, finalmente, ascensor y escaleras.

3.5.3.1. Diseño y distribución de los ambientes

Este procedimiento está ligado al requerimiento o necesidad del proyecto para llegar a dicho fin, es decir, la distribución de ambientes resulta ser la fracción del espacio libre de un predio que se transforma en ideas las cuales son plasmadas en planos; en esta investigación, se tomó en cuenta primero el requerimiento del cliente que a la par se concreta con lo establecido por la Norma A.010 y A.020, como disposiciones establecidas en el diseño arquitectónico de viviendas (multifamiliares). Así mismo se utiliza el escrito de los parámetros urbanísticos con la finalidad de obtener los datos reglamentarios de la propiedad y de esta forma poder adecuar la configuración de ambientes a lo establecido en los textos administrativos de procedimientos únicos de las entidades municipales. Además, se tuvo en consideración la estructuración urbana, según el plano de catastro de la ciudad en la que se encuentra el proyecto.

3.5.3.2. Cortes y elevaciones

Esta secuencia permite plasmar la idea de distribución en planta de una forma más clara en cuanto a los vacíos (puertas y ventanas), además de la altura de entrepiso, entre otros.

Los cortes realizados deben seccionar la escalera con la finalidad de tener claro donde se apoya el elemento y bajo

qué criterio arquitectónico se plantea, es decir el tipo de escalera que se esté proyectando. Del mismo, las elevaciones permiten conocer algunos detalles de parapetos que en el plano de arquitectura en planta no se lleguen a distinguir con facilidad. Este procedimiento cumple con las consideraciones de las Normas A.010 y A.020.

3.5.3.3. Cuadros de vanos

Esta sección, permite conocer las dimensiones de los vacíos (puertas y ventanas) presentados en planta, puesto que los cortes y elevaciones no llegan a mostrar todos estos detalles.

3.5.4. Análisis sísmico (modal espectral)

El análisis sísmico se realiza a partir de los requisitos dados por la Norma E.030 de diseño sismorresistente, el cual establece que las edificaciones deben ser diseñadas para un nivel de sismo severo; dicho nivel de sismo fue el empleado en la presente investigación obteniendo el porcentaje de aceleración espectral; para ello se hallaron los valores correspondiente a la zonificación “Z”, uso “U”, perfil de suelo “S” y el factor de reducción sísmica “R”, así mismo el factor de amplificación sísmica “C” de acuerdo a los intervalos designados por la plataforma espectral dada por el periodo corto “Tp” y periodo largo “Tl”. Una vez calculado dichos factores, se procede a tabular para diferentes valores de periodos de vibración. En esta investigación se usaron pasos de 0.1seg, iniciando en 0 seg hasta llegar a los 7seg. Con lo descrito anteriormente se construye el espectro de aceleraciones (S_a vs T) el cual permite conocer la demanda sísmica según el periodo fundamental de la estructura. Este valor de tiempo, se obtiene del modelo matemático generado en el software, pero que, por conceptos de la dinámica estructural, el periodo fundamental de vibración depende netamente de la rigidez y la masa, componentes obtenidos a partir de las propiedades del

material y las secciones de los elementos estructurales, así como de un metrado de cargas según lo dispone la Norma E.020.

3.5.4.1. Masa participativa

La combinación modal, dada por el método estadístico: combinación cuadrática completa (CQC), permite estimar el porcentaje de participación modal según el modo de vibración. Este porcentaje de la masa efectiva es el que determina la importancia de cada modo de vibración mostrando los diferentes posibles comportamientos iniciales de la estructura cuando esta oscile, los cuales tienden a ser: los dos primeros modos traslacionales y el tercer modo rotacional en su eje. Además, la masa participativa asocia a cada modo de vibración los periodos fundamentales, el cual permite conseguir la fracción de aceleración sísmica también conocida como demanda sísmica.

3.5.4.2. Espectro de aceleraciones

Se realiza la plataforma establecida en la Norma E.030 de diseño sismorresistente, para ello se determinarán los factores “Z”, “S”, “U” y “R”, los cuales intensifican el sismo según la zona sísmica en el nivel de suelo firme “Zg”, la cual es modificada por el factor de suelo para obtener la demanda en función al sitio “ZSg”, luego es afectado por el factor de amplificación sísmica “ZCSg” que permite orientar a la demanda sísmica de forma general según el tipo de estructura de acuerdo al valor del periodo fundamental, es decir, si se tiene un valor de periodo bajo entonces la edificación se entiende como rígida, si el periodo es alto, entonces se estaría tratando de una edificación flexible. Del mismo modo, se aplicará el factor de uso “ZUCSg”, el cual genera el nivel de

sismo, es decir, si se trata de edificaciones de uso esencial, este debe ser 1.5, lo que se entiende como nivel de

sismo máximo considerado (SMC), mientras que, para el caso de edificaciones comunes, este valor es de 1.0, es decir, para un nivel de sismo severo. Finalmente se aplica un factor de reducción sísmica o también denominado como factor de ductilidad, el cual permite que la estructura incurra en el rango inelástico – no lineal.

3.5.4.3. Factor de escala de fuerza cortante mínima

Se inicia por calcular las cortantes en la base de naturaleza estática, y se toma el 80% o 90% de estas fuerzas según la condición de la estructura (irregular o regular), así mismo se calculan las cortantes en la base de naturaleza modal espectral y se obtiene un factor proveniente de la relación entre el valor estático y dinámico.

3.5.4.4. Cortante basal de diseño

Se utiliza el factor de escala, el cual multiplica las cortantes dinámicas con la finalidad de poder obtener las cortantes de diseño. Con estos valores se realiza el análisis estructural donde se obtienen las fuerzas internas por cada elemento para su posterior diseño en concreto armado.

3.5.4.5. Control de derivas

Luego de haber obtenido los desplazamientos por entre piso producto de un análisis lineal elástico, se procede a calcular las derivas o distorsiones relativas con la salvedad de dichos desplazamientos deben ser multiplicado por un porcentaje del factor de ductilidad, sea el 75% o 85% según haya sido definido la edificación, irregular o regular, respectivamente. Finalmente, estos últimos desplazamientos inelásticos son divididos entre la altura de entrepiso llegándose a obtener finalmente las derivas y así evaluar si estas se encuentran dentro del límite.

3.5.5. Diseño estructural

Este proceso compete a la resistencia que se le puede dar a los elementos estructurales de tal forma que se cubra la demanda por cargas gravitacionales como carga muerta y carga viva, o cargas laterales como sismo. Esta resistencia la otorga la sección de uno de elementos en conjunto con el acero de refuerzo, y parametrizada por la Norma de diseño, para la presente investigación se utilizarán los requisitos de la Norma E.060 del RNE y el Código Americano ACI318S-19 para el diseño en concreto armado.

3.5.5.1. Diseño de vigas

La resistencia a flexión para vigas está dada por la ecuación del momento nominal afectado por el factor de reducción de resistencia “phi”. Esta ecuación es como sigue:

Ecuación 12. Momento nominal resistente de un elemento a flexión

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Y el acero de refuerzo debe cumplir con:

Ecuación 13. Cuantía de acero para elementos sometidos a flexión

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_n}{\phi A_s f_y d}} \right)$$

Así mismo, se tiene en cuenta la cuantía mínima:

Ecuación 14. Cuantía mínima para elementos sometidos a flexión

$$\rho_{min} = 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$$

La condicionante es que el elemento debe estar controlado a tracción, de lo contrario, esta ecuación se modifica para cuando esté controlada a compresión, de la siguiente forma:

Ecuación 15. Momento nominal resistente de elementos sometidos a flexión con acero en compresión

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(\frac{d}{2} - \frac{a}{2} \right) + \phi A_c f_c \left(\frac{d}{2} - \frac{a}{2} \right)$$

Y el acero de refuerzo debe cumplir con:

Ecuación 16. Cuantía de acero a compresión para elementos sometidos a flexión

$$A_c = \frac{M_n}{f_c \left(\frac{d}{2} - \frac{a}{2} \right)}$$

Para el acero a compresión, de igual manera se debe hallar:

$$A_s = \frac{M_n}{f_y \left(\frac{d}{2} - \frac{a}{2} \right)}$$

Ecuación 17. Cuantía de acero a tracción para elementos sometidos a flexión

$$\rho = \frac{A_s}{b d} = \frac{M_n}{f_y b d \left(\frac{d}{2} - \frac{a}{2} \right)}$$

Así mismo, se tiene en cuenta la cuantía mínima:

Ecuación 18. Cuantía mínima para elementos sometidos a flexión

$$\rho_{min} = 0.7 \frac{\sqrt{f_c}}{f_y}$$

El valor de “Ø” varía según la deformación unitaria del acero de refuerzo a tracción, este valor debe estar controlado a flexión por ende este factor debe ser: 0.9.

La resistencia a corte de una viga está en base al aporte de los materiales, acero y concreto, por ende, las ecuaciones para determinar dicha resistencia son como sigue:

Aporte del concreto a cortante:

Ecuación 19. Cortante por aporte del concreto

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

Y aporte del acero a cortante (estribos):

$$V_s = A_v f_y d / s$$

Ecuación 20. Cortante por aporte del acero

$$V_n = V_c + V_s$$

El coeficiente “Ø” para cortante resulta ser de: 0.85.

3.5.5.2. Diseño de losa maciza

La resistencia a flexión para losas macizas en una o dos direcciones está dada por la ecuación del momento nominal afectado por el factor de reducción de resistencia “phi”. Esta ecuación es como sigue:

Ecuación 21. Momento nominal resistente para elementos sometidos a flexión

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a/2)$$

Y el acero de refuerzo debe cumplir con:

Ecuación 22. Cuantía de acero para elementos sometidos a flexión

$$\rho = \frac{0.85 f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \rho R_n}{0.85 f_c'}} \right)$$

Así mismo, se tiene en cuenta la cuantía mínima:

Ecuación 23. Cuantía mínima de acero para elementos sometidos a flexión

$$\rho_{min} = 0.0018$$

Para cuando se trabaje con acero corrugado de $f_y=4200\text{kgf/cm}^2$.

El valor de “Ø” varía según la deformación unitaria del acero de refuerzo a tracción, este valor debe estar controlado a flexión por ende este factor debe ser: 0.9.

La resistencia a corte de una losa maciza está en base al aporte de los materiales, para este caso del concreto en muchas veces, puesto que no se suele trabajar con estribos, teniendo gran variedad de soluciones para evitar este tipo de refuerzo, la ecuación para determinar dicha resistencia es como sigue:

Aporte del concreto a cortante:

Ecuación 24. Cortante por aporte del concreto

$$V_c = 0.53 \sqrt{f_c'} b_w d$$

El coeficiente “ ϕ ” para cortante resulta ser de: 0.85.

3.5.5.3. Diseño de escalera

La resistencia a flexión para escaleras cumple las mismas condiciones que el diseño para losas macizas, con la salvedad de este estará condicionado a sus apoyos y de la forma de la rampa. Para el caso de escaleras convencionales, el procedimiento es el mismo que para losas macizas, pero existe casos en el que se requieren formas peculiares en donde el efecto predominante puede llegar a ser por corte obteniéndose un refuerzo principal mediante estribos. De igual manera, si se tuviera peldaños adheridos a otros elementos, donde se termina por trabajar como si estos estuvieran en voladizo. Para la presente investigación se utilizó escaleras convencionales (estilo losa maciza).

3.5.5.4. Diseño de columnas

La resistencia a flexión bi – axial para columnas se basa en realizar un análisis a flexocompresión donde se cumple que la superficie de interacción envuelve la demanda por cargas gravitacionales y sísmicas mayoradas, para elaborar la superficie de interacción es necesario estimar un valor de cuantía de refuerzo longitudinal, en caso no se haya realizado un análisis por esbeltez, este valor puede iniciar con la cuantía mínima de 1%. Luego se debe verificar el análisis a flexocompresión y finalmente diseñar la resistencia por cortante. Dicha resistencia a corte, la otorga los componentes de concreto y acero. Las ecuaciones son las siguientes:

Aporte del concreto a cortante cuando existe una carga axial:

Ecuación 25. Cortante por aporte del concreto en un elemento sometido a carga axial

$$V = 0.53\sqrt{f_c} \left(1 + \frac{M_2}{140M_1} \right)$$

Aporte del acero a cortante cuando existe una carga axial:

Ecuación 26. Cortante por aporte del acero

$$V_s = \frac{A_s f_y d}{s}$$

El factor de reducción de resistencia “Ø” para flexión bi – axial y cortante son: de 0.75 a 0.90 y 0.85, respectivamente.

En adición se cumplirán las disposiciones del Proyecto de Norma E.060 y el código americano ACI318-19 para el diseño de columnas.

3.5.5.5. Diseño de placas

El diseño de estos elementos contempla el mismo procedimiento del análisis a flexión bi-axial realizado en la sección de diseño de columnas por medio de la compatibilidad de deformaciones, sin embargo, depende del análisis determinar si el muro estructural requiere de elementos de borde y que a su vez sean confinados o no exista la necesidad de estos. Para ello se debe verificar si el muro está controlado por deformaciones a flexión o corte, puesto que las normas de concreto armado dispone de dos tipos de verificaciones según sea la placa en función a sus dimensiones (longitud y altura); la primera verificación, es para muros con deformación a corte donde se verifica el esfuerzo máximo en la parte inferior izquierda o derecha según la dirección de la carga sísmica, la segunda verificación, es para muros con deformación a flexión, donde se verifica que el valor de la distancia de profundidad al eje neutro y la fibra extrema a compresión sea menor a la establecida por la normativa. En el presente estudio se utilizaron las ecuaciones dadas por el Proyecto de Norma E.060 y el código americano ACI318-19.

3.5.5.6. Diseño de zapatas combinadas

La resistencia a flexión para zapatas combinadas está dada por la ecuación del momento nominal afectado por el factor de reducción de resistencia “phi”. Esta ecuación es como sigue:

Ecuación 27. Momento nominal resistente en elementos sometidos a flexión

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Y el acero de refuerzo debe cumplir con:

Ecuación 28. Cuantía de acero para elementos sometidos a flexión

$$\rho = \frac{0.85 f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_n}{0.85 f_c b d^2}} \right)$$

Así mismo, se tiene en cuenta la cuantía mínima:

Ecuación 29. Cuantías mínimas de acero sometidos a flexión

$$\rho_{min} = 0.7 \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} , \quad 14/f_y$$

La resistencia a corte de la zapata combinada está en base al aporte de los materiales, para este caso del concreto, puesto que no se suele trabajar con estribos. Por consiguiente, la ecuación para cortante en una dirección es:

Ecuación 30. Cortante por aporte del concreto

$$V_c = 0.53 \sqrt{f_c} b d$$

En cuanto a la verificación del cortante en dos sentidos o también conocido como punzonamiento, esta se debe realizar en ambos elementos verticales que llegan a la

cimentación, con la finalidad de obtener un valor del peralte efectivo adecuado ante este efecto de corte en estas zonas donde caen las cargas axiales, la ecuación del aporte del concreto es la menor entre:

Ecuación 31. Cortante por aporte del concreto según la relación de las dimensiones y el número de lado de las columnas que llegan al cimiento

$$\phi V_c = \phi 0.53 \left(1 + \frac{2}{\rho} \right) \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$\phi V_c = \phi 0.27 \left(\frac{b_o}{b_c} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$\phi V_c = \phi 1.06 \sqrt{f'_c} b_o d$$

El factor de reducción de resistencia “Ø” para flexión y cortante son: 0.90 y 0.85, respectivamente.

En adición se cumplirán las disposiciones del Proyecto de Norma E.060 y el código americano ACI318-19 para el diseño de zapatas aisladas.

Las dimensiones estarán dadas en función de la presión por cargas de servicio.

3.6. Método de análisis de datos

3.6.1. Técnicas de análisis de datos

Por ser la presente investigación de tipo de diseño no experimental se harán uso de las siguientes técnicas de análisis de datos:

3.6.1.1. Estadística descriptiva

Por ser el hecho de la investigación de variable cuantitativa, procederemos hacer uso del programa o software Excel para recoger la información de los datos obtenidos por medio de las guías y fichas de resumen y el programa ETABS para su posterior diseño. Para realizar el análisis comparativo entre el la Norma E.060 del RNE y el Código ACI318-19 se propuso realizar el resumen de ambas normativas en cuanto al diseño de sus elementos estructurales por medio de gráficos y tablas, para de esta manera poder establecer las diferencias en sus parámetros en cuanto al comportamiento estructural que viene a ser la variable de estudio en este caso.

Para la realización del estudio comparativo, las gráficas serán procesadas y anexadas por motivo de extensión en el siguiente orden:

Combinación de carga (Anexo 6.1)

Factores de reducción de resistencia (Anexo 6.2)

Diseño de losas y vigas en una dirección (Anexo 6.3)

Diseño de losas y vigas en una dirección (Anexo 6.4)

Diseño de losas y vigas en una dirección (Anexo 6.5)

Diseño por flexión y carga axial (Anexo 6.6)

Diseño a cortante (Anexo 6.7)

Diseño de losa en dos direcciones (Anexo 6.8)

Diseño de DUALES y pórticos (Anexo 6.9)

Diseño de sistema de muros estructurales (Anexo 6.10)

3.7. Aspectos éticos

Cabe recalcar que los valores éticos y morales para este estudio fueron aplicados, la información recopilada de otros autores fueron debidamente citados conforme lo especificado a la norma ISO para su validación y veracidad que se haya respetado los estándares permisibles de

originalidad, siendo este verificado preliminarmente por el programa TURNITIN lo cual nos atribuye un porcentaje de similitud del 15 % ; el cual es menor del 25 % por lo cual se da conformidad y se demuestra que se respetó la ética y la moral en todo momento. TURNITIN. Anexo (06).

3.8. Desarrollo del proyecto

3.8.1. Estudio Topográfico

Para elaborar el plano de topografía (planimetría), se necesitó específicamente de dispositivo de GPS, así mismo, la hoja de registro de datos en Microsoft Excel; dichas coordenadas y distancias, fueron exportados al software AutoCAD, por medio del instrumento Guía de Observación N° 01(Anexo 4.5) donde finalmente se terminó por complementar la presentación del plano perimétrico. Toda la presente información fue verificada con el plano catastral de la ciudad de Trujillo.



Figura 4. Plano catastral 2017 – Trujillo

El objetivo para obtener información del terreno, en lo que respecta a distancias delimitantes del predio y coordenadas UTM.

Se procedió a delimitar el área de estudio roseando yeso, facilitando la obtención de los puntos perimetrales en cada vértice; a dichos vértices se les asignó una letra con la finalidad de tener un registro en el croquis manual realizado in situ. Así mismo, se midió las distancias entre cada punto con la finalidad de corroborar las mencionadas dimensiones cuando ingresen las coordenadas UTM, de esta manera se evita tener un margen de error, que usualmente tiene el dispositivo GPS.

El levantamiento perimétrico fue de forma manual y se realizó con los siguientes instrumentos:

-GPS manual Garmin GPSmap 62S.

-Cinta métrica KAMASA KM-914 (50m).

Se identificó el centroide, perímetro y área del terreno, de igual forma se acotaron los vértices obteniéndose los ángulos según corresponda. Finalmente se acotó las dimensiones y se adicionaron algunos complementos como la cuadrícula y otros.

3.8.2. Estudio de mecánica de suelos

Los datos se obtuvieron utilizando la Guía de Observación N° 02(Anexo 4.6) en la cual se colocó la información de la calicata realizada ubicada de manera técnica dentro del área de estudio. Se cumplió con lo establecido por la Norma E.050 de Suelos y Cimentaciones, para edificaciones de categoría C “viviendas”.

El propósito de realizar el estudio de suelos, fue para conocer las características mecánicas y el comportamiento según el tipo de suelo.

Una vez identificada el área de estudio, se procedió a designar estratégicamente el punto de excavación donde se iba a realizar la calicata. De igual manera, la profundidad de las perforaciones dependió de la profundidad estimada de 2.00m. Se procedió a realizar el forado de forma manual, donde finalmente se recolectaron las muestras en bolsas plásticas, a las que se le asignaron de forma

escrita la calicata correspondiente y la profundidad por cada uno de sus estratos.

Una vez obtenido las muestras, se procedió a realizar el análisis granulométrico por tamizado conforma a AASHTO T-27 ASTM D 422, límites de consistencia conforme a AASHTO T-90 – ASTM D 4318, la capacidad portante y finalmente el ensayo de corte directo ASTM D 3080.

3.8.3. Diseño arquitectónico

Se desarrolló el diseño arquitectónico teniendo las consideraciones básicas generales de diseño y vivienda especificado en la Guía de Observación N° 03(Anexo 4.7) que considera una distribución de ambientes conforme lo requiera el cliente; como parte de la solución a dicha demanda, se planteó la disposición de niveles para estacionamiento en la zona inferior del nivel de terreno (primer nivel), así mismo, departamentos para convivencia desde dicho nivel hasta la parte superior de la edificación (pisos más azotea y dos niveles superiores complementarios). Se utilizó para el diseño del plano de arquitectura, la Normas A.010 y A.020. Se otorgó la iluminación necesaria a los ambientes y se consideró un cierto porcentaje de vacíos solo para la parte superior de la edificación (en los departamentos).

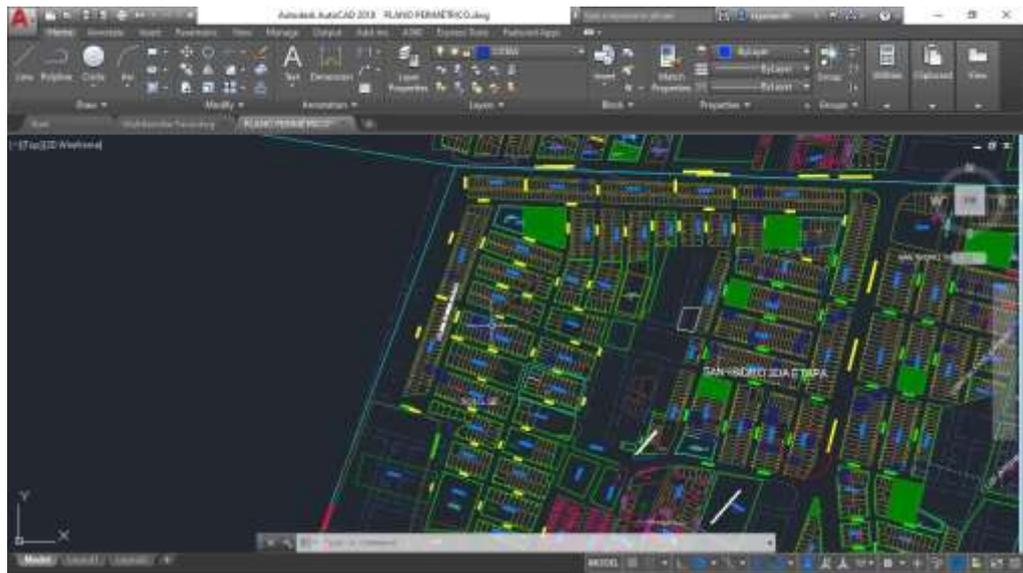


Figura 5. Plano Perimétrico en software AutoCAD

El propósito de realizar el diseño arquitectónico, fue brindar una alternativa de proyección en base a un modelo de edificación con cierta distribución de ambientes, siendo esta solución arquitectónica el adecuado según el contexto, que finalmente, se tradujo en un plano preliminar para su posterior diseño estructural.

Se utilizaron programas digitales para poder representar el dibujo arquitectónico, para ello se hizo uso del software AutoCAD. Una vez obtenido en planta la configuración ideal, se procedió a realizar los cortes y elevaciones, con la finalidad de evidenciar algunos detalles que no se logran ver con la distribución en planta (corte imaginario a una distancia de 1.20m). También se adicionaron los cuadros de vanos con la finalidad de recrear los vacíos producto de las puertas y ventanas.

3.8.4. Análisis sísmico

Se realizó el análisis sísmico modal espectral dentro de un rango lineal. Con dicho análisis se llegó a obtener valores importantes, que se obtuvieron por medio de la Guía de Observación N° 04 (Anexo 4.8) partiendo por el periodo fundamental de vibración, el tipo de sistema estructural planteado, la cortante de diseño y las derivas por cada entrepiso. Se utilizó la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente, para regular dichos valores, es decir, limitarlos y acondicionarlos a nuestra realidad.

El motivo de desarrollar el análisis sísmico parte por ser un requisito de análisis previo de demanda ante cargas dinámicas y eventuales, como de sismo. Con ello se logró obtener las fuerzas en cada uno de los elementos, lo que en líneas generales conocemos como el proceso de análisis estructural.

Se procedió en identificar los coeficientes sísmicos, de zonificación (Z), amplificación sísmica (C), uso (U), perfil de suelo (S) y

coeficiente de reducción sísmica (R). Con ello se logró obtener la plataforma del espectro que en combinación con el análisis modal dado por el software ETABS, generó una cierta demanda previa. Luego, se verificó las derivas con el caso de análisis dinámico, de forma que se sepa si la estructuración planteada es conforme o requiere algunos cambios. Secuencialmente, se verifica si existen irregularidades en planta o altura. Una vez obtenido esta cierta cortante en la base, se procede a escalar la fuerza a un porcentaje normativo (80% o 90%) del análisis estático, según las condiciones de regularidad o irregularidad de la edificación. De este modo, se logra calcular la cortante de diseño producto.

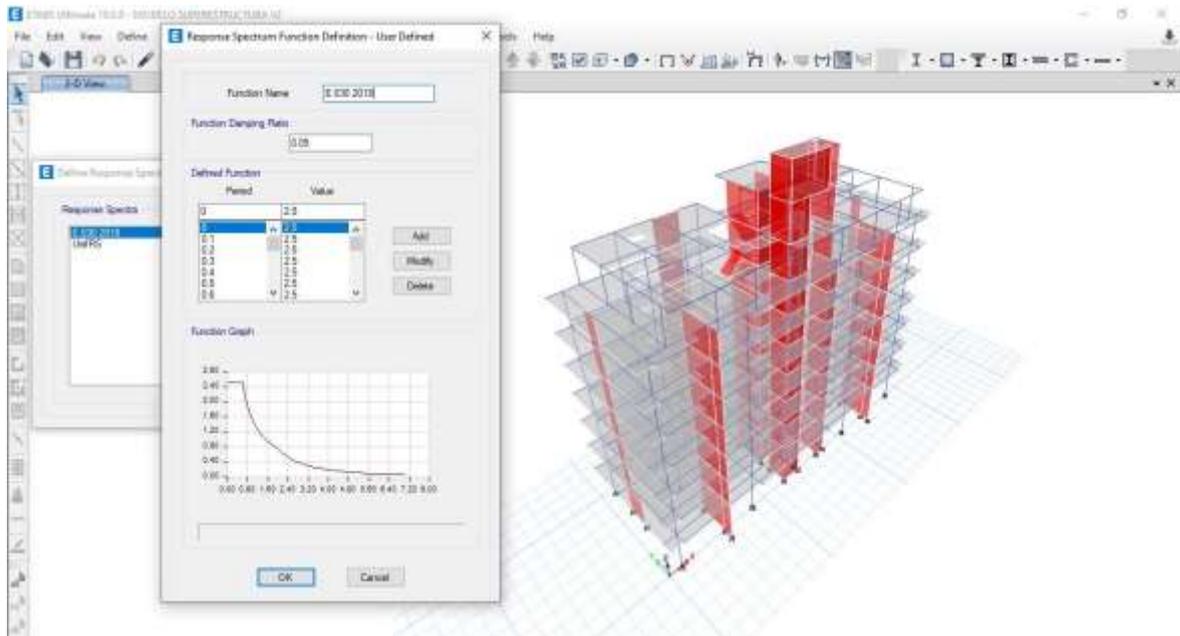


Figura 6. Análisis sísmico modal espectral en el programa automatizado ETABS v19

3.8.4.1 Masa participativa

Los porcentajes de masa participativa que se visualizan, describen la captación de masa traslacional y/o rotacional a la cual se ve implicada la vibración de la estructura, es decir la manera principal en la que esta podría vibrar ante un evento sísmico. El primer modo de vibración especifica que la masa predominante es traslacional en dirección XX con un 76.22%; en el caso del segundo modo de vibración, la masa predominante es rotacional en dirección ZZ con

un 67.61%; en el tercer modo de vibración, la dirección predominante es traslacional en YY con un 65.61%. De acuerdo a la norma de diseño sísmico, se estipula que las masas acumuladas en las principales direcciones de análisis deben ser por lo menos el 90%, lo cual se cumple con dicho requerimiento obteniéndose para la dirección en XX un porcentaje de 95.40%, para la dirección en YY un porcentaje de 93.28% y en la dirección en ZZ un porcentaje de 93.74%. Cabe una aclaración en cuanto a la metodología del análisis modal empleado mediante “eigen vectores” o “vectores propios”, con una cantidad de modos de vibración de doce como máximo y tres como mínimo.

Esquemáticamente, los tres primeros modos de vibración, se visualizan de la siguiente forma:

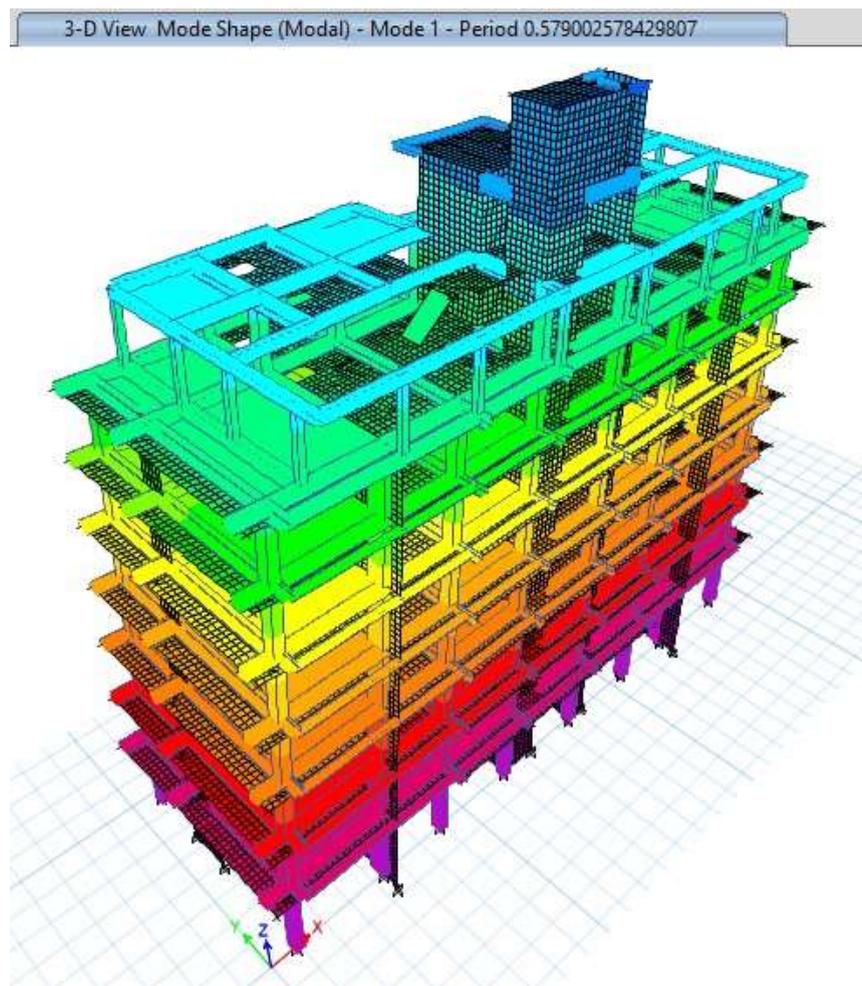


Figura 7. Modo de vibración traslacional en dirección UX

Tabla 4: Segundo modo de vibración en dirección XX

MODO	Periodo "T" seg.	DIRECCIÓN
1	0.58	UX

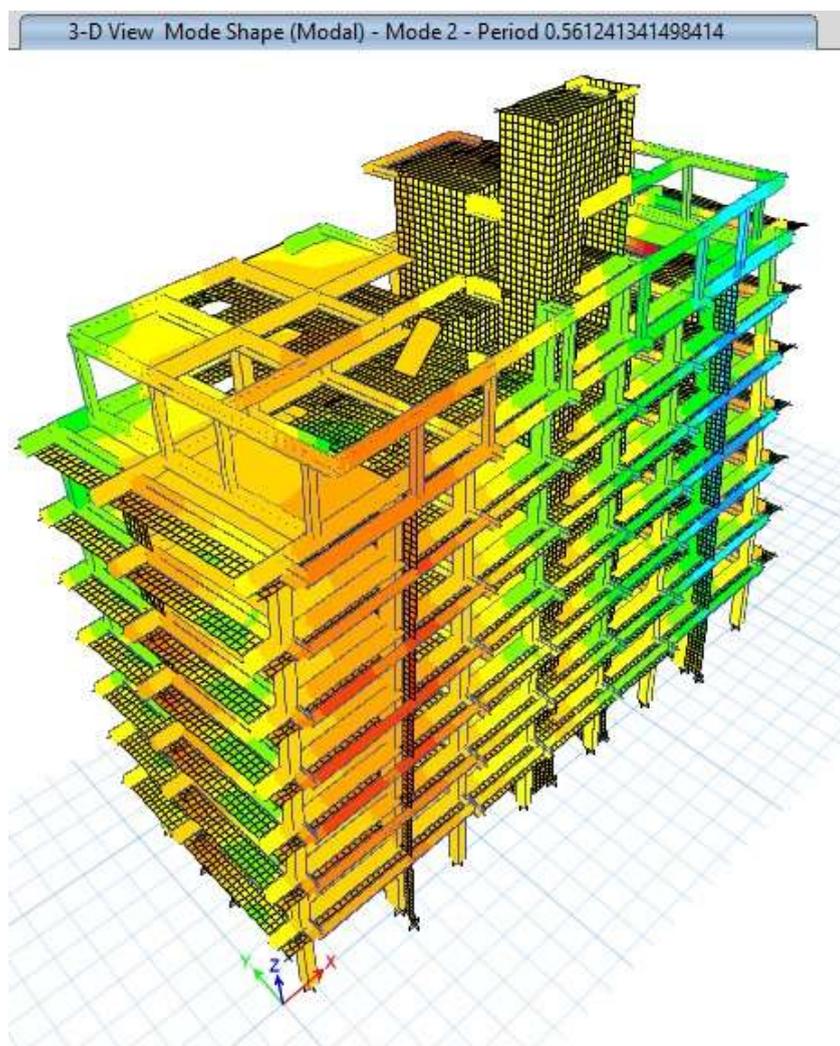


Figura 8. Modo de vibración rotacional en dirección RZ

Tabla 5: Segundo modo de vibración en dirección ZZ

MODO	Periodo "T" seg.	DIRECCIÓN
2	0.56	RZ

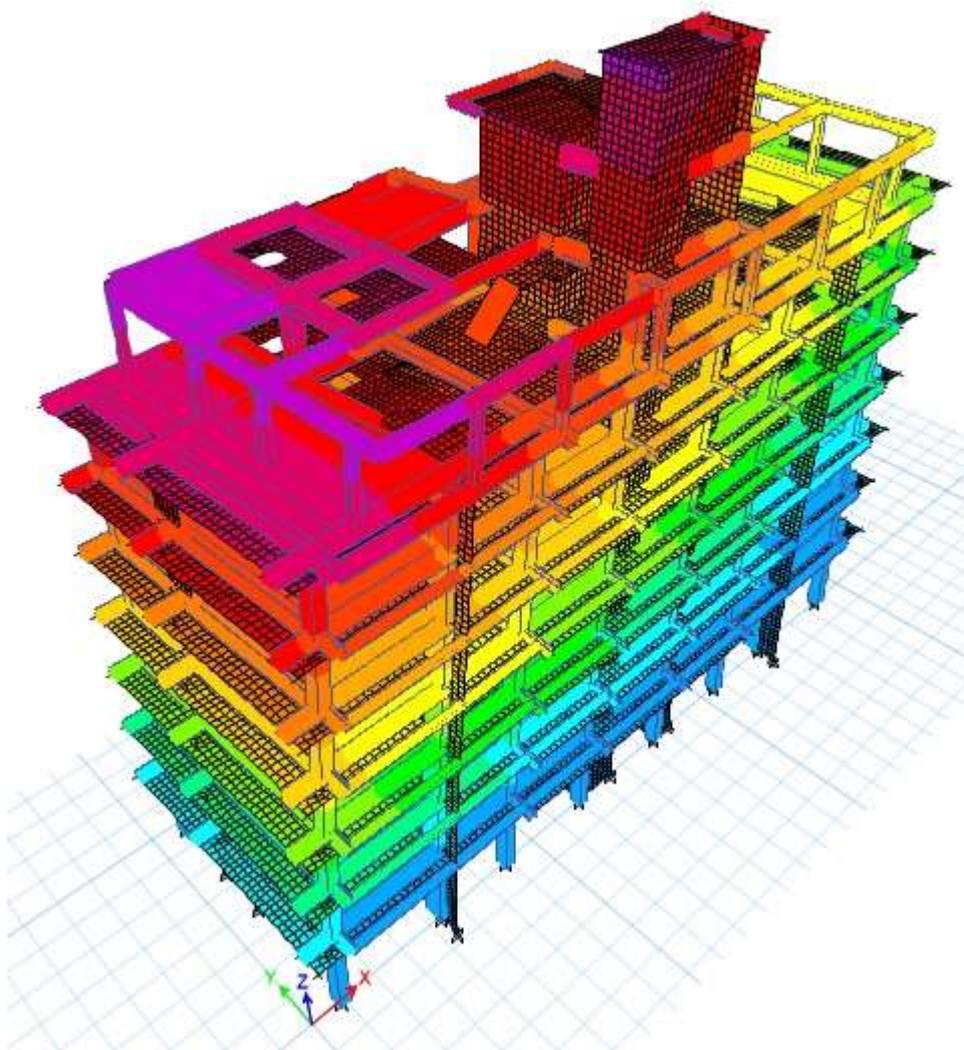


Figura 9. Modo de vibración traslacional en dirección UY

Tabla 6: Tercer modo de vibración en dirección YY

MODO	Periodo	DIRECCIÓN
	"T" seg.	
3	0.49	UY

3.8.4.2 Espectro de aceleraciones

Se consideraron dos espectros de aceleraciones, uno para cada dirección, puesto que el valor de reducción de fuerza sísmica varía conforme a la existencia de irregularidad de discontinuidad de diafragma en el eje YY.

Para la dirección XX, se tuvo como máxima ordenada un valor de 1.93 m/s², lo que conlleva que para el periodo de vibración de 0.579seg la aceleración correspondiente para diseño es de 193gals.

Para la dirección YY, se tuvo como máxima ordenada un valor de 2.27 m/s², lo que conlleva que para el periodo de vibración de 0.489seg la aceleración correspondiente para diseño es de 227gals.

3.8.4.3 Factor de escala de fuerza cortante mínima

De acuerdo con la Norma E.030, la cortante mínima de diseño para estructuras regulares es del 80%, porcentaje que se utilizó para determinar el factor de escala en función a la cortante estática en la dirección en XX; para estructuras irregulares se requiere del 90% de la cortante estática en la dirección YY. Los resultados del factor de escala para el análisis realizado en ambas direcciones son: 1.001053 para el análisis en dirección XX y 1.252887 para el análisis en dirección YY, estos valores corresponden a la irregularidad y regularidad en cada dirección, respectivamente.

3.8.4.4 Cortante basal de diseño

Se realizó el cálculo de las cortantes de diseño en la base de la estructura, dichas fuerzas son en la dirección XX de 368.97tonf y en la dirección YY de 488.34tonf. Para llegar a estos valores se tuvo que escalar las fuerzas de naturaleza dinámica las cuales fueron 368.58tonf en la dirección XX y 389.77tonf en la dirección YY, en conjunto con las cortantes estáticas al 80% y 90% según su condición de irregularidad.

3.8.4.5 Derivas

Según la normativa de diseño sismorresistente, la deriva máxima permisible es del 7/1000 para edificaciones con sistema de concreto armado; en lo trabajado, se tuvo derivas relativamente sobre este límite cuando inicialmente se trabajó con un esfuerzo a la compresión del concreto de 210kgf/cm², luego, con la finalidad de disminuir estas distorsiones de entrepiso se incrementó el valor a 280kgf/cm², finalmente al realizarse la verificación se encontraron derivas por debajo del límite con un valor de distorsión de 6.4/1000 ubicada en el piso 5 del eje 8.

3.8.5. Diseño estructural

Se desarrolló el diseño estructural de la edificación, el cual permitió saber la cantidad de refuerzo de acero requerido y la resistencia necesaria conforme a la demanda para ambos diseños, para ello se utilizó las Fichas de Resumen N° 01 (Anexo N° 6), donde se hizo la comparación normativa en cuando a diseño utilizando la norma peruana E.060-19 y el Código Americano ACI318S-19.

El diseño estructural de los elementos, sirvió para conocer la armadura necesaria y las verificaciones de las secciones en cuanto a resistencia. De esta forma se logró el objetivo de diferenciar el armado por cada tipo de elemento estructural según el diseño realizado con cada reglamento.

Se identificó los diagramas de fuerzas producto del análisis estructural previo, según el patrón de carga, ya sea carga muerta, viva o de sismo, para trabajar con las combinaciones de carga establecidas por cada normativa. El diseño de cada uno de los elementos se realizó genéricamente de la siguiente manera:

-El diseño de vigas: se estableció una deformación unitaria y se hizo la verificación para determinar si se requería acero por compresión o no, luego procedimos a calcular la cuantía requerida, del mismo modo, la cuantía mínima, deseable y máxima. Se colocaron las barras de acero longitudinales y posteriormente se determina la resistencia por flexión. El diseño por corte resulta ser la verificación del diseño por confinamiento, para ello se utilizó un diseño por capacidad, el cual restringe que se coloque acero longitudinal en exceso, disminuyendo la separación de estribos.

-El diseño de columnas: se estableció una cuantía mínima del 1% y se genera la superficie de interacción luego de haber establecido los combos de diseño, se pasa a visualizar si esta demanda se encuentra dentro de la resistencia; al que en las vigas el diseño por cortante resulta ser la comprobación del diseño por confinamiento por medio de un diseño por capacidad.

-El diseño de placas: Se establece una cuantía mínima de $2.5/1000$ para el refuerzo vertical. Al realizar el análisis de flexocompresión bi-axial se verifica si la demanda se encuentra dentro de la resistencia o no. Para el acero transversal se realizó un incremento del cortante actuante por un factor que proviene de la relación del momento nominal con un valor de esfuerzo de fluencia por 1.25 entre el momento último actuante, de esta manera conseguimos el armado requerido.

-El diseño de zapatas aisladas y combinadas: Se utilizó la presión del suelo que surge de las cargas gravitacionales, como carga última de diseño, multiplicado por un factor que resulta de la relación entre la primera combinación de cargas estáticas y la sumatoria de cargas. De esta manera obtenemos los momentos y cortantes últimos actuantes. El diseño por cortante en dos sentidos (punzonamiento), se realizó considerando la carga axial que cae en el elemento vertical empotrado en la cimentación y la

carga puntual de la presión actuante debajo de la cimentación en la sección crítica.

Diseño de vigas

Se realizó el diseño de la viga B36 ubicada en el eje 6 y techo 4. Los diseños desarrollados son, flexión, corte, capacidad y torsión. El siguiente procedimiento de diseño corresponde al diseño realizado con la Norma E.060.

Los datos del elemento son los que se presentan a continuación:

Tabla 7: Datos requeridos para el diseño de viga peraltada

h viga :	0.60	0.60	0.60	m
b viga :	0.30	0.30	0.30	m
Pu :	0.0337	0.0337	0.0337	tonf
0,1f'cAg :	50.4	50.4	50.4	tonf
Pu < 01f'cAg :	Viga	Viga	Viga	
Luz libre de la viga :	2.95	2.95	2.95	m
f'c :	2800	2800	2800	tonf/m2
fy :	42000	42000	42000	tonf/m2
0.7*f'c :	1960	1960	1960	tonf/m2
Recubrimiento, r :	0.04	0.04	0.04	m
Estribo Ø3/8" :	0.009525	0.009525	0.009525	m
d* (-) :	0.08	0.06	0.08	m
d* (+) :	0.08	0.06	0.08	m
d (-) :	0.520	0.540	0.520	m
d (+) :	0.520	0.540	0.520	m
Es :	20000000	20000000	20000000	tonf/m2
εy :	0.0021	0.0021	0.0021	
Ec :	2509980	2509980	2509980	tonf/m2
Ø flexión :	0.9	0.9	0.9	
Ø corte y torsión:	0.85	0.85	0.85	
B1 :	0.85	0.85	0.85	
εc (def. unitaria concreto) :	0.003	0.003	0.003	
εt (def. unitaria acero) :	0.007	0.007	0.007	

Se realizó el diseño por flexión, verificándose si se requiere acero a compresión, los pasos hechos para este diseño son los siguientes:

Tabla 8: Diseño por flexión de viga peraltada

Mu (-)	15.9203	0.1832	26.6921	tonf-m
Mu (+)	19.9905	2.1233	14.9697	tonf-m
Requisitos de la Norma	15.9203	4.997625	26.6921	tonf-m
Mu (-) de diseño	15.9203	4.997625	26.6921	tonf-m
Mu (+) de diseño	19.9905	4.997625	14.9697	tonf-m
Aplica Redistribución de Mu (?)	No aplica	No aplica	No aplica	
Porcentaje de redistribución (-) :	7.00%	7.00%	7.00%	
Porcentaje de redistribución (+) :	7.00%	7.00%	7.00%	
Mu redistribuido (-) :	14.8059	4.6478	24.8237	tonf-m
Mu redistribuido (+) :	18.5912	4.6478	13.9218	tonf-m
Rn (-)	218.0624	63.4764	365.6051	tonf/m2
Rn (+)	273.8125	63.4764	205.0419	tonf/m2
$\mathcal{P}t$ (-) 1 o 2 capas=	0.01445	0.01445	0.01445	
$\mathcal{P}t$ (+) 1 o 2 capas =	0.01445	0.01445	0.01445	
Rnt (-)	529.2881	529.2881	529.2881	tonf/m2
Rnt (+)	529.2881	529.2881	529.2881	tonf/m2
Rn>Rnt? (-)	Controlada a tracción	Controlada a tracción	Controlada a tracción	
Rn>Rnt? (+)	Controlada a tracción	Controlada a tracción	Controlada a tracción	
$\mathcal{P}t$ (-) a tracción en una sección controlada a compresión	0.01445	0.01445	0.01445	
$\mathcal{P}t$ (+) a tracción en una sección controlada a compresión	0.01445	0.01445	0.01445	
$\mathcal{P}t$ (-) a tracción en una sección controlada a tracción	0.005454473	0.001532054	0.009501451	
$\mathcal{P}t$ (+) a tracción en una sección controlada a tracción	0.00694492	0.001532054	0.005112584	
Mnt (-)	42.9359	46.3021	42.9359	tonf-m
Mnt (+)	42.9359	46.3021	42.9359	tonf-m
M'n (-)	-25.2466	-40.7492	-13.2780	tonf-m
M'n (+)	-20.7242	-40.7492	-26.3029	tonf-m
c(-)	0.156	0.162	0.156	m
c(+)	0.156	0.162	0.156	m
f's ≤ fy (-)	29230.76923	37777.77778	29230.76923	tonf/m2
f's ≤ fy (+)	29230.76923	37777.77778	29230.76923	tonf/m2
As (-) requerido	8.5090	2.4819	14.8223	cm2
A's (-) requerido	0.0000	0.0000	0.0000	cm2
A's (+) requerido	0.0000	0.0000	0.0000	cm2
As (+) requerido	10.8341	2.4819	7.9756	cm2

Asmín f'c<310kg/cm2	5.20000	5.40000	5.20000	cm2
Asmín f'c>310kg/cm2	4.35063	4.51796	4.35063	cm2
As sup	8.5090	5.4000	14.8223	cm2
As inf	10.8341	5.4000	7.9756	cm2
As sup corrido requerido	4.9408	4.9408	4.9408	cm2
As inf corrido requerido	3.6114	3.6114	3.6114	cm2
As sup corrido: Øb (1)	Ø5/8"	Ø5/8"	Ø5/8"	diámetro
As sup corrido: Área (1)	2	2	2	cm2
As sup corrido : nº barras (1)	3	3	3	barras
As sup corrido colocado (1)	6.0000	6.0000	6.0000	cm2
As sup corrido: Øb (2)	Øb	Øb	Øb	diámetro
As sup corrido: Área (2)	0	0	0	cm2
As sup corrido : nº barras (2)	0	0	0	barras
As sup corrido colocado (2)	0.0000	0.0000	0.0000	cm2
Doble capa de acero corrido (?)	NO	NO	NO	
As sup bastón: Øb (1)	Ø5/8"	Øb	Ø3/4"	diámetro
As sup bastón: Área (1)	2	0	2.84	cm2
As sup bastón: nº barras (1)	2	0	3	barras
As sup bastón: Øb (2)	Øb	Øb	Øb	diámetro
As sup bastón: Área (2)	0	0	0	cm2
As sup bastón: nº barras (2)	0	0	0	barras
As sup bastón: Øb (3)	Øb	Øb	Øb	diámetro
As sup bastón: Área (3)	0	0	0	cm2
As sup bastón: nº barras (3)	0	0	0	barras
As sup bastón colocado	4.0000	0.0000	8.5200	cm2
As sup total colocado	10.0000	6.0000	14.5200	cm2
Porcentaje: 95% mín	117.5229	111.1111	97.9607	%
Porcentaje: 95% mín	110.7616	111.1111	107.5777	%
As inf total colocado	12.0000	6.0000	8.5800	cm2
As inf bastón colocado	6.0000	0.0000	2.5800	cm2
As inf bastón: nº barras (3)	0	0	0	barras
As inf bastón: Área (3)	0	0	0	cm2
As inf bastón : Øb (3)	Øb	Øb	Øb	diámetro
As inf bastón: nº barras (2)	0	0	0	barras
As inf bastón: Área (2)	0	0	0	cm2
As inf bastón : Øb (2)	Øb	Øb	Øb	diámetro
As inf bastón: nº barras	3	0	2	barras

(1)				
As inf bastón: Área (1)	2	0	1.29	cm2
As inf bastón : Øb (1)	Ø5/8"	Øb	Ø1/2"	diámetro
Doble capa de acero corrido (?)	NO	NO	NO	
As inf corrido colocado (2)	0.0000	0.0000	0.0000	cm2
As inf corrido : nº barras (2)	0	0	0	barras
As inf corrido: Área (2)	0	0	0	cm2
As inf corrido: Øb (2)	Øb	Øb	Øb	diámetro
As inf corrido colocado (1)	6.0000	6.0000	6.0000	cm2
As inf corrido : nº barras (1)	3	3	3	barras
As inf corrido: Área (1)	2	2	2	cm2
As inf corrido: Øb (1)	Ø5/8"	Ø5/8"	Ø5/8"	diámetro
As (-) requerido	10.0000	6.0000	14.5200	cm2
A's (-) requerido	12.0000	6.0000	8.5800	cm2
A's (+) requerido	10.0000	6.0000	14.5200	cm2
As (+) requerido	12.0000	6.0000	8.5800	cm2
Asumiendo A's(-) fluye, a (-) :	0.0588	0.0000	0.0349	m
Asumiendo A's(-) fluye, c (-) :	0.0692	0.0000	0.0411	m
Asumiendo A's(+) fluye, a (+) :	0.0588	0.0000	-0.0349	m
Asumiendo A's(+) fluye, c (+) :	0.0692	0.0000	-0.0411	m
d'4 (-) :	0.1564	0.1405	0.1533	m
d'3 (-) :	0.1314	0.1155	0.1283	m
d'2 (-) :	0.0985	0.0905	0.0969	m
d'1 (-) :	0.0575	0.0575	0.0575	m
ε's4 (-) :	-0.0037817	-	-0.0081877	
ε's4 (-) ≥ εy (?) :	Acero no fluye	-	Acero no fluye	
ε's3 (-) :	-0.0026979	-	-0.0063632	
ε's3(-) ≥ εy (?) :	Acero no fluye	-	Acero no fluye	
ε's2 (-) :	-0.0012683	-	-0.0040711	
ε's2(-) ≥ εy (?) :	Acero no fluye	-	Acero no fluye	
ε's1 (-) :	0.0005072	-	-0.0011966	
ε's1 (-) ≥ εy (?) :	Acero no fluye	-	Acero no fluye	
d'4 (+) :	0.1564	0.1405	0.1595	m
d'3 (+) :	0.1314	0.1155	0.1345	m
d'2 (+) :	0.0985	0.0905	0.1000	m
d'1 (+) :	0.0575	0.0575	0.0575	m
ε's4 (+) :	-0.0037817	-	0.0146402	
ε's4 (+) ≥ εy (?) :	Acero no fluye	-	Acero fluye	

$\epsilon's3 (+) :$	-0.0026979	-	0.0128157	
$\epsilon's3(+) \geq \epsilon y (?) :$	Acero no fluye	-	Acero fluye	
$\epsilon's2 (+) :$	-0.0012683	-	0.0102973	
$\epsilon's2(+) \geq \epsilon y (?) :$	Acero no fluye	-	Acero fluye	
$\epsilon's1 (+) :$	0.0005072	-	0.0071966	
$\epsilon's1 (+) \geq \epsilon y (?) :$	Acero no fluye	-	Acero fluye	
$\epsilon t (-) :$	0.0195420	-	0.0349495	
$\epsilon t (-) \geq \epsilon t \text{ asumido} (?) :$	Viga dúctil	-	Viga dúctil	
$\epsilon t (+) :$	0.0195420	-	-0.0409495	
$\epsilon t (+) \geq \epsilon t \text{ asumido} (?) :$	Viga dúctil	-	Viga frágil	
Asumiendo A's(-) no fluye, c (-) :	0.0746	0.0502	0.0849	m
Asumiendo A's(+) no fluye, c (+) :	0.0779	0.0502	0.0746	m
Asumiendo A's(-) no fluye, a (-) :	0.0878	0.0590	0.0999	m
Asumiendo A's(+) no fluye, a (+) :	0.0917	0.0590	0.0877	m
$\epsilon's4 (-) :$	-0.00329169	-0.00539872	-0.00241531	
$\epsilon's4 (-) \geq \epsilon y (?) :$	Acero no fluye	Acero no fluye	Acero no fluye	
$\epsilon's3 (-) :$	-0.00228624	-0.00390411	-0.00153218	
$\epsilon's3(-) \geq \epsilon y (?) :$	Acero no fluye	Acero no fluye	Acero no fluye	
$\epsilon's2 (-) :$	-0.00095991	-0.00240949	-0.00042268	
$\epsilon's2(-) \geq \epsilon y (?) :$	Acero no fluye	Acero no fluye	Acero no fluye	
$\epsilon's1 (-) :$	0.00068732	-0.00043785	0.00096866	
$\epsilon's1 (-) \geq \epsilon y (?) :$	Acero no fluye	Acero no fluye	Acero no fluye	
$\epsilon's4 (+) :$	-0.00302284	-0.00539872	-0.00316874	
$\epsilon's4 (+) \geq \epsilon y (?) :$	Acero no fluye	Acero no fluye	Acero no fluye	
$\epsilon's3 (+) :$	-0.00206036	-0.00390411	-0.00216274	
$\epsilon's3(+) \geq \epsilon y (?) :$	Acero no fluye	Acero no fluye	Acero no fluye	
$\epsilon's2 (+) :$	-0.00079070	-0.00240949	-0.00089888	
$\epsilon's2(+) \geq \epsilon y (?) :$	Acero no fluye	Acero no fluye	Acero no fluye	
$\epsilon's1 (+) :$	0.00078614	-0.00043785	0.00068604	
$\epsilon's1(+) \geq \epsilon y (?) :$	Acero no fluye	Acero no fluye	Acero no fluye	
$\epsilon t (-) :$	0.0179133	0.0292838	0.0153691	
$\epsilon t (-) \geq \epsilon t \text{ asumido} (?) :$	Viga dúctil	Viga dúctil	Viga dúctil	
$\epsilon t (+) :$	0.0170196	0.0292838	0.0179248	
$\epsilon t (+) \geq \epsilon t \text{ asumido} (?) :$	Viga dúctil	Viga dúctil	Viga dúctil	
Distrib. barras: 4 capa sup (-) :	0	0	0	$\emptyset b$
Área de barras utilizadas (-) :	0.00	0.00	0.00	cm ²
Distrib. barras: 3 capa sup (-) :	0	0	0	$\emptyset b$
Área de barras utilizadas (-) :	0.00	0.00	0.00	cm ²
Distrib. barras: 2 capa	2	0	3	$\emptyset 5/8''$

sup (-) :				
Área de barras utilizadas (-) :	2.00	0.00	2.84	cm2
Distrib. barras: 1 capa sup (-) :	3	3	3	Ø1/2"
Área de barras utilizadas (-) :	2.00	2.00	2.00	cm2
Ácero 4capa*d' (4) (-) :	0.00000000	0.00000000	0.00000000	m2*m
Ácero 3capa*d' (3) (-) :	0.00000000	0.00000000	0.00000000	m2*m
Ácero 2capa*d' (2) (-) :	0.00003119	0.00000000	0.00002555	m2*m
Ácero 1capa*d' (1) (-) :	0.00003450	0.00003450	0.00000479	m2*m
Área total *d' (-) :	0.00006570	0.00003450	0.00003034	m2*m
Área total :	0.0010	0.0006	0.0015	m2
d* (-) :	0.0657	0.0575	0.0209	m
d (-) :	0.5343	0.5425	0.5791	m
d (+) :	0.5323	0.5425	0.5863	m
d* (+) :	0.0677	0.0575	0.0137	m
Área total :	0.0012	0.0006	0.0009	m2
Área total *d' (+) :	0.00008129	0.00003450	0.00001172	m2*m
Ácero 1capa*d' (1) (+) :	0.00003450	0.00003450	0.00000479	m2*m
Ácero 2capa*d' (2) (+) :	0.00004679	0.00000000	0.00000694	m2*m
Ácero 3capa*d' (3) (+) :	0.00000000	0.00000000	0.00000000	m2*m
Ácero 4capa*d' (4) (+) :	0.00000000	0.00000000	0.00000000	m2*m
Área de barras utilizadas (+) :	2.00	2.00	2.00	cm2
Distrib. barras: 1 capa inf (+) :	3	3	3	Ø1/2"
Área de barras utilizadas (+) :	2.00	0.00	1.29	cm2
Distrib. barras: 2 capa inf (+) :	3	0	2	Øb
Área de barras utilizadas (+) :	0.00	0.00	0.00	cm2
Distrib. barras: 3 capa inf (+) :	0	0	0	Øb
Área de barras utilizadas (+) :	0.00	0.00	0.00	cm2
Distrib. barras: 4 capa inf (+) :	0	0	0	Øb
Utilizar:	Asumiendo que no fluye	Asumiendo que no fluye	Asumiendo que no fluye	
Mn(-) :	20.5979	12.9271	32.2698	tonf-m
Mn(+)	24.5155	12.9271	19.5488	tonf-m
ØMn(-) :	18.5381	11.6344	29.0428	tonf-m
ØMn(+)	22.0640	11.6344	17.5940	tonf-m
Mu (-) de diseño :	15.9203	4.9976	26.6921	tonf-m
Mu (+) de diseño :	19.9905	4.9976	14.9697	tonf-m
Mn (-) > Mcr (-) (?)	Cumple	Cumple	Cumple	

$M_n (+) > M_{cr} (+) (?)$	Cumple	Cumple	Cumple	
$\emptyset M_n (-) \geq M_u (+) (?)$	Cumple	Cumple	Cumple	
$\emptyset M_n (+) \geq M_u (-) (?)$	Cumple	Cumple	Cumple	

De igual manera se realizó el diseño por capacidad, con la intención de obtener un cortante en función de los momentos nominales obtenidos en el diseño por flexión, el proceso es descrito como sigue:

Tabla 9: Diseño por capacidad en viga peraltada

Ancho Tributario:	3.4216	3.4216	m
CM:	1.725	1.725	tonf/m
P. Losa:	1.095	1.095	tonf/m
P Viga:	0.288	0.288	tonf/m
Piso Terminado:	0.342	0.342	tonf/m
CV:	0.684	0.684	tonf/m
s/c de habitación:	0.684	0.684	tonf/m
s/c pasadizo:	0.000	0.000	tonf/m
CM+CV:	2.409	2.409	tonf/m
Cu:	3.01174	3.01174	tonf/m
hn:	2.95	2.95	m
1.25*fy :	52500	52500	tonf/m ²
Asumiendo A's(-) fluye, a (-) :	0.0735	0.1068	
Asumiendo A's(-) fluye, c (-) :	0.0865	0.1256	
Asumiendo A's(+) fluye, a (+) :	0.0735	0.1068	
Asumiendo A's(+) fluye, c (+) :	0.0865	0.1256	
Asumiendo A's(-) no fluye, c (-) :	0.0815	0.0998	
Asumiendo A's(+) no fluye, c (+) :	0.0880	0.0795	
Asumiendo A's(-) no fluye, a (-) :	0.0692	0.0848	
Asumiendo A's(+) no fluye, a (+) :	0.0748	0.0676	
Asumiendo A's fluye :			
$\epsilon's_4 (-) :$	-0.002425352	-0.00066143	
$\epsilon's_4 (-) \geq \epsilon_y (?) :$	Acero no fluye	Acero no fluye	
$\epsilon's_3 (-) :$	-0.001558352	-6.43223E-05	
$\epsilon's_3 (-) \geq \epsilon_y (?) :$	Acero no fluye	Acero no fluye	
$\epsilon's_2 (-) :$	-0.000414646	0.000685835	
$\epsilon's_2 (-) \geq \epsilon_y (?) :$	Acero no fluye	Acero no fluye	
$\epsilon's_1 (-) :$	0.001005767	0.001626561	
$\epsilon's_1 (-) \geq \epsilon_y (?) :$	Acero no fluye	Acero no fluye	
$\epsilon's_4 (+) :$	-0.002425352	-0.000809509	
$\epsilon's_4 (+) \geq \epsilon_y (?) :$	Acero no fluye	Acero fluye	
$\epsilon's_3 (+) :$	-0.001558352	-0.000212402	

$\epsilon'_{s3(+)} \geq \epsilon_y (?) :$	Acero no fluye	Acero fluye
---	----------------	-------------

$\epsilon's2 (+) :$	-0.000414646	0.000611795	
$\epsilon's2(+) \geq \epsilon y (?) :$	Acero no fluye	Acero fluye	
$\epsilon's1 (+) :$	0.001005767	0.001626561	
$\epsilon's1(-) \geq \epsilon y (?) :$	Acero no fluye	Acero fluye	
Asumen A's no fluye:			
$\epsilon's4 (-) :$	-0.002761932	-0.001610425	
$\epsilon's4 (-) \geq \epsilon y (?) :$	Acero no fluye	Acero no fluye	
$\epsilon's3 (-) :$	-0.001841145	-0.000858555	
$\epsilon's3(-) \geq \epsilon y (?) :$	Acero no fluye	Acero no fluye	
$\epsilon's2 (-) :$	-0.000626485	8.60334E-05	
$\epsilon's2(-) \geq \epsilon y (?) :$	Acero no fluye	Acero no fluye	
$\epsilon's1 (-) :$	0.000882048	0.001270584	
$\epsilon's1 (-) \geq \epsilon y (?) :$	Acero no fluye	Acero no fluye	
$\epsilon's4 (+) :$	-0.002334724	-0.002784363	
$\epsilon's4 (+) \geq \epsilon y (?) :$	Acero no fluye	Acero no fluye	
$\epsilon's3 (+) :$	-0.001482207	-0.001841046	
$\epsilon's3(+) \geq \epsilon y (?) :$	Acero no fluye	Acero no fluye	
$\epsilon's2 (+) :$	-0.000357606	-0.000655941	
$\epsilon's2(+) \geq \epsilon y (?) :$	Acero no fluye	Acero no fluye	
$\epsilon's1 (+) :$	0.0010390795	0.0008302277	
$\epsilon's1 (+) \geq \epsilon y (?) :$	Acero no fluye	Acero no fluye	
$\epsilon t (+) :$	0.016679234	0.014416538	
$\epsilon t (+) \geq \epsilon t$ asumido (?) :	Viga dúctil	Viga dúctil	
Mn inf (-) :	26.2336	40.9136	tonf-m
Mn sup (+) :	31.1766	24.8894	tonf-m
Mpr (+) :	38.9708	51.1421	tonf-m
Visostático :	1.50587	1.50587	tonf
Vhiperestático :	30.5467	30.5467	tonf
Vu (capacidad) :	32.0526	-29.0409	tonf
Mn inf (-) :	26.2336	40.9136	tonf-m
Mn sup (+) :	31.1766	24.8894	tonf-m
Mpr (-) :	26.2336	24.8894	tonf-m
Visostático :	1.50587	1.50587	tonf
Vhiperestático :	17.3298	17.3298	tonf
Vu (capacidad) :	-15.8240	18.8357	tonf

Se realizó también, la verificación por torsión, obteniéndose que este efecto era despreciable debido a la sección del elemento:

Tabla 10: Verificación de diseño por torsión en viga peraltada

Tu :	0.7754	0.4545	1.9307	tonf -m
t (espesor de losa) :	0.15	0.15	0.15	m

bw + h - t :	0.75	0.75	0.75	m
---------------------	------	------	------	---

$bw + 2(h - t) :$	1.2000	1.2000	1.2000	m
$bw + h - t \leq bw + 4t (?) :$	Cumple	Cumple	Cumple	
$bw + 2(h - t) \leq bw + 8t (?) :$	Cumple	Cumple	Cumple	
Condición de ubicación de viga :	Viga interior	Viga interior	Viga interior	
$A_{cp} :$	0.45	0.45	0.45	m ²
$P_{cp} :$	3.6	3.6	3.6	m
$\phi 0.27 \sqrt{f'_c(A_{cp}^2/P_{cp})} :$	2.1602	2.1602	2.1602	
$T_u < \phi 0.27 \sqrt{f'_c(A_{cp}^2/P_{cp})} (?) :$	Torsión despreciable	Torsión despreciable	Torsión despreciable	

El diseño por corte del análisis estructural, se desarrolló tomando el menor valor de cortante, con ello se calculó el espaciamiento de los estribos:

Tabla 11: Diseño por corte de viga peraltada con la Norma E.060

V_u (análisis) a "d" :	29.2891	32.8685	35.4356	tonf
V_u (capacidad) :	32.0526	0.0000	18.8357	tonf
$V_u :$	29.2891	32.8685	18.8357	tonf
$0.5\phi V_c :$	5.7916	6.0766	6.2457	tonf
$V_u > 0.5\phi V_c (?) :$	Requiere acero mínimo	Requiere acero mínimo	Requiere acero mínimo	
S_{zc} máx , "d/2" o "d/4" :	0.1331	0.136	0.14	m
$S_{zc} :$	0.1000	0.1000	0.1000	m
nº de grapas :	2.0000	2.0000	2.0000	
Área de la barra de estribo para corte :	0.71	0.71	0.71	cm ²
nº de grapas por torsión :	0.0000	0.0000	0.0000	
Área de la barra de estribo para torsión :	0.00	0.00	0.00	cm ²
$2A_t + A_v :$	1.42	1.42	1.42	cm ²
A_v mín :	No aplica Av mín	No aplica Av mín	No aplica Av mín	cm ²
$3.5bwS/f_y :$	No aplica Av mín	No aplica Av mín	No aplica Av mín	cm ²
A_v mín $\geq 3.5bwS/f_y (?) :$	No aplica Av mín	No aplica Av mín	No aplica Av mín	
ESTRIBO	2	2	2	$\phi 3/8"$
	0.71	0.71	0.71	cm ²

GRAPAS COMPLEMENTARIAS	0	0	0	Øb
	0.00	0.00	0.00	cm2
2At + Av : (EQUIVALENTE TOTAL)	1.42	1.42	1.42	cm2
Vc : (11-3)	14.1611	14.4335	15.4076	tonf
ƒw (-):	0.01222	0.00667	0.01283	
ƒw (+):	0.01222	0.00667	0.01283	
Vu*d/Mu (-) :	0.9830	3.5679	0.4087	
Vu*d/Mu (+) :	0.7798	3.5679	0.7378	
Vu*d/Mu < 1 (?) (-)	0.9830	1.0000	0.4087	
Vu*d/Mu < 1 (?) (+)	0.7798	1.0000	0.7378	
Vc (-) : (11-5)	13.7499	14.2979	14.6958	
Vc (+) : (11-5)	13.6274	14.2979	15.0100	
0.93 √ f'cbwd (-) :	24.9443	25.3268	27.0360	
0.93 √ f'cbwd (+) :	24.8487	25.3268	27.3734	
Vc (-) < 0.29 √ f'cbwd (-) (?)	Cumple	Cumple	Cumple	
Vc (+) < 0.29 √ f'cbwd (+) (?)	Cumple	Cumple	Cumple	
Vc :	13.6274	14.2979	14.6958	tonf
Vs :	31.7438	32.3545	34.5380	tonf
1.1 √ f'cbwd :	29.3910	29.9564	31.9781	tonf
Vs < 1.1 √ f'cbwd (?)	Reducir Smáx de d/2 a d/4	Reducir Smáx de d/2 a d/4	Reducir Smáx de d/2 a d/4	
2.1 √ f'cbwd :	56.1101	57.1895	61.0490	tonf
Vs < 2.1 √ f'cbwd (?)	Cumple	Cumple	Cumple	
ØVn :	39.0192	39.7698	42.4537	tonf
ØVn ≥ Vu (?) :	Cumple	Cumple	Cumple	

El diseño del presente ejemplo de diseño de viga con código americano ACI 318S-19, solo tuvo cambios importantes en cuanto al cálculo del aporte del concreto a cortante, puesto que dichas ecuaciones comprometen a la carga axial sea a compresión o tracción.

Cabe señalar que este código no limitó la resistencia del elemento en cuanto al aporte del acero, por lo que resultó factible colocar la cantidad necesaria o normada tal como lo indica el diseño por confinamiento. Por otro lado, si existe una limitación del aporte del concreto a cortante, sin embargo, no significó un problema para el cálculo de la resistencia nominal.

A continuación, se presenta el diseño a cortante del mismo ejemplo, con el código americano:

Tabla 12: Diseño por corte de viga peraltada con el ACI318S-19

Vu (análisis) a "d" :	23.5143	27.1203	30.7887	tonf
Vu (capacidad) :	32.0526	0.0000	18.8357	tonf
Vu :	23.5143	27.1203	18.8357	tonf
0.5ØVc :	4.2000	3.5414	3.9909	tonf
Vu > 0.5ØVc (?) :	Requiere acero mínimo	Requiere acero mínimo	Requiere acero mínimo	
S zc :	0.1000	0.1000	0.1000	m
nº de grapas :	2.0000	2.0000	2.0000	
Área de la barra de estribo para corte :	0.71	0.71	0.71	cm2
nº de grapas por torsión :	0.0000	0.0000	1.0000	
Área de la barra de estribo para torsión :	0.00	0.00	0.32	cm2
2At + Av :	1.42	1.42	1.74	cm2
Av mín :	No aplica Av mín	No aplica Av mín	0.2390	cm2
3.5bwS/fy :	No aplica Av mín	No aplica Av mín	0.2500	cm2
Av mín ≥ 3.5bwS/fy (?) :	No aplica Av mín	No aplica Av mín	Tomar máx. acero mínimo	
ESTRIBO	2	2	2	Ø3/8"
	0.71	0.71	0.71	cm2
GRAPAS COMPLEMENTARIAS	0	0	1	Ø1/4"
	0.00	0.00	0.32	cm2
2At + Av : (EQUIVALENTE TOTAL)	1.42	1.42	1.74	cm2
pw (-) :	0.0056	0.0033	0.0081	
pw (+) :	0.0067	0.0033	0.0048	
Vc (-) = (0.53(f'c)^.5+Nu/(6*Ag))bwd:	15.9611	15.9588	15.9609	tonf
Vc (+) = (0.53(f'c)^.5+Nu/(6*Ag))bwd:	15.9611	15.9588	15.9609	tonf
Vc (-) = 2.1(pw)^1/3*(f'c)^.5+Nu/(6Ag)bwd:	11.2001	9.4438	12.6828	tonf
Vc (+) = 2.1(pw)^1/3*(f'c)^.5+Nu/(6Ag)bwd:	11.9020	9.4438	10.6423	tonf
Vc máx = (1.33(f'c)^.5)bwd:	40.0593	40.0593	40.0593	tonf
Vc :	11.2001	9.4438	10.6423	tonf
Vs :	31.7438	32.3545	42.3212	tonf
ØVn :	32.2079	31.3487	39.7226	tonf
ØVn ≥ Vu (?) :	Cumple	Cumple	Cumple	

El diseño con la Norma E.060 y el código ACI318S-19, mantiene el mismo acero longitudinal y transversal de la viga, por lo que no se evidencia diferencia en ambos diseños.

Diseño de losa maciza

Se realizó el diseño de la losa maciza, con un espesor de .15m, un valor de $f'c$ de 280kgf/cm² y un esfuerzo a la cedencia de 4200kgf/cm², el factor de reducción de resistencia a flexión fue de 0.9 y de corte de 0.85. En un inicio se realizó la verificación del esfuerzo actuante a compresión:

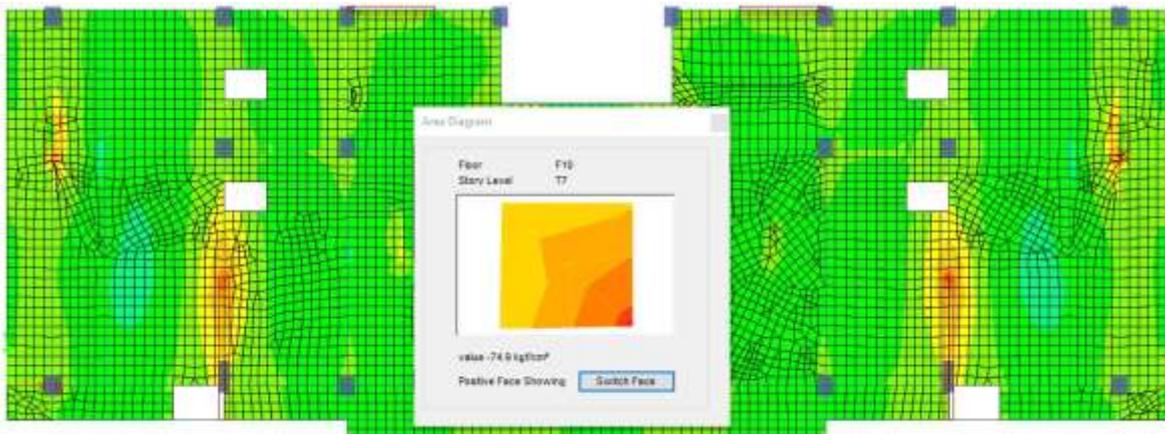


Figura 10. Esfuerzo a compresión en “bottom fase” (S11) para la dirección XX
 $f_c = 74.9 \text{ kgf/cm}^2 \leq f'c = 280 \text{ kgf/cm}^2$ **OK**

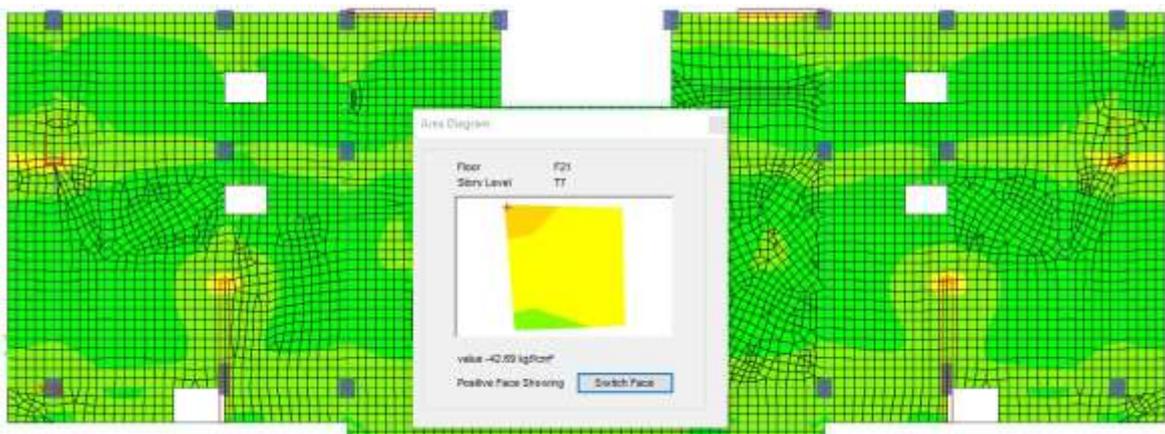


Figura 11. Esfuerzo a compresión en “bottom fase” (S22) para la dirección YY

$$f_c = 42.69 \text{ kgf/cm}^2 \leq f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2 \text{ OK}$$

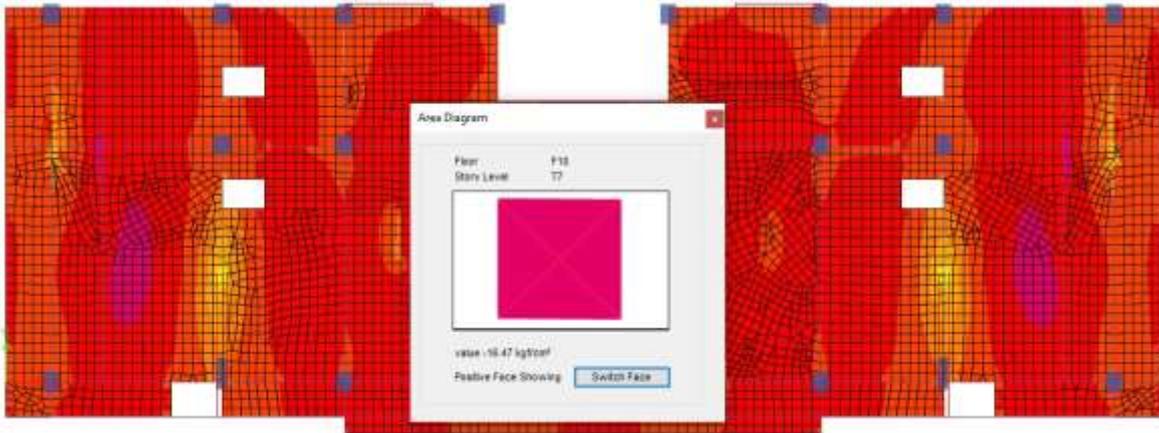


Figura 12. Esfuerzo a compresión en “top fase” (S11) para la dirección XX
 $f_c = 16.47 \text{ kgf/cm}^2 \leq f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$ **OK**

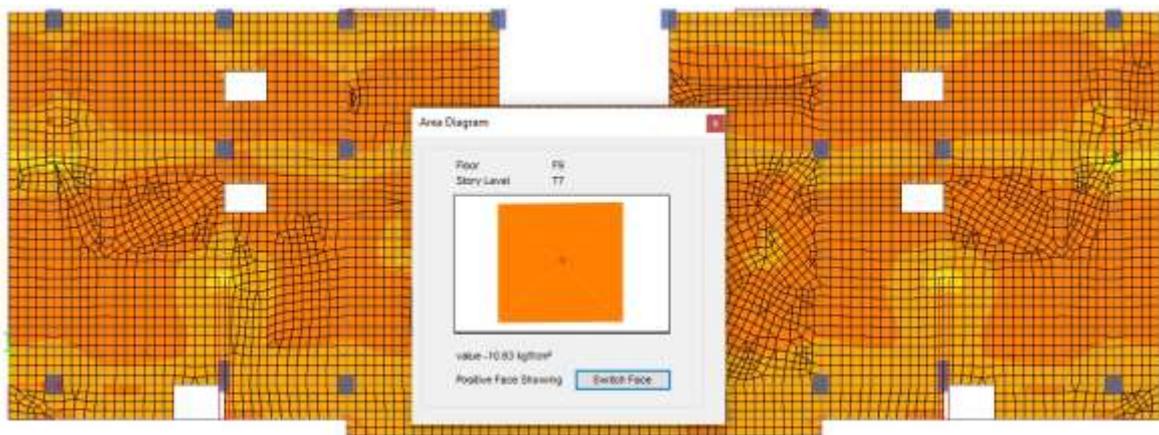


Figura 13. Esfuerzo a compresión en “top fase” (S22) para la dirección YY
 $f_c = 15.56 \text{ kgf/cm}^2 \leq f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$ **OK**

El diseño a flexión se desarrolló considerando la combinación de cargas gravitacionales de 1.4CM+1.7CM. A continuación, se presenta el cálculo realizado:

Para Mu11 (-):

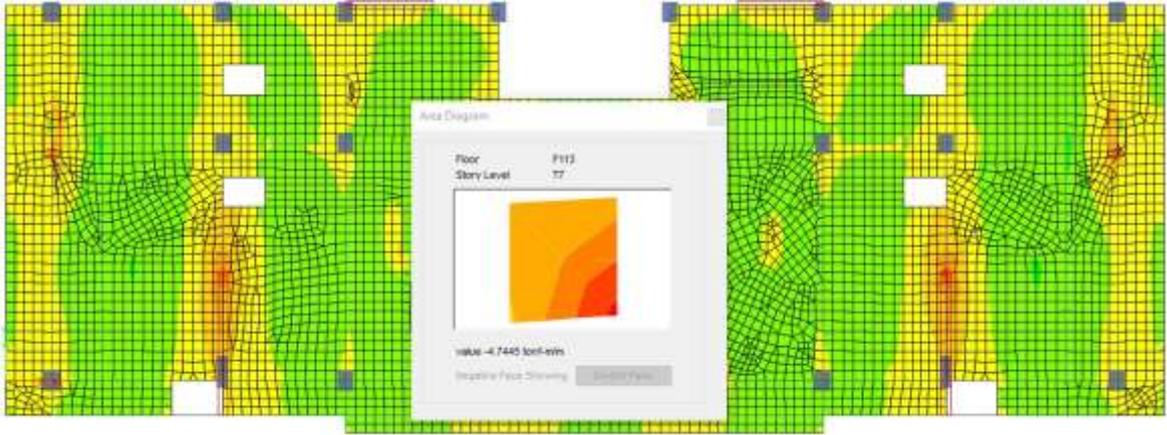


Figura 14. Diagrama de momentos flectores negativos en dirección XX

Tabla 13: Diseño por flexión en dirección XX

$f'c =$	2800	ton/m ²	
$f_y =$	42000	ton/m ²	
$d:$	0.119	m	
$b:$	1.00	m	
\emptyset flexión:	0.9		
$M_u:$	4.74	ton-m/m	
$R_n =$	374.47	ton/m ² /m	
$r_o =$	0.009756	/m	
$A_s \text{ req} =$	11.58	cm ² /m	
$A_{s \text{ m\u00edn}} =$	2.13570	cm ² /m	
$\emptyset 1/2''$	1.29	cm ²	
$S =$	0.111	m	
Usar:			
$S =$	0.100	m	
$A_s \text{ real} =$	12.90	cm ² /m	
$a =$	0.02	m	
$\emptyset M_n =$	5.23	ton-m	OK

Para Mu22 (-):

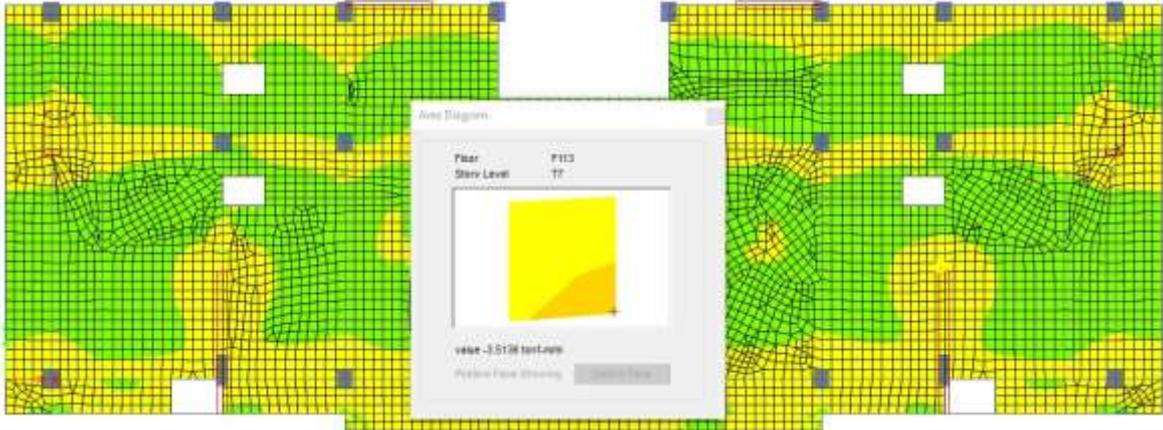


Figura 15. Diagrama de momentos flectores negativos en dirección YY

Tabla 14: Diseño por flexión en dirección YY

f'c =	2800	ton/m2	
fy=	42000	ton/m2	
d:	0.119	m	
b:	1.00	m	
Ø flexión:	0.9		
Mu:	3.51	ton-m/m	
Rn=	277.32	ton/m2/m	
ro=	0.007040	/m	
As req =	8.35	cm2/m	
Asmín =	2.13570	cm2/m	
Ø1/2"	1.29	cm2	
S =	0.154	m	
Usar:			
S =	0.150	m	
As real =	8.60	cm2/m	
a =	0.02	m	
ØMn =	3.61	ton-m	OK

Para Mu11 (+):

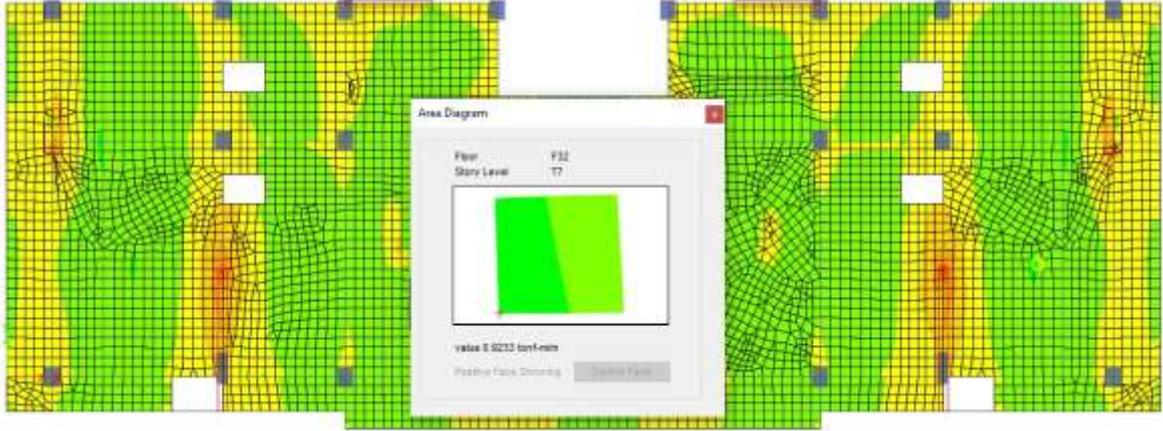


Figura 16. Diagrama de momentos flectores positivos en dirección XX

Tabla 15: Diseño por flexión en dirección XX

f'c =	2800	ton/m2	
fy=	42000	ton/m2	
d:	0.120	m	
b:	1.00	m	
Ø flexión:	0.9		
Mu:	0.92	ton-m/m	
Rn=	70.96	ton/m2/m	
ro=	0.001716	/m	
As req =	2.06	cm2/m	
Asmín =	2.16428	cm2/m	
Ø3/8"	0.71	cm2	
S =	0.328	m	
Usar:			
S =	0.200	m	
As real =	3.55	cm2/m	
a =	0.01	m	
ØMn =	1.57	ton-m	OK

Para Mu22 (+):

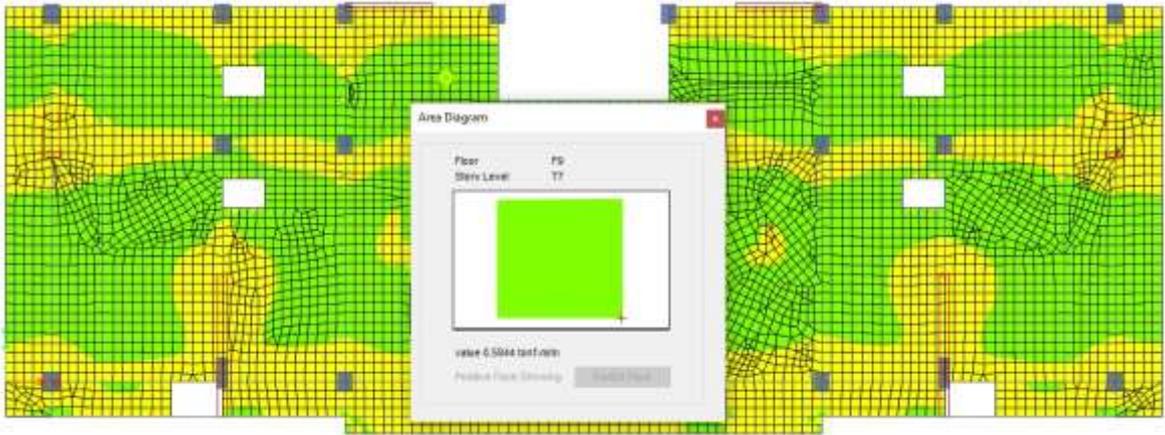


Figura 17. Diagrama de momentos flectores positivos en dirección YY

Tabla 16: Diseño por flexión en dirección YY

f'c =	2800	ton/m ²	
f _y =	42000	ton/m ²	
d:	0.120	m	
b:	1.00	m	
Ø flexión:	0.9		
Mu:	0.58	ton-m/m	
Rn=	44.91	ton/m ² /m	
ro=	0.001080	/m	
As req =	1.30	cm ² /m	
Asmín =	2.16428	cm ² /m	
Ø3/8"	0.71	cm ²	
S =	0.328	m	
Usar:			
S =	0.200	m	
As real =	3.55	cm ² /m	
a =	0.01	m	
ØMn =	1.57	ton-m	OK

El diseño por corte se realizó de acuerdo en función de la demanda por cargas gravitacionales:

Para V13(+):

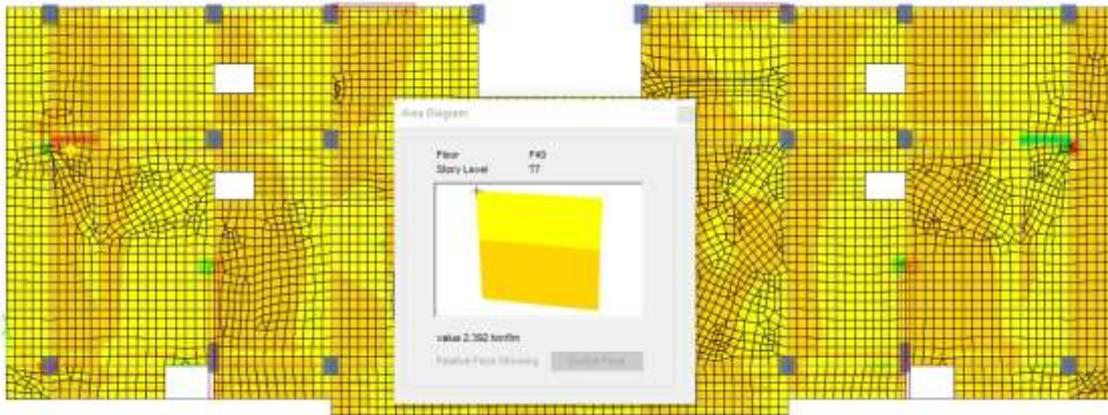


Figura 18. Diagrama de fuerzas cortantes positivos en dirección XX

$f'c =$	2800	ton/m ²				
$f_y =$	42000	ton/m ²				
d:	0.119	m				
b:	1.00	m				
$V_u =$	2.39	ton/m				
ϕ corte:	0.85					
$\phi V_c =$	8.94	ton/m	>	2.39	ton/m	OK

Para V23(-):

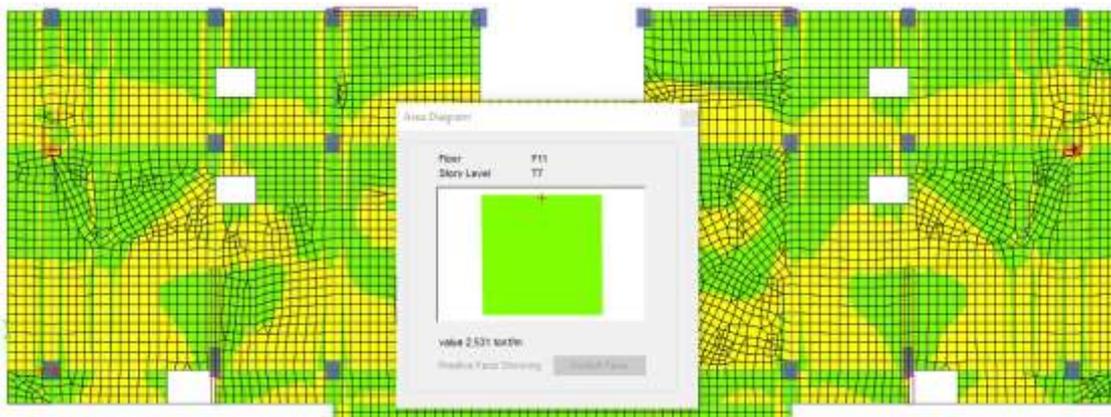


Figura 19. Diagrama de fuerzas cortantes negativos en dirección YY

$f'c =$	2800	ton/m ²
$f_y =$	42000	ton/m ²
d:	0.119	m

b:	1.00	m				
Vu =	2.53	ton/m				
Ø corte:	0.85					
ØVc =	8.94	ton/m	>	2.53	ton/m	OK

Diseño de escalera

El diseño la escalera se realizó en el programa SAP2000, la metodología usada para diseñar este elemento fue modelándolo por un metro lineal, un con un espesor correspondiente al descanso y rampa. Esta metodología usada nos brindó el acero longitudinal debido a la flexión, mientras que el acero transversal se obtuvo con una cuantía mínima.

Se realizó el modelamiento matemático mediante elementos frame:

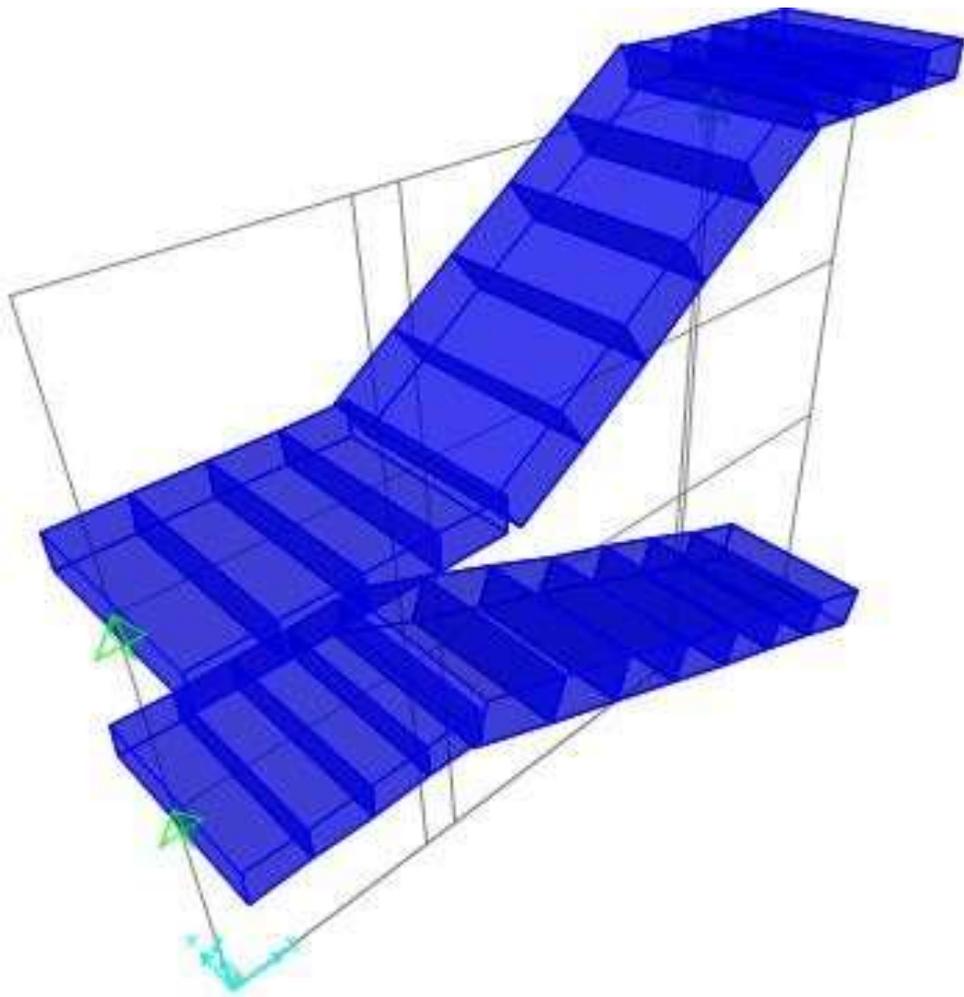


Figura 20. Modelamiento matemático en SAP2000

Posteriormente, se procedió a realizar un metrado de cargas para el descanso y rampa, estos datos fueron:

Tabla 17: Metrado de cargas para rampa de escalera

Rampa

wD:

	P.U.	e	L	C. Predeterm.		
	tonf/m3	m	m	tonf/m2		
Pp:	2.4	0.2449	1		=	0.58776
CMa:			1	0.1	=	0.1

wL:

	P.U.	e	L	C. Predeterm.		
	tonf/m3	m	m	tonf/m2		
CV:			1	0.2	=	0.2

Cu 1.4wD+1.7wL:	1.30	tonf/m
----------------------------------	------	--------

Tabla 18: Metrado de cargas para descanso de escalera

Descanso

wD:

	P.U.	e	L	C. Predeterm.		
	tonf/m3	m	m	tonf/m2		
Pp:	2.4	0.175	1		=	0.42
CMa:			1	0.1	=	0.1

wL:

	P.U.	e	L	C. Predeterm.		
	tonf/m3	m	m	tonf/m2		
CV:			1	0.2	=	0.2

Cu 1.4wD+1.7wL:	1.07	tonf/m
----------------------------------	------	--------

Los diagramas de momentos y cortantes para el primer tramo de la escalera se visualiza como:

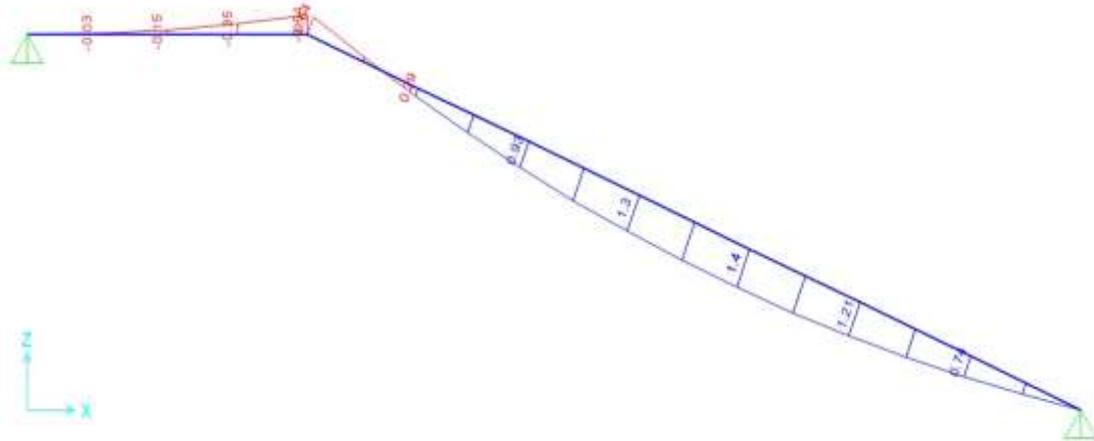


Figura 21. Análisis estructural: DMF – primer tramo

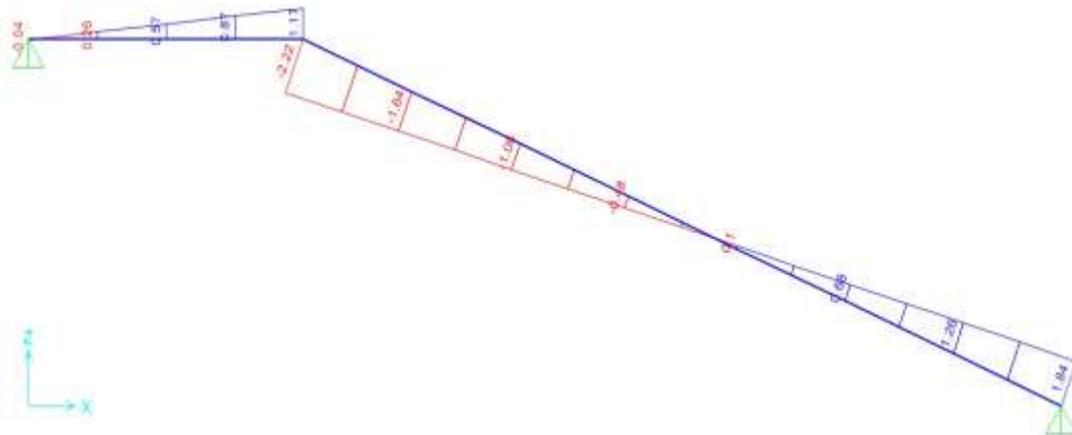


Figura 22. Análisis estructural: DFC – primer tramo

Siguiendo con el diseño, se realizó cálculo para determinar el acero inferior y superior producto de la flexión:

Tabla 19: Cálculo de acero inferior y superior para primer tramo de escalera

ACERO INFERIOR			ACERO SUPERIOR		
f'c =	2800	tonf/m ²	f'c =	2800	tonf/m ²
fy=	42000	tonf/m ²	fy=	42000	tonf/m ²
g:	0.175	m	g:	0.175	m
b:	1.00	m	b:	1.00	m
Ø flexión:	0.9		Ø flexión:	0.9	
Mu:	1.40	tonf-m/m	Mu:	0.64	tonf-m/m
Rn=	50.79	tonf/m ² /m	Rn=	23.22	tonf/m ² /m
			ro=	0.000556	/m

ro=	0.001223	/m
-----	----------	----

As req =	2.14	cm2/m
Asmín =	3.15	cm2/m
Ø3/8"	0.71	cm2
S =	0.225	m
Usar:		
S =	0.20	m
As real =	3.55	cm2/m
a =	0.01	m
ØMn =	2.31	tonf-m/m OK

As req =	0.97	cm2/m
Asmín =	3.15	cm2/m
Ø3/8"	0.71	cm2
S =	0.225	m
Usar:		
S =	0.20	m
As real =	3.55	cm2/m
a =	0.01	m
ØMn =	2.31	tonf-m/m OK

El efecto cortante fue controlado por el aporte del concreto:

Tabla 20: Diseño de refuerzo transversal para primer tramo de escalera

f'c =	2800	tonf/m2			
fy=	42000	tonf/m2			
g:	0.175	m			
b:	1.00	m			
Vu =	2.22	tonf/m			
Ø corte:	0.85				
ØVc =	13.192	tonf/m	>	2.22	tonf/m OK

Los diagramas de momentos y cortantes para el segundo tramo de la escalera se visualiza como:

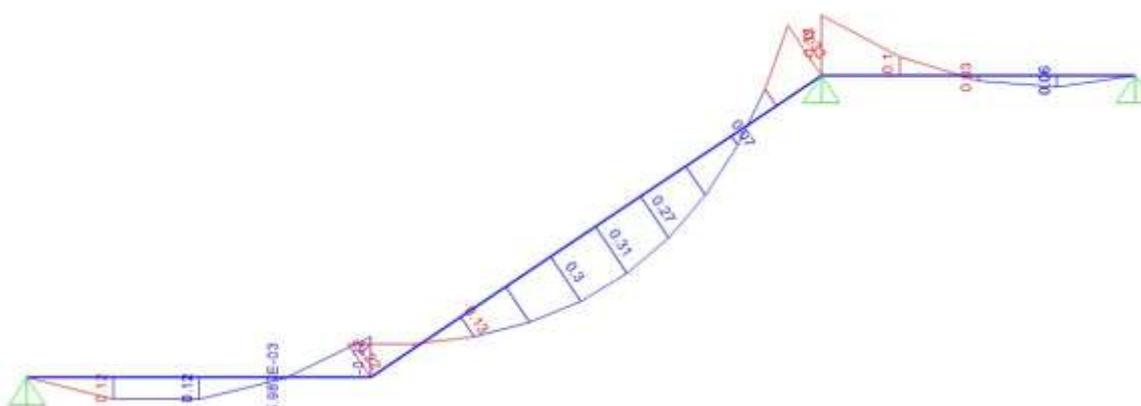


Figura 23. Análisis estructural: DMF – segundo tramo

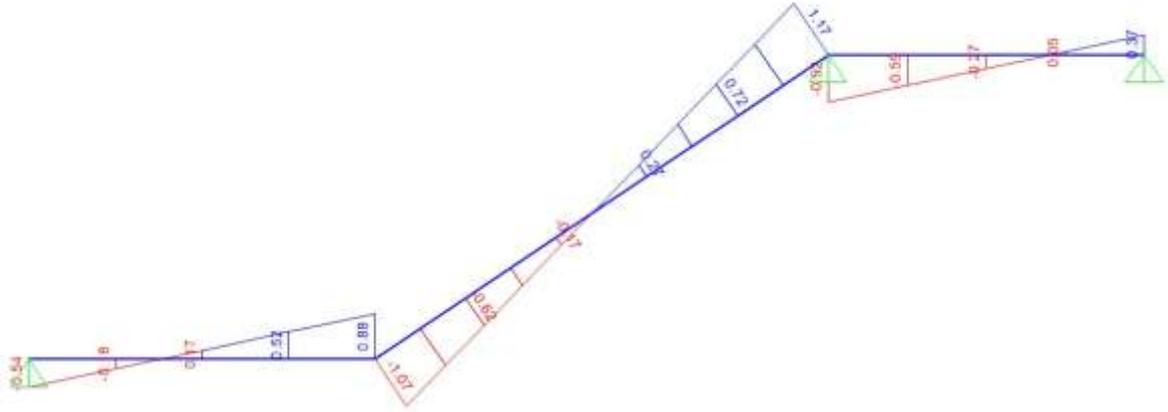


Figura 24. Análisis estructural: DFC – segundo tramo

Siguiendo con el diseño, se realizó cálculo para determinar el acero inferior y superior producto de la flexión:

Tabla 21: Cálculo de acero inferior y superior para segundo tramo de escalera

ACERO INFERIOR				ACERO SUPERIOR			
f'c =	2800	tonf/m ²		f'c =	2800	tonf/m ²	
fy=	42000	tonf/m ²		fy=	42000	tonf/m ²	
g:	0.175	m		g:	0.175	m	
b:	1.00	m		b:	1.00	m	
Ø flexión:	0.9			Ø flexión:	0.9		
Mu:	0.31	tonf-m/m		Mu:	0.33	tonf-m/m	
Rn=	11.25	tonf/m ² /m		Rn=	11.97	tonf/m ² /m	
ro=	0.000268	/m		ro=	0.000286	/m	
As req =	0.47	cm ² /m		As req =	0.50	cm ² /m	
Asmín =	3.15	cm ² /m		Asmín =	3.15	cm ² /m	
Ø3/8"	0.71	cm ²		Ø3/8"	0.71	cm ²	
S =	0.225	m		S =	0.225	m	
Usar:				Usar:			
S =	0.20	m		S =	0.20	m	
As real =	3.55	cm ² /m		As real =	3.55	cm ² /m	
a =	0.01	m		a =	0.01	m	
ØMn =	2.31	tonf-m/m	OK	ØMn =	2.31	tonf-m/m	OK

El efecto cortante fue controlado por el aporte del concreto:

Tabla 22: Diseño por corte en un sentido para segundo tramo de escalera

f'c =	2800	tonf/m ²			
fy=	42000	tonf/m ²			
g:	0.175	m			
b:	1.00	m			
Vu =	2.22	tonf/m			
Ø corte:	0.85				
ØVc =	13.192	tonf/m	>	2.22	tonf/m OK

El acero transversal se calculó como sigue:

Tabla 23: Diseño de refuerzo transversal para segundo tramo de escalera

f'c =	2800	tonf/m ²
fy=	42000	tonf/m ²
g:	0.175	m
b:	1.00	m
Ø flexión:	0.9	
Asmín =	3.15	cm ² /m
Ø3/8"	0.71	cm ²
S =	0.225	m
Usar:		
S =	0.20	m

Diseño de columnas

El diseño de columnas se ha realizado considerando el valor del esfuerzo a compresión del concreto de 280kgf/cm², el esfuerzo de fluencia del acero de 4200kgf/cm², la sección del elemento es de .40x.50 y un recubrimiento de .04m. El diseño de columna obedece al requerimiento de la Norma E.060, así mismo satisface la demanda de la columna C19. El diseño por flexo-compresión está dado por el siguiente procedimiento:

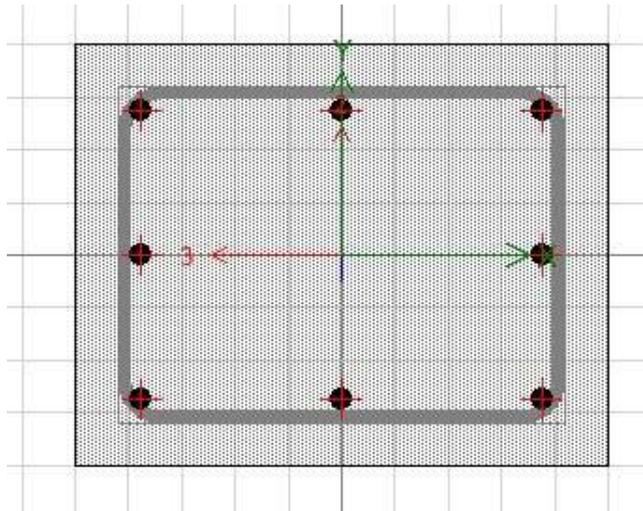


Figura 25. Sección de columna C19

El armado final del elemento fue: $4\text{Ø}3/4''+2\text{Ø}3/4''+2\text{Ø}3/4''$.

En primer lugar, obtenemos la demanda por cada patrón de cargas, es decir, carga muerta, carga viva, y sismo en ambas direcciones, para las tres estaciones del elemento.

Tabla 24: Demanda por cada patrón de carga para las estaciones "0.00m", "1.72m" y "3.45"

Estación	Combinación de carga	P	M2	M3
m		(Fuerza Axial) tonf	(Momento) tonf-m	(Momento) tonf-m
0.00	CM	-73.05	0.8121	0.0148
0.00	CV	-15.85	1.1030	0.8680
0.00	SXX Max	12.54	1.1339	4.5918
0.00	SYX Max	23.60	5.0561	2.0916
1.72	CM	-72.22	-0.1995	-0.0085
1.72	CV	-15.85	0.5140	0.5614
1.72	SXX Max	12.54	0.3750	1.1251
1.72	SYX Max	23.60	1.6559	0.5512
3.45	CM	-71.39	-1.2110	-0.0318
3.45	CV	-15.85	-0.1198	0.2527
3.45	SXX Max	12.54	0.7146	2.3459
3.45	SYX Max	23.60	1.7848	1.1276

La demanda amplificada de diseño está dada por las ecuaciones de combinaciones de carga:

Para estación "0m":

Tabla 25: Combinaciones de diseño en dirección XX y YY para la estación 0.00m

COMBINACIONES DE DISEÑO E.060				
	COMBOS	P	M2	M3
C. GRAVEDAD	1.4CM+1.7CV	129.20768	3.01204	1.49632
SIS XX	1.25(CM+CV)+SISXX	123.659275	3.527775	5.6953
	1.25(CM+CV)-SISXX	98.579475	1.259975	-3.4883
	0.9CM+SISXX	78.28391	1.86479	4.60512
	0.9CM-SISXX	53.20411	-0.40301	-4.57848
C. GRAVEDAD	1.4CM+1.7CV	129.20768	3.01204	1.49632
SIS YY	1.25(CM+CV)+SISYY	134.717375	7.449975	3.1951
	1.25(CM+CV)-SISYY	87.521375	-2.662225	-0.9881
	0.9CM+SISYY	89.34201	5.78699	2.10492
	0.9CM-SISYY	42.14601	-4.32521	-2.07828

Para estación "1.72m":

Tabla 26: Combinaciones de diseño en dirección XX y YY para la estación 1.72m

COMBINACIONES DE DISEÑO E.060				
	COMBOS	P	M2	M3
C. GRAVEDAD	1.4CM+1.7CV	128.04848	0.5945	0.94248
SIS XX	1.25(CM+CV)+SISXX	122.624275	0.768125	1.816225
	1.25(CM+CV)-SISXX	97.544475	0.018125	-0.433975
	0.9CM+SISXX	77.53871	0.19545	1.11745
	0.9CM-SISXX	52.45891	-0.55455	-1.13275
C. GRAVEDAD	1.4CM+1.7CV	128.04848	0.5945	0.94248
SIS YY	1.25(CM+CV)+SISYY	133.682375	2.049025	1.242325
	1.25(CM+CV)-SISYY	86.486375	-1.262775	0.139925
	0.9CM+SISYY	88.59681	1.47635	0.54355
	0.9CM-SISYY	41.40081	-1.83545	-0.55885

Para estación "3.45m":

Tabla 27: Combinaciones de diseño en dirección XX y YY para la estación 3.45m

COMBINACIONES DE DISEÑO E.060				
	COMBOS	P	M2	M3
C. GRAVEDAD	1.4CM+1.7CV	126.88928	3.01204	1.49632
SIS XX	1.25(CM+CV)+SISXX	121.589275	3.527775	5.6953
	1.25(CM+CV)-SISXX	96.509475	1.259975	-3.4883
	0.9CM+SISXX	76.79351	1.86479	4.60512
	0.9CM-SISXX	51.71371	-0.40301	-4.57848
C. GRAVEDAD	1.4CM+1.7CV	126.88928	3.01204	1.49632

SIS YY	1.25(CM+CV)+SISYY	132.647375	7.449975	3.1951
---------------	--------------------------	------------	----------	--------

	1.25(CM+CV)-SISYY	85.451375	-2.662225	-0.9881
	0.9CM+SISYY	87.85161	5.78699	2.10492
	0.9CM-SISYY	40.65561	-4.32521	-2.07828

La capacidad a flexo-compresión del elemento fue dado por la superficie de interacción:

Tabla 28: Data de diagrama de interacción para M33 para 0° y 180°

PUNTOS	CURVA 1		CURVA 13	
	M33		M33	
	0°		180°	
	ØMn	ØPn	ØMn	ØPn
1	0	316.9693	0	316.9693
2	7.375	316.9693	-7.375	316.9693
3	11.6876	316.9693	-11.6876	316.9693
4	15.3822	286.2059	-15.3822	286.2059
5	18.2941	252.9442	-18.2941	252.9442
6	20.4712	218.0352	-20.4712	218.0352
7	21.9923	180.6801	-21.9923	180.6801
8	22.9974	140.41	-22.9974	140.41
9	23.6958	123.6808	-23.6958	123.6808
10	24.1665	102.6086	-24.1665	102.6086
11	22.9028	70.0761	-22.9028	70.0761
12	18.7394	35.5306	-18.7394	35.5306
13	13.0228	-5.6912	-13.0228	-5.6912
14	4.8922	-59.8372	-4.8922	-59.8372
15	0	-85.8816	0	-85.8816

Tabla 29: Data de diagrama de interacción para M22 para 90° y 270°

PUNTOS	CURVA 7		CURVA 19	
	M22		M22	
	90°		270°	
	ØMn	ØPn	ØMn	ØPn
1	0	316.9693	0	316.9693
2	9.5121	316.9693	-9.5121	316.9693
3	14.8288	316.9693	-14.8288	316.9693
4	19.4609	287.6045	-19.4609	287.6045
5	23.1809	255.2279	-23.1809	255.2279
6	26.0481	221.3157	-26.0481	221.3157
7	28.1587	185.1622	-28.1587	185.1622
8	29.6779	146.4975	-29.6779	146.4975
9	31.0844	131.555	-31.0844	131.555
10	32.2715	112.8581	-32.2715	112.8581

11	31.0122	79.7732	-31.0122	79.7732
----	---------	---------	----------	---------

12	26.0083	46.1769	-26.0083	46.1769
13	18.9217	6.0544	-18.9217	6.0544
14	6.4001	-58.4801	-6.4001	-58.4801
15	0	-85.8816	0	-85.8816

Las diferentes demandas amplificadas fueron superpuestas en el diagrama de interacción, para ambas direcciones de análisis:

En dirección XX y para la estación "0m" del elemento:

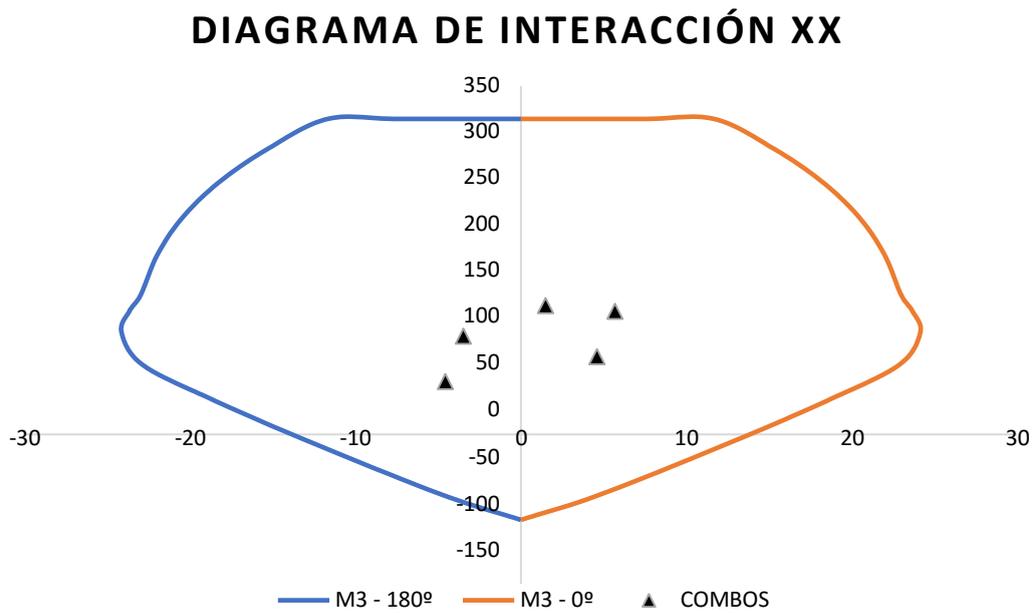


Figura 26. Diagrama de interacción para M33 y ángulos 0° y 180° en dirección XX

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN XX

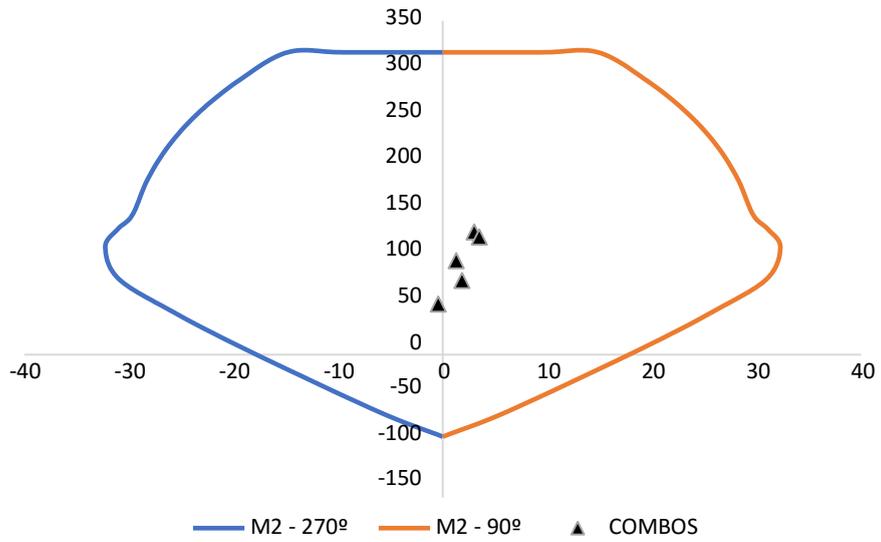


Figura 27. Diagrama de interacción para M22 y ángulos 90° y 270° en dirección XX

En dirección YY y para la estación "0m" del elemento:

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN YY

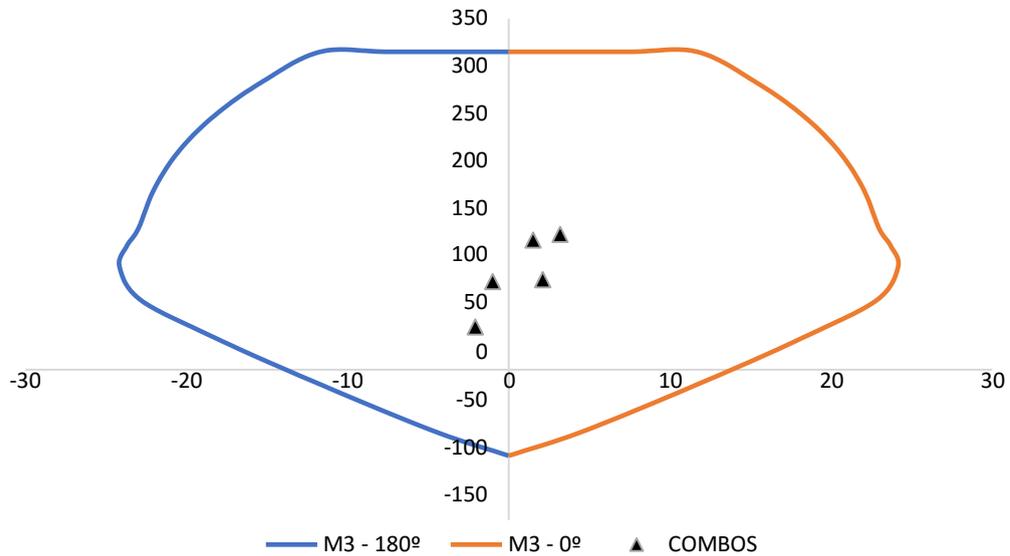


Figura 28. Diagrama de interacción para M33 y ángulos 0° y 180° en dirección YY

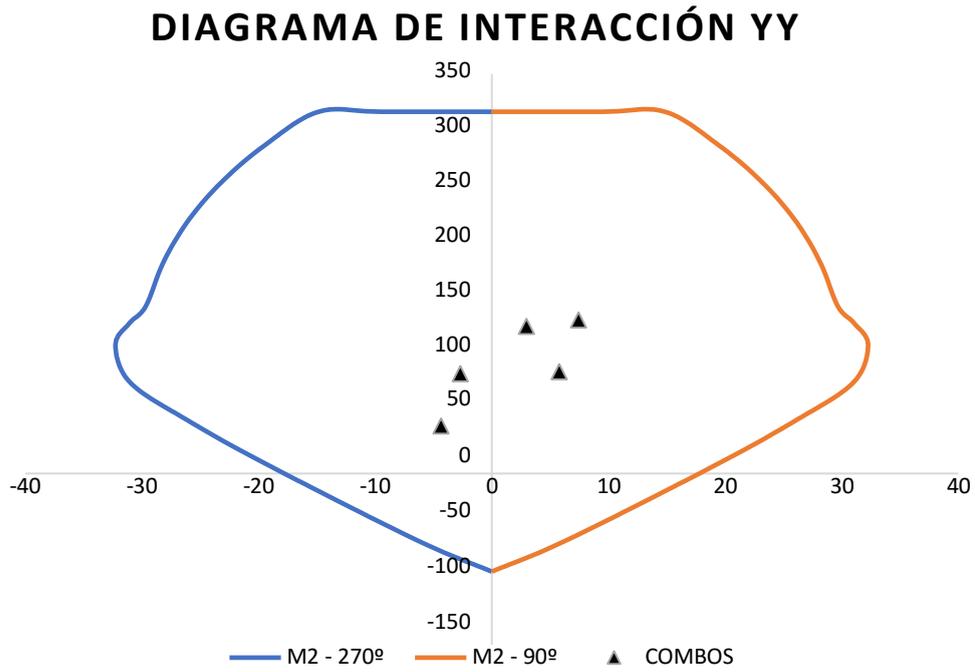


Figura 29. Diagrama de interacción para M22 y ángulos 90° y 270° en dirección YY

En dirección XX y para la estación “1.72m” del elemento:

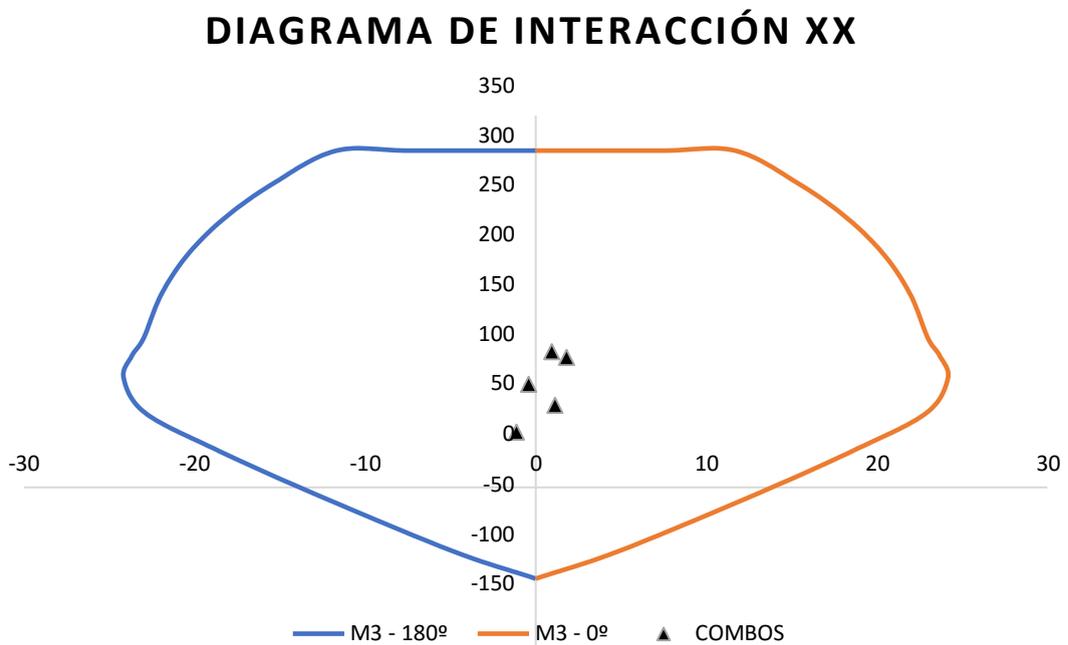


Figura 30. Diagrama de interacción para M33 y ángulos 0° y 180° en dirección XX

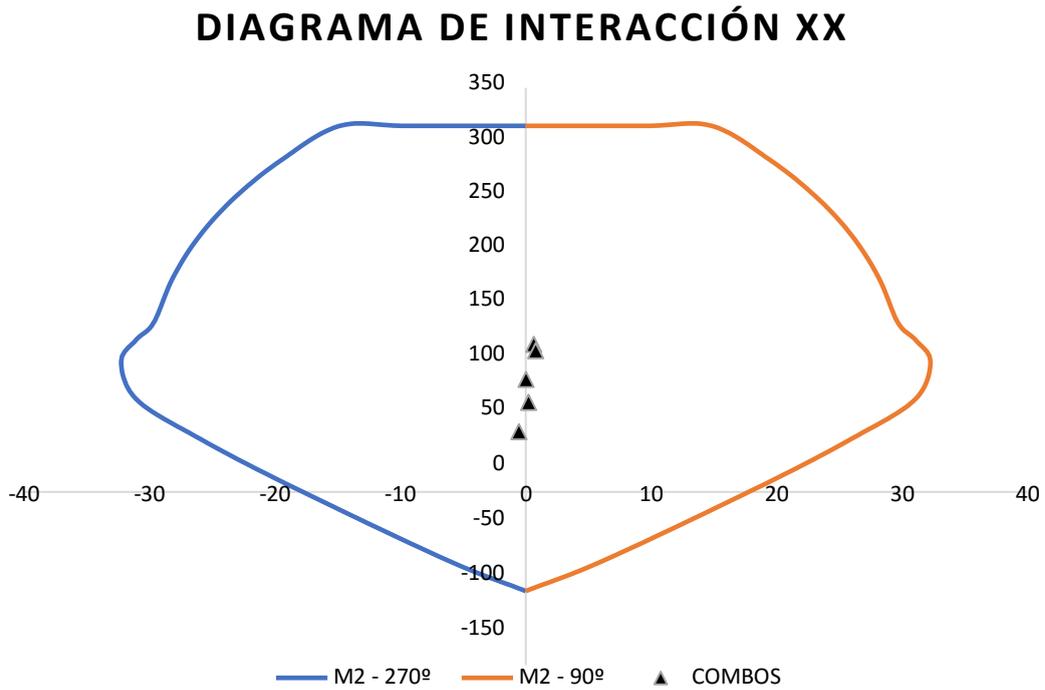


Figura 31. Diagrama de interacción para M22 y ángulos 90° y 270° en dirección XX

En dirección YY y para la estación “1.72m” del elemento:

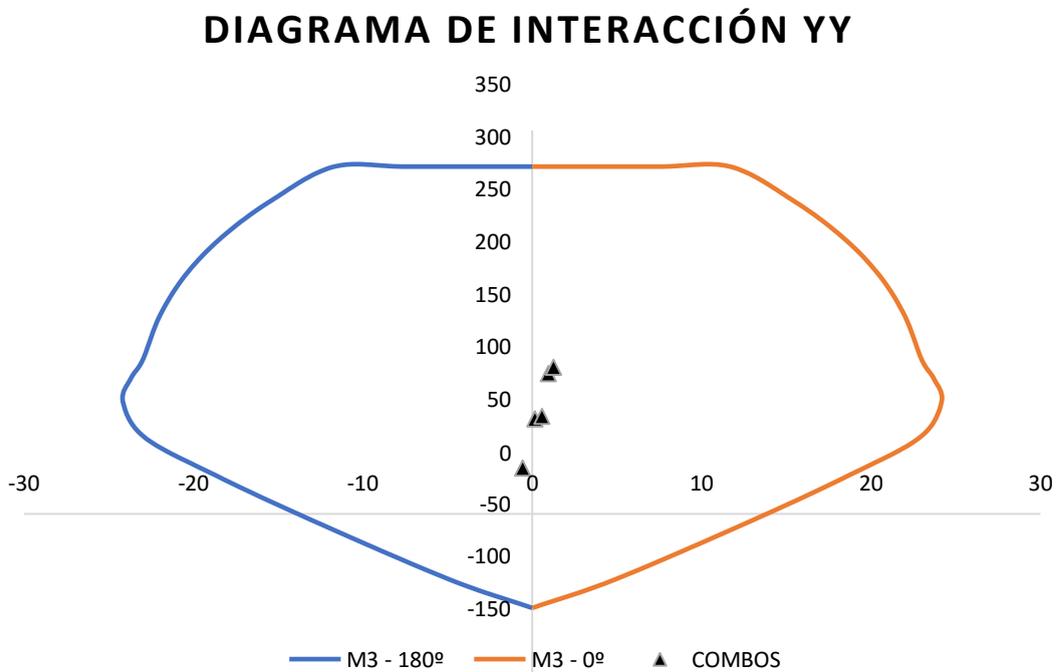


Figura 32. Diagrama de interacción para M33 y ángulos 0° y 180° en dirección YY

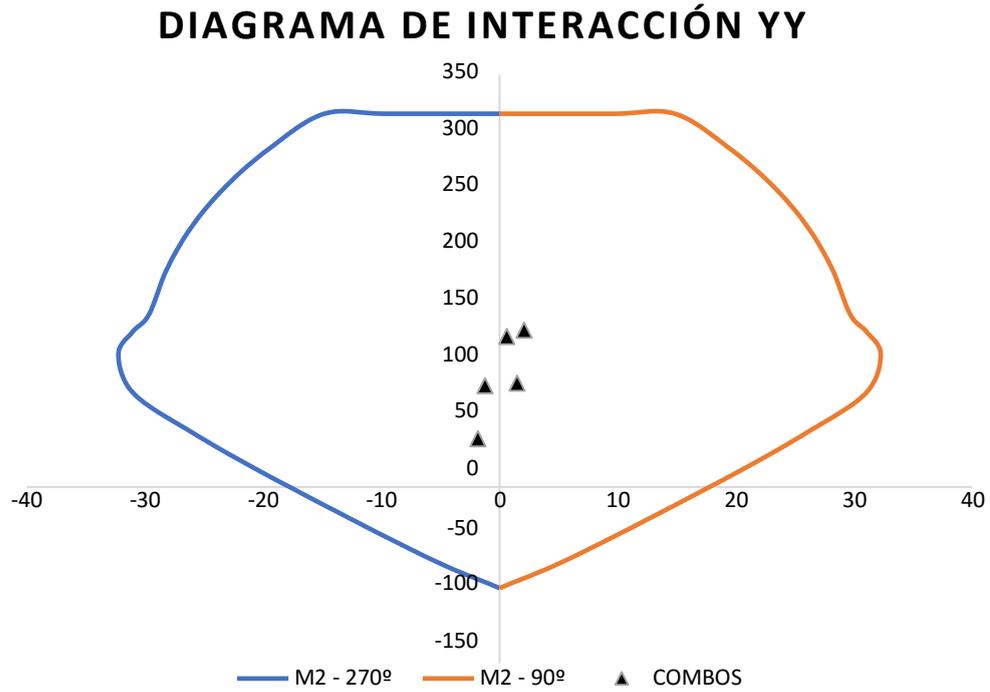


Figura 33. Diagrama de interacción para M22 y ángulos 90° y 270° en dirección YY

En dirección XX y para la estación “3.45m” del elemento:

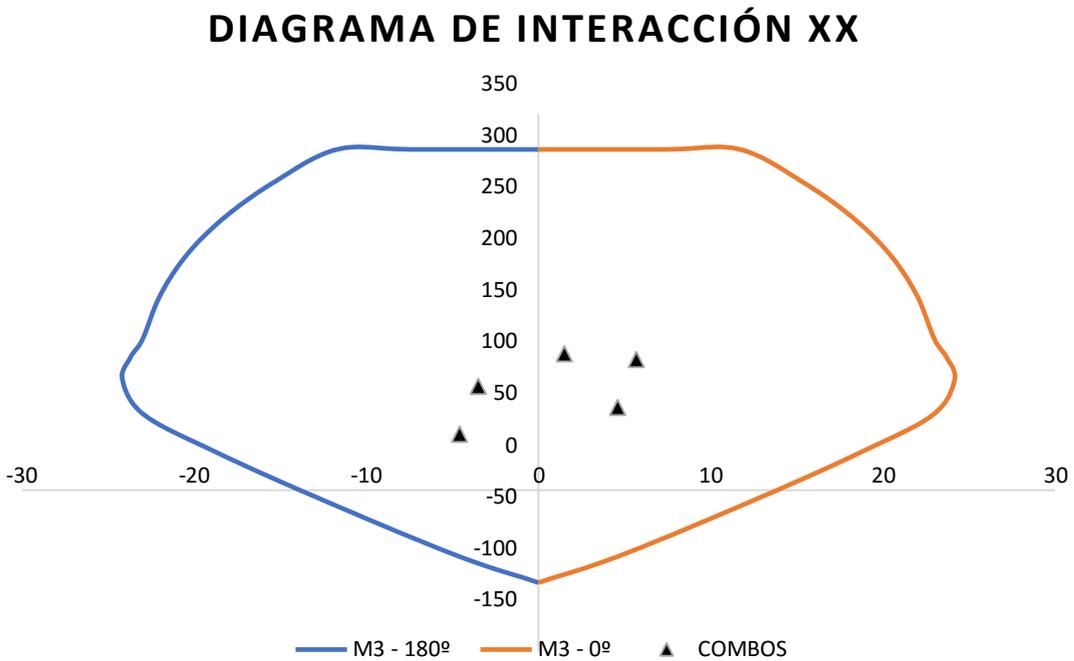


Figura 34. Diagrama de interacción para M33 y ángulos 0° y 180° en dirección XX

Figura 32. Diagrama de interacción para M33 y ángulos 0° y 180° en dirección YY

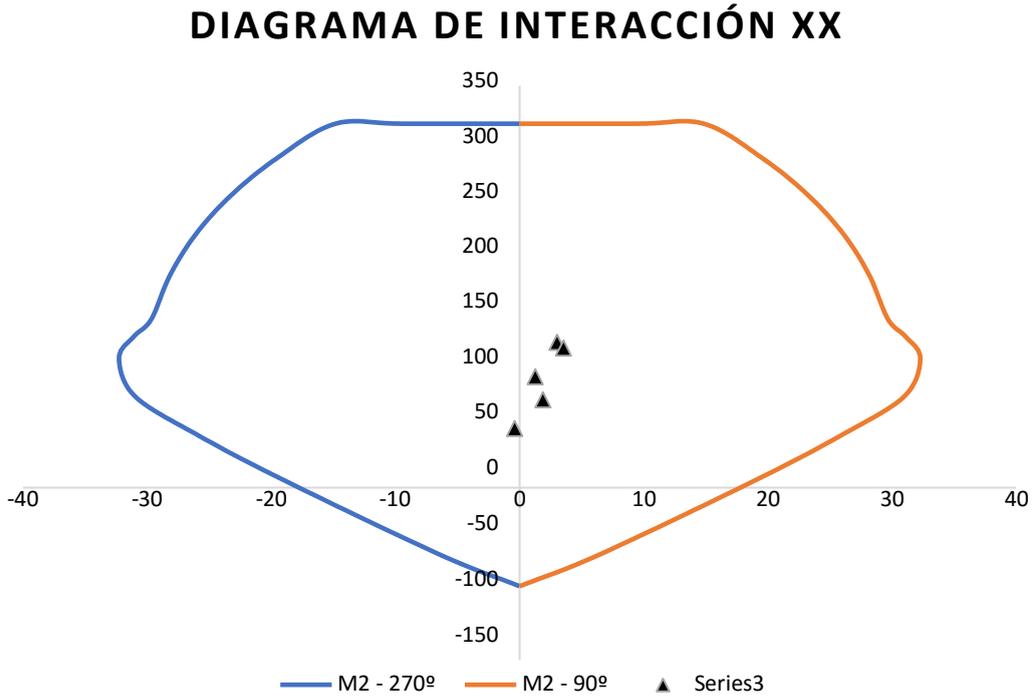


Figura 35. Diagrama de interacción para M22 y ángulos 90° y 270° en dirección XX

En dirección YY y para la estación "3.45m" del elemento:

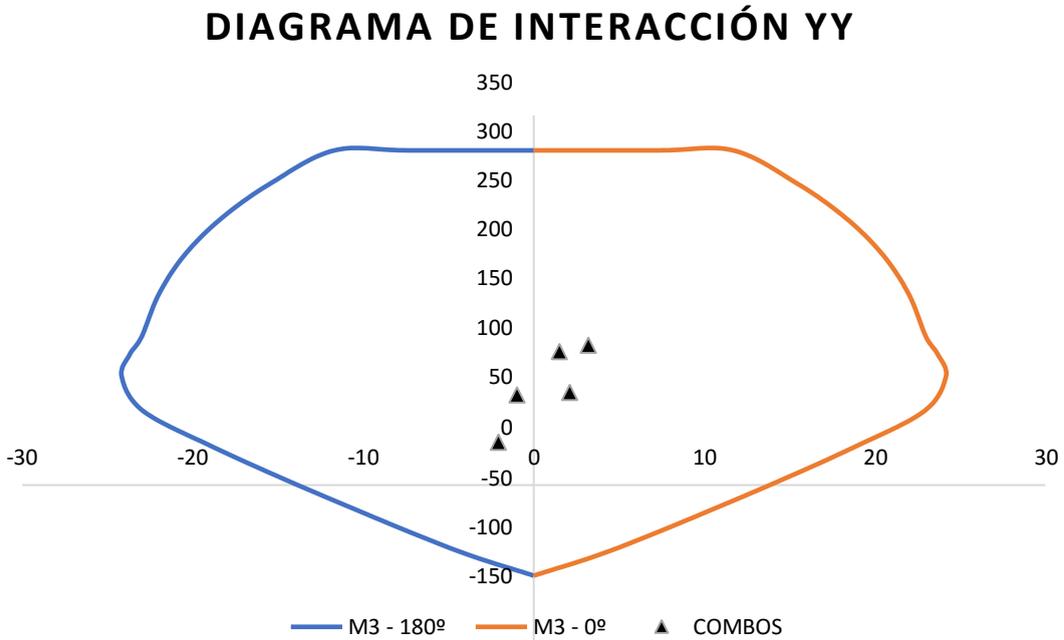


Figura 36. Diagrama de interacción para M33 y ángulos 0° y 180° en dirección YY

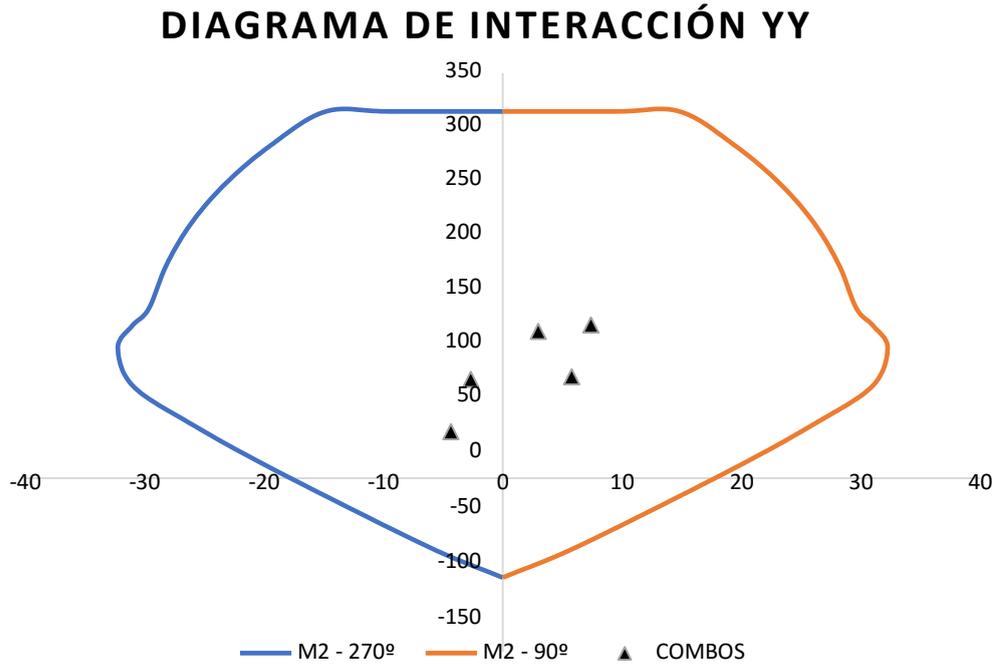


Figura 37. Diagrama de interacción para M22 y ángulos 90° y 270° en dirección YY

Posteriormente, se realizó la verificación por torsión y el diseño por corte de la columna para los análisis en ambos sentidos:

En la dirección XX y para la estación “0m” del elemento:

Tabla 30: Cargas para el diseño por corte y verificación por torsión de la columna

Nu (+):	123.659275	tonf
Mu (-) :	4.5785	tonf-m
Mu (+) :	5.6953	tonf-m
rec :	0.04	m
Øb. est :	0.009525	m
Øb. long.	0.01905	m
ds :	0.05905	m
d :	0.34095	m
f'c :	2800	tonf/m2
fy :	42000	tonf/m2
Ec :	2509980.08	tonf/m2
Tu :	0.1584	tonf-m
Acp :	0.2	m2
Pcp :	1.8	m
Ø :	0.85	
$0.27 \sqrt{f'c(Acp^2/Pcp)}$:	0.8534	tonf-m

Figura 36. Diagrama de interacción para M33 y ángulos 0° y 180° en dirección YY

$Tu < 0.27 \sqrt{f'c(Acp^2/Pcp)}$ (?) :	Torsión despreciable	
---	----------------------	--

Tabla 31: Diseño por corte y verificación por torsión para columna a 0.00m en XX

Vu (análisis) a "d" : en "0m"	7.0863	tonf
Mn (-) :	30.0125	tonf-m
Mn (+) :	29.6204	tonf-m
Mpr (-) :	30.0125	tonf-m
hn :	3.45	m
Vhiperestático :	17.3016	tonf
Vu (capacidad) :	17.3016	tonf
Mn (-) :	30.0125	tonf-m
Mn (+) :	29.6204	tonf-m
Mpr (-) :	29.6204	tonf-m
hn :	3.45	m
Vhiperestático :	-17.2557	tonf
Vu (capacidad) :	17.2557	tonf
Mprvi izq (-) :	0.00	tonf-m
Mprvi der (-) :	0.00	tonf-m
Mprvi izq (+) :	0.00	tonf-m
Mprvi der (+) :	0.00	tonf-m
Mprci (-) :	0.00	tonf-m
Mprci (+) :	0.00	tonf-m
Mpr (-) :	0.00	m
hn :	3.45	m
Vhiperestático :	4.8392	tonf
Vu (capacidad) : en "0m"	4.8392	tonf
Mprci (-) :	0.00	tonf-m
Mprci (+) :	0.00	tonf-m
Mpr (-) :	0.00	m
hn :	3.45	m
Vhiperestático :	-1.8311	tonf
Vu (capacidad) : en "0m"	1.8311	tonf
Vu :	7.0863	tonf
0.5ØVc :	5.8075	tonf
Vu > 0.5ØVc (?) :	Requiere acero mínimo	
Szc máx , "d/2" o "d/4" :	0.17	
Szc :	0.100	m
nº de grapas :	2	
Área de la barra de estribo para corte :	0.71	cm2
nº de grapas por torsión :	0	
Área de la barra de estribo para torsión :	0.00	cm2
2At + Av :	1.42	cm2

Av mín :	No aplica Av mín	cm2
-----------------	-------------------------	-----

$3.5bwS/fy :$	No aplica Av mín	cm2
$Av \text{ mín} \geq 3.5bwS/fy (?) :$	No aplica Av mín	
ESTRIBO	2	Ø3/8"
	0.71	cm2
GRAPAS COMPLEMENTARIAS	0	Ø1/4"
	0.00	cm2
2At + Av : (EQUIVALENTE TOTAL)	1.42	cm2
$Vc : (11-4)$	21.7958	tonf
$\mathcal{P}w (-):$	0.01136	
$\mathcal{P}w (+):$	0.01136	
$Mm (-) :$	-14.8832	tonf-m
$Mm (+) :$	-13.7664	tonf-m
$Vu*d/Mm (-) :$	-0.1623	
$Vu*d/Mm (+) :$	-0.1755	
$0.93 \sqrt{f'cbwd} * \sqrt{(1+Nu/35Ag)} (-) :$	44.1258	tonf
$0.93 \sqrt{f'cbwd} * \sqrt{(1+Nu/35Ag)} (+) :$	44.1258	tonf
$Vc (-) : (11-5)$	13.7097	tonf
$Vc (+) : (11-5)$	13.6648	tonf
$Vc (-) < 0.93 \sqrt{f'cbwd} (-) (?)$	Cumple	
$Vc (+) < 0.93 \sqrt{f'cbwd} (+) (?)$	Cumple	
$Vc :$	13.6648	tonf
$Vs :$	20.3343	tonf
$1.1 \sqrt{f'cbwd} :$	31.3785	tonf
$Vs < 1.1 \sqrt{f'cbwd} (?)$	$Smáx = d/2$	
$2.1 \sqrt{f'cbwd} :$	59.9044	tonf
$Vs < 2.1 \sqrt{f'cbwd} (?)$	Cumple	
$\emptyset Vn :$	28.8992	tonf
$\emptyset Vn \geq Vu (?) :$	Cumple	

En la dirección XX y para la estación "3.45m" del elemento:

Tabla 32: Cargas para el diseño por corte y verificación por torsión de la columna

Nu (+):	123.659275	tonf
Mu (-) :	4.5785	tonf-m
Mu (+) :	5.6953	tonf-m
rec :	0.04	m
Øb. est :	0.009525	m
Øb. long.	0.01905	m
ds :	0.05905	m
d :	0.34095	m
f'c :	2800	tonf/m2
fy :	42000	tonf/m2
Ec :	2509980.08	tonf/m2

Tu :	0.1584	tonf-m
-------------	--------	--------

Acp :	0.2	m2
Pcp :	1.8	m
Ø :	0.85	
$\text{Ø}0.27\sqrt{f'c(Acp^2/Pcp)}$:	0.8534	tonf-m
Tu < $\text{Ø}0.27\sqrt{f'c(Acp^2/Pcp)}$ (?) :	Torsión despreciable	

Tabla 33: Diseño por corte y verificación por torsión para columna a 3.45m en XX

Vu (análisis) a "d" : en "3.45m"	6.8912	tonf
Mn (-) :	29.9120	tonf-m
Mn (+) :	29.6781	tonf-m
Mpr (-) :	29.6781	tonf-m
hn :	3.45	m
Vhiperestático :	-17.3016	tonf
Vu (capacidad) :	17.3016	tonf
Mn (-) :	29.9120	tonf-m
Mn (+) :	29.6781	tonf-m
Mpr (-) :	29.9120	tonf-m
hn :	3.45	m
Vhiperestático :	17.2557	tonf
Vu (capacidad) :	17.2557	tonf
Mprvi izq (-) :	8.01	tonf-m
Mprvi der (-) :	6.87	tonf-m
Mprvi izq (+) :	8.01	tonf-m
Mprvi der (+) :	8.69	tonf-m
Mprci (-) :	14.88	tonf-m
Mprci (+) :	16.70	tonf-m
Mpr (-) :	16.70	m
hn :	3.45	m
Vhiperestático :	-4.8392	tonf
Vu (capacidad) : en "3.45m"	4.8392	tonf
Mprci (-) :	5.63	tonf-m
Mprci (+) :	6.32	tonf-m
Mpr (-) :	6.32	m
hn :	3.45	m
Vhiperestático :	1.8311	tonf
Vu (capacidad) : en "3.45m"	1.8311	tonf
Vu :	6.8912	tonf
0.5ØVc :	5.807525714	
Vu > 0.5ØVc (?) :	Requiere acero mínimo	
Szc máx , "d/2" o "d/4" :	0.17	
Szc :	0.100	m
nº de grapas :	2	
Área de la barra de estribo para corte :	0.71	cm2

nº de grapas por torsión :	0	
Área de la barra de estribo para torsión :	0.00	cm2
2At + Av :	1.42	cm2
Av mín :	No aplica Av mín	cm2
3.5bwS/fy :	No aplica Av mín	cm2
Av mín ≥ 3.5bwS/fy (?) :	No aplica Av mín	
ESTRIBO	2	Ø3/8"
	0.71	cm2
GRAPAS COMPLEMENTARIAS	0	Ø1/4"
	0.00	cm2
2At + Av : (EQUIVALENTE TOTAL)	1.42	cm2
Vc : (11-4)	21.7958	tonf
ƒw (-):	0.01136	
ƒw (+):	0.01136	
Mm (-) :	-14.8832	tonf-m
Mm (+) :	-13.7664	tonf-m
Vu*d/Mm (-) :	-0.1579	
Vu*d/Mm (+) :	-0.1707	
0.93 √ f'cbwd*√ (1+Nu/35Ag) (-) :	44.1258	tonf
0.93 √ f'cbwd*√ (1+Nu/35Ag) (+) :	44.1258	tonf
Vc (-) : (11-5)	13.7097	tonf
Vc (+) : (11-5)	13.6648	tonf
Vc (-) < 0.93 √ f'cbwd (-) (?)	Cumple	
Vc (+) < 0.93 √ f'cbwd (+) (?)	Cumple	
Vc :	13.6648	tonf
Vs :	20.3343	tonf
1.1 √ f'cbwd :	31.3785	
Vs < 1.1 √ f'cbwd (?)	Smáx = d/2	
2.1 √ f'cbwd :	59.9044	tonf
Vs < 2.1 √ f'cbwd (?)	Cumple	
ØVn :	28.8992	tonf
ØVn ≥ Vu (?) :	Cumple	

En la dirección YY y para la estación "0m" del elemento:

Tabla 34: Cargas para el diseño por corte y verificación por torsión de la columna

Nu (+):	132.647375	tonf
Mu (-) :	4.3252	tonf-m
Mu (+) :	7.4500	tonf-m
rec :	0.04	m
Øb. est :	0.009525	m
Øb. long.	0.01905	m
ds :	0.05905	m
d :	0.44095	m

f'c :	2800	tonf/m2
fy :	42000	tonf/m2
Ec :	2509980.08	tonf/m2
Tu :	0.1584	tonf-m
Acp :	0.2	m2
Pcp :	1.8	m
Ø :	0.85	
Ø0.27√ f'c(Acp^2/Pcp) :	0.8534	tonf-m
Tu < Ø0.27√ f'c(Acp^2/Pcp) (?) :	Torsión despreciable	

Tabla 35: Diseño por corte y verificación por torsión para columna a 0.00m en YY

Vu (análisis) a "d" : en "0m"	7.9226	tonf
Mn (-) :	39.1339	tonf-m
Mn (+) :	-38.4834	tonf-m
Mpr (-) :	39.1339	tonf-m
hn :	3.45	m
Vhiperestático :	22.5684	tonf
Vu (capacidad) :	22.5684	tonf
Mn (-) :	39.1339	tonf-m
Mn (+) :	-38.4834	tonf-m
Mpr (-) :	-38.4834	tonf-m
hn :	3.45	m
Vhiperestático :	-0.1600	tonf
Vu (capacidad) :	0.1600	tonf
Mprvi izq (-) :	0.00	tonf-m
Mprvi der (-) :	0.00	tonf-m
Mprvi izq (+) :	0.00	tonf-m
Mprvi der (+) :	0.00	tonf-m
Mprci (-) :	0.00	tonf-m
Mprci (+) :	0.00	tonf-m
Mpr (-) :	0.00	m
hn :	3.45	m
Vhiperestático :	1.8604	tonf
Vu (capacidad) : en "0m"	1.8604	tonf
Mprci (-) :	0.00	tonf-m
Mprci (+) :	0.00	tonf-m
Mpr (-) :	0.00	m
hn :	3.45	m
Vhiperestático :	-1.8604	tonf
Vu (capacidad) : en "0m"	1.8604	tonf
Vu :	7.92	tonf
0.5ØVc :	5.9872	tonf
Vu > 0.5ØVc (?) :	Requiere acero mínimo	

Szc máx , "d/2" o "d/4" :	0.22	
Szc :	0.100	m
nº de grapas :	2	
Área de la barra de estribo para corte :	0.71	cm2
nº de grapas por torsión :	0	
Área de la barra de estribo para torsión :	0.00	cm2
2At + Av :	1.42	cm2
Av mín :	No aplica Av mín	cm2
3.5bwS/fy :	No aplica Av mín	cm2
Av mín ≥ 3.5bwS/fy (?) :	No aplica Av mín	
ESTRIBO	2	Ø1/2"
	0.71	cm2
GRAPAS COMPLEMENTARIAS	0	Ø1/2"
	0.00	cm2
2At + Av : (EQUIVALENTE TOTAL)	1.42	cm2
Vc : (11-4)	23.0529	tonf
ƒw (-):	0.01136	
ƒw (+):	0.01136	
Mm (-) :	-21.5253	tonf-m
Mm (+) :	-18.4005	tonf-m
Vu*d/Mm (-) :	-0.1623	
Vu*d/Mm (+) :	-0.1899	
0.93 √ f'cbwd*√ (1+Nu/35Ag) (-) :	46.7017	tonf
0.93 √ f'cbwd*√ (1+Nu/35Ag) (+) :	46.7017	tonf
Vc (-) : (11-5)	14.1847	tonf
Vc (+) : (11-5)	14.0875	tonf
Vc (-) < 0.93 √ f'cbwd (-) (?)	Cumple	
Vc (+) < 0.93 √ f'cbwd (+) (?)	Cumple	
Vc :	14.0875	tonf
Vs :	26.2983	tonf
1.1 √ f'cbwd :	32.4654	tonf
Vs < 1.1 √ f'cbwd (?)	Smáx = d/2	
2.1 √ f'cbwd :	61.9794	tonf
Vs < 2.1 √ f'cbwd (?)	Cumple	
ØVn :	34.3279	tonf
ØVn ≥ Vu (?) :	Cumple	

En la dirección YY y para la estación "3.45m" del elemento:

Tabla 36: Cargas para el diseño por corte y verificación por torsión de la columna

Nu (+):	132.647375	tonf
Mu (-) :	4.3252	tonf-m
Mu (+) :	7.4500	tonf-m
rec :	0.04	m

\emptyset b. est :	0.009525	m
\emptyset b. long.	0.01905	m
ds :	0.05905	m
d :	0.44095	m
f'c :	2800	tonf/m ²
fy :	42000	tonf/m ²
Ec :	2509980.08	tonf/m ²
Tu :	0.1584	tonf-m
Acp :	0.2	m ²
Pcp :	1.8	m
\emptyset :	0.85	
$\emptyset 0.27 \sqrt{f'c(Acp^2/Pcp)}$:	0.8534	tonf-m
Tu < $\emptyset 0.27 \sqrt{f'c(Acp^2/Pcp)}$ (?) :	Torsión despreciable	

Tabla 37: Diseño por corte y verificación por torsión para columna a 3.45m en YY

Vu (análisis) a "d" : en "3.45m"	7.726	tonf
Mn (-) :	39.0354	tonf-m
Mn (+) :	38.7270	tonf-m
Mpr (+) :	38.7270	tonf-m
hn :	3.45	m
Vhiperestático :	-22.5684	tonf
Vu (capacidad) :	22.5684	tonf
Mn (-) :	39.0354	tonf-m
Mn (+) :	38.7270	tonf-m
Mpr (+) :	39.0354	tonf-m
hn :	3.45	m
Vhiperestático :	0.1600	tonf
Vu (capacidad) :	0.1600	tonf
Mprvs izq (-) :	14.25	tonf-m
Mprvs der (-) :	14.11	tonf-m
Mprvs izq (+) :	5.83	tonf-m
Mprvs der (+) :	11.14	tonf-m
Mprcs (-) :	10.73	tonf-m
Mprcs (+) :	6.42	tonf-m
hn :	6.42	m
hn :	3.45	m
Vhiperestático :	-1.8604	tonf
Vu (capacidad) : en "3.45m"	1.8604	tonf
Mprcs (-) :	10.73	tonf-m
Mprcs (+) :	6.42	tonf-m
hn :	6.42	m
hn :	3.45	m
Vhiperestático :	1.8604	tonf

Vu (capacidad) : en "3.45m"	1.8604	tonf
Vu :	7.92	tonf
0.5ØVc :	5.987180457	
Vu > 0.5ØVc (?) :	Requiere acero mínimo	
Szc máx , "d/2" o "d/4" :	0.22	
Szc :	0.100	m
nº de grapas :	2	
Área de la barra de estribo para corte :	0.71	cm2
nº de grapas por torsión :	0	
Área de la barra de estribo para torsión :	0.00	cm2
2At + Av :	1.42	cm2
Av mín :	No aplica Av mín	cm2
3.5bwS/fy :	No aplica Av mín	cm2
Av mín ≥ 3.5bwS/fy (?) :	No aplica Av mín	
ESTRIBO	2	Ø1/2"
	0.71	cm2
GRAPAS COMPLEMENTARIAS	0	Ø1/2"
	0.00	cm2
2At + Av : (EQUIVALENTE TOTAL)	1.42	cm2
Vc : (11-4)	23.0529	tonf
ƒw (-):	0.01136	
ƒw (+):	0.01136	
Mm (-) :	-21.5253	tonf-m
Mm (+) :	-18.4005	tonf-m
Vu*d/Mm (-) :	-0.1623	
Vu*d/Mm (+) :	-0.1899	
0.93 √ f'cbwd*√ (1+Nu/35Ag) (-) :	46.7017	tonf
0.93 √ f'cbwd*√ (1+Nu/35Ag) (+) :	46.7017	tonf
Vc (-) : (11-5)	14.1847	tonf
Vc (+) : (11-5)	14.0875	tonf
Vc (-) < 0.93 √ f'cbwd (-) (?)	Cumple	
Vc (+) < 0.93 √ f'cbwd (+) (?)	Cumple	
Vc :	14.0875	tonf
Vs :	26.2983	tonf
1.1 √ f'cbwd :	32.4654	
Vs < 1.1 √ f'cbwd (?)	Smáx = d/2	
2.1 √ f'cbwd :	61.9794	tonf
Vs < 2.1 √ f'cbwd (?)	Cumple	
ØVn :	34.3279	tonf
ØVn ≥ Vu (?) :	Cumple	

En el diseño de columna realizado con el código americano ACI318S-19, no marcó diferencia en cuanto al refuerzo

longitudinal y transversal, sin embargo, el valor de la resistencia nominal a corte si varió como se muestra a continuación:

El diseño se realizó con la variación del valor de " \emptyset " a corte igual a 0.75.

En la dirección XX y para la estación "0m" del elemento:

Tabla 38: Diseño por corte y verificación por torsión para columna a 0.00m en XX

Vu (análisis) a "d" : en "0m"	7.0863	tonf
Mn (-) :	30.0125	tonf-m
Mn (+) :	29.6204	tonf-m
Mpr (-) :	30.0125	tonf-m
hn :	3.45	m
Vhiperestático :	17.3016	tonf
Vu (capacidad) :	17.3016	tonf
Mn (-) :	30.0125	tonf-m
Mn (+) :	29.6204	tonf-m
Mpr (-) :	29.6204	tonf-m
hn :	3.45	m
Vhiperestático :	-17.2557	tonf
Vu (capacidad) :	17.2557	tonf
Mprvi izq (-) :	0.00	tonf-m
Mprvi der (-) :	0.00	tonf-m
Mprvi izq (+) :	0.00	tonf-m
Mprvi der (+) :	0.00	tonf-m
Mprci (-) :	0.00	tonf-m
Mprci (+) :	0.00	tonf-m
Mpr (-) :	0.00	m
hn :	3.45	m
Vhiperestático :	4.8392	tonf
Vu (capacidad) : en "0m"	4.8392	tonf
Mprci (-) :	0.00	tonf-m
Mprci (+) :	0.00	tonf-m
Mpr (-) :	0.00	m
hn :	3.45	m
Vhiperestático :	-1.8311	tonf
Vu (capacidad) : en "0m"	1.8311	tonf
Vu :	7.0863	tonf
0.5\emptysetVc :	5.9253	tonf
Vu > 0.5\emptysetVc (?) :	Requiere acero mínimo	

S_{zc} :	0.100	m
nº de grapas :	2	
Área de la barra de estribo para corte :	0.71	cm ²
nº de grapas por torsión :	0	
Área de la barra de estribo para torsión :	0.00	cm ²
2A_t + A_v :	1.42	cm ²
A_v mín :	No aplica A _v mín	cm ²
3.5bwS/fy :	No aplica A _v mín	cm ²
A_v mín ≥ 3.5bwS/fy (?) :	No aplica A _v mín	
ESTRIBO	2	Ø3/8"
	0.71	cm ²
GRAPAS COMPLEMENTARIAS	0	Ø1/4"
	0.00	cm ²
2A_t + A_v : (EQUIVALENTE TOTAL)	1.42	cm ²
ƒ_w (-):	0.01136	
ƒ_w (+):	0.01136	
V_c (-) = (0.53(f'c)^{.5}+Nu/(6*Ag))bwd:	38.3471	tonf
V_c (+) = (0.53(f'c)^{.5}+Nu/(6*Ag))bwd:	38.3471	tonf
V_c (-) = 2.1(ρ_w)^{1/3}(f'c)^{.5}+Nu/(6Ag)bwd:	15.8007	tonf
V_c (+) = 2.1(ρ_w)^{1/3}(f'c)^{.5}+Nu/(6Ag)bwd:	15.8007	tonf
V_c máx = (1.33(f'c)^{.5})bwd:	44.5103	tonf
V_c :	15.8007	tonf
V_s :	20.3343	tonf
ØV_n :	27.1012	tonf
ØV_n ≥ V_u (?) :	Cumple	

En la dirección XX y para la estación "3.45m" del elemento:

Tabla 39: Diseño por corte y verificación por torsión para columna a 3.45m en XX

V_u (análisis) a "d" : en "3.45m"	6.8912	tonf
M_n (-) :	29.9120	tonf-m
M_n (+) :	29.6781	tonf-m
M_{pr} (-) :	29.6781	tonf-m
h_n :	3.45	m
V_{hiperestático} :	-17.3016	tonf
V_u (capacidad) :	17.3016	tonf
M_n (-) :	29.9120	tonf-m
M_n (+) :	29.6781	tonf-m
M_{pr} (-) :	29.9120	tonf-m
h_n :	3.45	m
V_{hiperestático} :	17.2557	tonf
V_u (capacidad) :	17.2557	tonf
M_{prvi} izq (-) :	8.01	tonf-m
M_{prvi} der (-) :	6.87	tonf-m

Mprvi izq (+) :	8.01	tonf-m
Mprvi der (+) :	8.69	tonf-m
Mprci (-) :	14.88	tonf-m
Mprci (+) :	16.70	tonf-m
Mpr (-) :	16.70	m
hn :	3.45	m
Vhiperestático :	-4.8392	tonf
Vu (capacidad) : en "3.45m"	4.8392	tonf
Mprci (-) :	5.63	tonf-m
Mprci (+) :	6.32	tonf-m
Mpr (-) :	6.32	m
hn :	3.45	m
Vhiperestático :	1.8311	tonf
Vu (capacidad) : en "3.45m"	1.8311	tonf
Vu :	6.8912	tonf
0.5ØVc :	5.9253	
Vu > 0.5ØVc (?) :	Requiere acero mínimo	
S zc :	0.100	m
nº de grapas :	2	
Área de la barra de estribo para corte :	0.71	cm2
nº de grapas por torsión :	0	
Área de la barra de estribo para torsión :	0.00	cm2
2At + Av :	1.42	cm2
Av mín :	No aplica Av mín	cm2
3.5bwS/fy :	No aplica Av mín	cm2
Av mín ≥ 3.5bwS/fy (?) :	No aplica Av mín	
ESTRIBO	2	Ø3/8"
	0.71	cm2
GRAPAS COMPLEMENTARIAS	0	Ø1/4"
	0.00	cm2
2At + Av : (EQUIVALENTE TOTAL)	1.42	cm2
$f_w (-)$:	0.01136	
$f_w (+)$:	0.01136	
Vc (-) = $(0.53(f'c)^{.5} + Nu/(6 \cdot Ag))bwd$:	38.3471	tonf
Vc (+) = $(0.53(f'c)^{.5} + Nu/(6 \cdot Ag))bwd$:	38.3471	tonf
Vc (-) = $2.1(\rho_w)^{1/3} \cdot (f'c)^{.5} + Nu/(6 \cdot Ag)bwd$:	15.8007	tonf
Vc (+) = $2.1(\rho_w)^{1/3} \cdot (f'c)^{.5} + Nu/(6 \cdot Ag)bwd$:	15.8007	tonf
Vc máx = $(1.33(f'c)^{.5})bwd$:	44.5103	tonf
Vc :	15.8007	tonf
Vs :	20.3343	tonf
ØVn :	27.1012	tonf
ØVn ≥ Vu (?) :	Cumple	

En la dirección YY y para la estación "0m" del elemento:

Tabla 40: Diseño por corte y verificación por torsión para columna a 0.00m en YY

Vu (análisis) a "d" : en "0m"	7.9226	tonf
Mn (-) :	39.1339	tonf-m
Mn (+) :	-38.4834	tonf-m
Mpr (-) :	39.1339	tonf-m
hn :	3.45	m
Vhiperestático :	22.5684	tonf
Vu (capacidad) :	22.5684	tonf
Mn (-) :	39.1339	tonf-m
Mn (+) :	-38.4834	tonf-m
Mpr (-) :	-38.4834	tonf-m
hn :	3.45	m
Vhiperestático :	-0.1600	tonf
Vu (capacidad) :	0.1600	tonf
Mprvi izq (-) :	0.00	tonf-m
Mprvi der (-) :	0.00	tonf-m
Mprvi izq (+) :	0.00	tonf-m
Mprvi der (+) :	0.00	tonf-m
Mprci (-) :	0.00	tonf-m
Mprci (+) :	0.00	tonf-m
Mpr (-) :	0.00	m
hn :	3.45	m
Vhiperestático :	1.8604	tonf
Vu (capacidad) : en "0m"	1.8604	tonf
Mprci (-) :	0.00	tonf-m
Mprci (+) :	0.00	tonf-m
Mpr (-) :	0.00	m
hn :	3.45	m
Vhiperestático :	-1.8604	tonf
Vu (capacidad) : en "0m"	1.8604	tonf
Vu :	7.92	tonf
0.5ØVc :	5.9253	tonf
Vu > 0.5ØVc (?) :	Requiere acero mínimo	
Szc :	0.100	m
nº de grapas :	2	
Área de la barra de estribo para corte :	0.71	cm2
nº de grapas por torsión :	0	
Área de la barra de estribo para torsión :	0.00	cm2
2At + Av :	1.42	cm2
Av mín :	No aplica Av mín	cm2
3.5bwS/fy :	No aplica Av mín	cm2
Av mín ≥ 3.5bwS/fy (?) :	No aplica Av mín	
ESTRIBO	2	Ø1/2"
	0.71	cm2

GRAPAS COMPLEMENTARIAS	0	Ø1/2"
	0.00	cm2
2At + Av : (EQUIVALENTE TOTAL)	1.42	cm2
f_w (-):	0.01136	
f_w (+):	0.01136	
Vc (-) = (0.53(f'c)^.5+Nu/(6*Ag))bwd:	39.8451	tonf
Vc (+) = (0.53(f'c)^.5+Nu/(6*Ag))bwd:	39.8451	tonf
Vc (-) = 2.1(ρw)^1/3*(f'c)^.5+Nu/(6Ag)bwd:	15.8007	tonf
Vc (+) = 2.1(ρw)^1/3*(f'c)^.5+Nu/(6Ag)bwd:	15.8007	tonf
Vc máx = (1.33(f'c)^.5)bwd:	44.5103	tonf
Vc :	15.8007	
Vs :	26.2983	tonf
ØVn :	31.5742	tonf
ØVn ≥ Vu (?) :	Cumple	

En la dirección YY y para la estación "3.45m" del elemento:

Tabla 41: Diseño por corte y verificación por torsión para columna a 3.45m en YY

Vu (análisis) a "d" : en "3.45m"	7.726	tonf
Mn (-) :	39.0354	tonf-m
Mn (+) :	38.7270	tonf-m
Mpr (+) :	38.7270	tonf-m
hn :	3.45	m
Vhiperestático :	-22.5684	tonf
Vu (capacidad) :	22.5684	tonf
Mn (-) :	39.0354	tonf-m
Mn (+) :	38.7270	tonf-m
Mpr (+) :	39.0354	tonf-m
hn :	3.45	m
Vhiperestático :	0.1600	tonf
Vu (capacidad) :	0.1600	tonf
Mprvs izq (-) :	14.25	tonf-m
Mprvs der (-) :	14.11	tonf-m
Mprvs izq (+) :	5.83	tonf-m
Mprvs der (+) :	11.14	tonf-m
Mprcs (-) :	10.73	tonf-m
Mprcs (+) :	6.42	tonf-m
hn :	6.42	m
hn :	3.45	m
Vhiperestático :	-1.8604	tonf
Vu (capacidad) : en "3.45m"	1.8604	tonf
Mprcs (-) :	10.73	tonf-m
Mprcs (+) :	6.42	tonf-m

hn :	6.42	m
hn :	3.45	m
Vhiperestático :	1.8604	tonf
Vu (capacidad) : en "3.45m"	1.8604	tonf
Vu :	7.92	tonf
0.5ØVc :	5.9253	
Vu > 0.5ØVc (?) :	Requiere acero mínimo	
S zc :	0.100	m
nº de grapas :	2	
Área de la barra de estribo para corte :	0.71	cm2
nº de grapas por torsión :	0	
Area de la barra de estribo para torsión :	0.00	cm2
2At + Av :	1.42	cm2
Av mín :	No aplica Av mín	cm2
3.5bwS/fy :	No aplica Av mín	cm2
Av mín ≥ 3.5bwS/fy (?) :	No aplica Av mín	
ESTRIBO	2	Ø1/2"
	0.71	cm2
GRAPAS COMPLEMENTARIAS	0	Ø1/2"
	0.00	cm2
2At + Av : (EQUIVALENTE TOTAL)	1.42	cm2
ƒw (-):	0.01136	
ƒw (+):	0.01136	
Vc (-) = (0.53(f'c)^.5+Nu/(6*Ag))bwd:	39.8451	tonf
Vc (+) = (0.53(f'c)^.5+Nu/(6*Ag))bwd:	39.8451	tonf
Vc (-) = 2.1(ρw)^1/3*(f'c)^.5+Nu/(6Ag)bwd:	15.8007	tonf
Vc (+) = 2.1(ρw)^1/3*(f'c)^.5+Nu/(6Ag)bwd:	15.8007	tonf
Vc máx = (1.33(f'c)^.5)bwd:	44.5103	tonf
Vc :	15.8007	
Vs :	26.2983	tonf
ØVn :	31.5742	tonf
ØVn ≥ Vu (?) :	Cumple	

Diseño de placas

El diseño de placas se ha realizado considerando el valor del esfuerzo a compresión del concreto de 280kgf/cm², el esfuerzo a fluencia del acero de 4200kgf/cm², y para este diseño en específico de placa, un espesor de 0.25m, una altura total de la placa de 20.25m, una longitud del muro de 3.557m, un recubrimiento de 0.0436m (requerido debido a la configuración de la placa y al proceso constructivo), un área del muro de 0.929m².

El diseño de placa obedece al requerimiento de la Norma E.060, así mismo satisface la demanda de las placas PL-04 y PL-05.

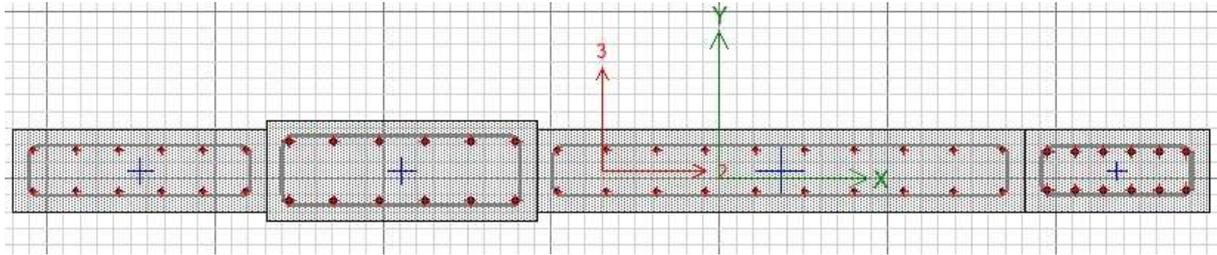


Figura 38. Diseño por Flexocompresión Bi-axial

Tabla 42: Demanda por cada patrón de carga

Story	Pier	Load Case/Combo	P	M2	M3
			tonf	tonf-m	tonf-m
T1	PL-04/05	CM	173.7402	-0.1723	18.2245
T1	PL-04/05	CV	30.7281	-0.0391	4.8132
T1	PL-04/05	SDXX	27.2636	9.0417	151.3274
T1	PL-04/05	SDYY	61.2997	4.3762	686.6215

Tabla 43: Combinaciones de diseño en dirección YY

COMBINACIONES DE DISEÑO E.060					
C. GRAVEDAD	COMBOS	Pu	Mua2	Mua3	Vua
	SIS YY	1.4CM+1.7CV	295.47405	-0.30769	33.69674
1.25(CM+CV)+SISYY		316.885075	4.11195	715.418625	65.6861
1.25(CM+CV)-SISYY		194.285675	-4.64045	-657.824375	-60.6701
0.9CM+SISYY		217.66588	4.22113	703.02355	64.80224
0.9CM-SISYY		95.06648	-4.53127	-670.21945	-61.55396

Tabla 44: Data de diagrama de interacción para M33 para 0° y 180°

PUNTOS	CURVA 1		CURVA 13	
	M33		M33	
	0°		180°	
	ØMn	ØPn	ØMn	ØPn
1	50	1451.503	50	1451.503
2	291.538	1451.503	-242.2351	1451.503
3	446.1422	1451.503	-406.589	1451.503
4	576.2829	1391.7655	-548.3023	1369.1783
5	697.8793	1246.3625	-666.5526	1239.611
6	789.9941	1096.1582	-761.6263	1104.8158
7	853.4627	940.1116	-835.3955	961.9386

8	888.4621	794.227	-890.8498	807.8707
9	965.1274	699.8954	-973.4971	709.6695
10	1026.1284	597.7403	-1021.3179	590.7513
11	1002.1651	458.4846	-981.0993	420.7552
12	847.8033	280.2779	-806.5863	197.108
13	635.1627	94.5097	-602.5439	1.0115
14	334.9963	-119.5091	-357.3724	-183.6209
15	-68.11	-362.88	-6.81E+01	-362.88

Tabla 45: Data de diagrama de interacción para M22 para 90° y 270°

PUNTOS	CURVA 7		CURVA 19	
	M22		M22	
	90°		270°	
	ØMn	ØPn	ØMn	ØPn
1	0.00	1451.503	0.00	1451.503
2	10.248	1451.503	-10.25	1451.503
3	28.1627	1451.503	-28.16	1451.503
4	41.992	1365.1809	-41.99	1365.1809
5	51.9468	1190.3482	-51.95	1190.3482
6	58.6947	1001.2404	-58.69	1001.2404
7	61.8474	796.5642	-61.85	796.5642
8	61.7878	568.5925	-61.79	568.5925
9	63.2264	450.3921	-63.23	450.3921
10	61.4073	349.7585	-61.41	349.7585
11	52.9376	191.2473	-52.94	191.2473
12	35.5468	-25.8429	-35.55	-25.8429
13	15.7329	-234.7555	-15.73	-234.7555
14	4.175	-333.3503	-4.18	-333.3503
15	0.00	-362.88	0.00	-362.88

Análisis en la dirección XX

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN XX

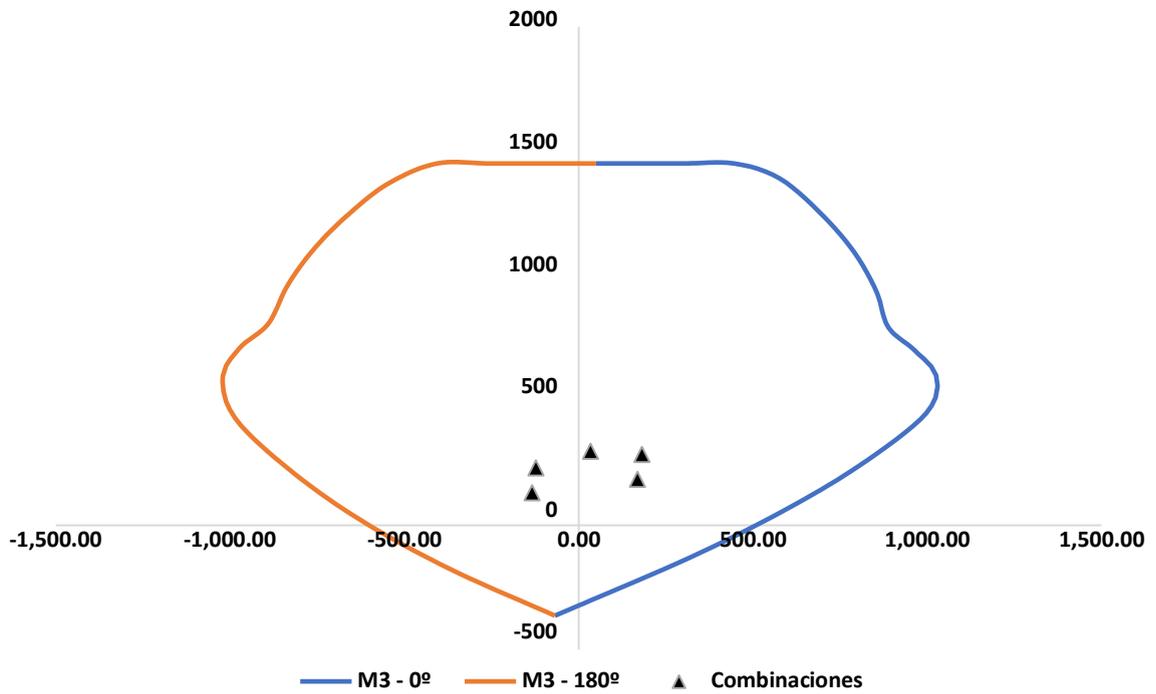


Figura 39. Diagrama de interacción para M33 para 0° y 180° en dirección XX

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN XX

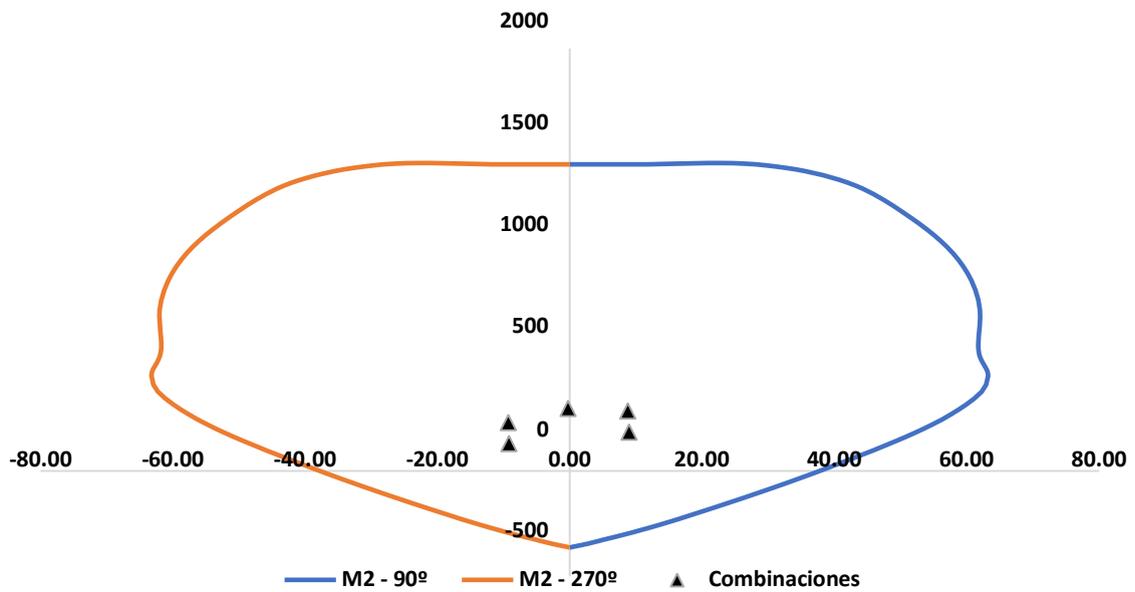


Figura 40. Diagrama de interacción para M22 para 90° y 270° en dirección XX

Análisis en la dirección YY

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN YY

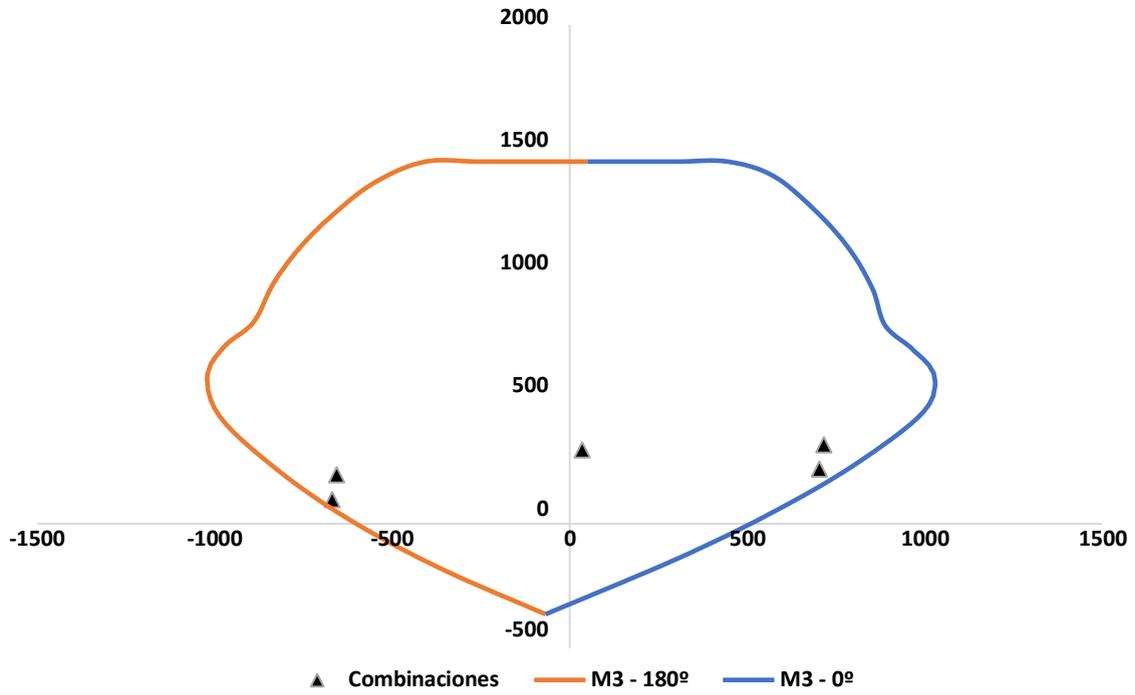


Figura 41. Diagrama de interacción para M33 para 0° y 180° en dirección YY

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN YY

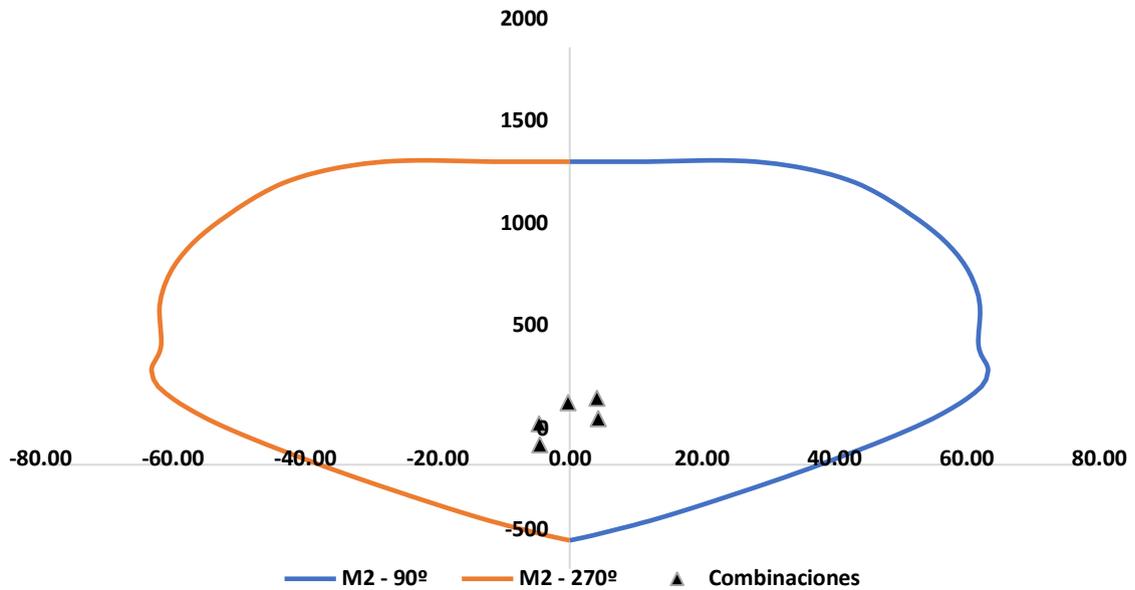


Figura 42. Diagrama de interacción para M22 para 90° y 270° en dirección YY

Diseño por corte:

Para sentido de sismo en dirección YY máximo (SYYMÁX).

Tabla 46: Cálculo de refuerzo horizontal y vertical con E.060 - 2019 en SYYMÁX

$P_u - N_u =$	316.88	tonf	
$M_{ua} =$	715.42	tonf-m	
$V_n \text{ máx} =$	404.26	tonf	
$\phi_w =$	0.012914335		
$M_m =$	264.55		
$V_c (11-5) =$	66.61	tonf	
$V_c (11-7) =$	162.54	tonf	
$V_c =$	66.60	tonf	
$H_m/L_m =$	5.69		
$H_m/L_m =$	1.50	0.8	
$H_m/L_m =$	5.693	x	
$H_m/L_m =$	2.00	0.53	
$\alpha_c =$	0.53		
$V_c =$	82.40	tonf	
$M_n \quad 1.25f_y =$	1099	tonf-m	
$V_{ua} =$	66	tonf	
$V_u = V_{ua}$ (M_n/M_{ua}) =	100.94	tonf	
$M_n/M_{ua} =$	1.5367	<	R: 5.1
h (para disminuir Vu a Vua):	$L_m :$	3.557	m
	$M_u / (4 \cdot V_u) :$	2.72	m
	h hasta 2do piso :	6.75	m
$\phi_h \text{ mín} =$	0.0025		
$V_s =$	52.15	tonf	
$\emptyset V_c =$	56.62	tonf	
$\emptyset V_c \geq V_u$ (?)	Usar: $V_s = A_c w \phi f_y$		
$\phi_h =$	0.002500		
As requerido =	6.25	cm ² /m	
As req mín =	6.25	cm ² /m	
$\emptyset A_b =$	0.71	cm ²	
S =	0.2272	m	DOS CAPAS
Usar : S =	0.2	m	
$\phi_h \text{ real} =$	0.002840		
$\emptyset V_s =$	72.13	tonf	
$\emptyset V_c =$	56.62	tonf	
$\emptyset V_n =$	128.745	tonf	
$\emptyset V_n \geq V_u$ (?)	Cumple		
$\phi_v =$	0.0025		
Ash requerido =	6.250	cm ² /m	
Ash req mín =	6.250	cm ² /m	DOS CAPAS

$\emptyset A_b =$	1.29	cm ²
-------------------	------	-----------------

S =	0.4128	m
Usar : S =	0.15	m
f h real =	0.006880	

Para sentido de sismo en dirección YY mínimo (SYYMÍN).

Tabla 47: Cálculo de refuerzo horizontal y vertical con E.060 - 2019 en SYYMÍN

Pu - Nu =	95.07	tonf	
Mua =	670.22	tonf-m	
Vn máx =	404.26	tonf	
f w =	0.012914335		
Mm =	534.96		
Vc (11-5) =	66.60	tonf	
Vc (11-7) =	131.50	tonf	
Vc =	66.60	tonf	
Hm/Lm =	5.69		
Hm/Lm =	1.50	0.8	
Hm/Lm =	5.693	x	
Hm/Lm =	2.00	0.53	
ac =	0.53		
Vc =	82.40	tonf	
Mn 1.25fy =	876	tonf-m	
Vua =	62	tonf	
Vu = Vua (Mn/Mua) =	80.4084	tonf	
Mn/Mua =	1.3063	<	R: 5.1
h (para disminuir Vu a Vua):	Lm :	3.557	m
	Mu / (4*Vu) :	2.72	m
	h hasta 2do piso :	6.75	m
f h mín =	0.0025		
Vs =	27.99	tonf	
ØVc =	56.62	tonf	
ØVc ≥ Vu (?)	Usar: Vs=Acwphfy		
f h =	0.002500		
As requerido =	6.25	cm2/m	
As req mín =	6.25	cm2/m	
ØAb =	0.71	cm2	
S =	0.2272	m	DOS CAPAS
Usar : S =	0.2	m	
f h real =	0.002840		
ØVs =	72.13	tonf	
ØVc =	56.62	tonf	
ØVn =	128.746	tonf	
ØVn ≥ Vu (?)	Cumple		

$f_v =$	0.0025
---------	--------

Ash requerido =	6.250	cm2/m	DOS CAPAS
Ash req mín =	6.250	cm2/m	
$\emptyset Ab =$	1.29	cm2	
S =	0.4128	m	
Usar : S =	0.15	m	
$f' h$ real =	0.006880		

Verificación de elementos de borde:

La Norma E.060, no especifica una relación entre la altura del muro y la longitud, para de forma práctica clasificar el muro que estamos diseñando en base a la capacidad de deformaciones predominantes, sea de corte o de flexión. Sin embargo, para muros de concreto armado donde la estructura contemple considerables niveles es que se opta por considerar una verificación de elementos de borde en función al valor de la profundidad del extremo comprimido límite.

Determinamos el valor de la deformación del acero en uno de sus extremos, a un ángulo que para este caso (SYYMAX), es de 0° , y una carga axial actuante en la misma combinación de carga. Nos dirigimos al programa SAP2000 y logramos obtener la curva de capacidad, donde localizamos el valor de la deformación unitaria del concreto de 3/1000, de esta forma obtenemos entonces:

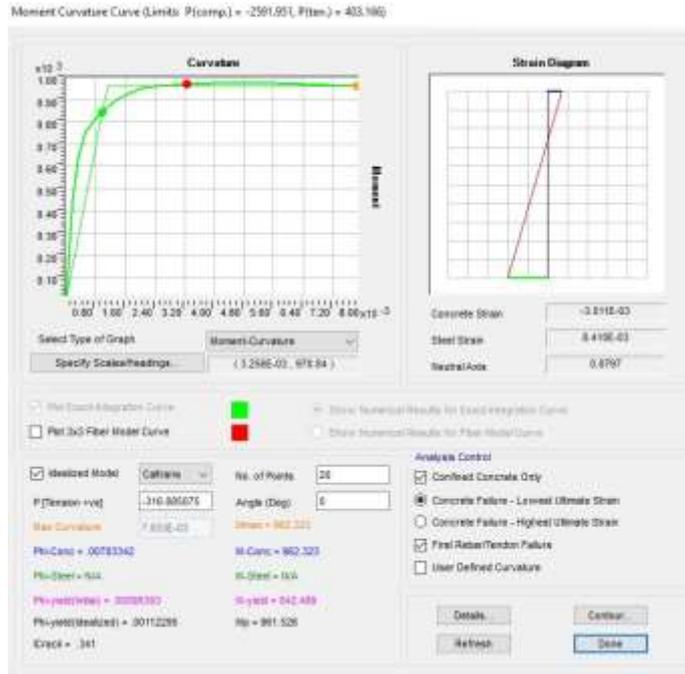


Figura 43. Deformación del acero en el extremo a tracción cuando $\epsilon_c=3/1000$ (SYMÁX)



Figura 44. Deformación del acero en el extremo a tracción cuando $\epsilon_c=3/1000$ (SYMÍN)

Con el desplazamiento máximo elástico ($\delta_e = 0.025242m$) determinamos el desplazamiento inelástico máximo que resulta ser igual a el factor de reducción sísmica multiplicado por 0.85.

Para sentido de sismo en dirección YY máximo (SYYMÁX)

Tabla 48: Verificación de requerimiento de elementos de borde para SYYMÁX

Para :	0°			
$\epsilon_c =$	0.003			
$\epsilon_t =$	0.008410			
d =	2.85	m		
c =	0.7482	m		
δu inelástico =	0.10942407	m		
$\delta u/hm =$	0.005404	>	0.005	Cumple
c lím =	1.09709637	m		
$c \geq c$ lím (?) =	No requiere elementos de borde.			

Debido a que el valor de “c” es menor que “c lím”, no se requiere elementos de borde.

Para sentido de sismo en dirección YY mínimo (SYYMÍN)

Tabla 49: Verificación de requerimiento de elementos de borde para SYYMÍN

Para :	0°			
$\epsilon_c =$	0.003			
$\epsilon_t =$	0.008410			
d =	2.85	m		
c =	0.7482	m		
δu inelástico =	0.10942407	m		
$\delta u/hm =$	0.005404	>	0.005	Cumple
c lím =	1.09709637	m		
$c \geq c$ lím (?) =	No requiere elementos de borde.			

Debido a que el valor de “c” es menor que “c lím”, no se requiere elementos de borde.

Para el diseño de placas con el código americano ACI318S-19, si se encontraron importantes cambios, en el diseño a corte, puesto que el código limita más la capacidad de corte aportada por el concreto, dando libertad de colocar acero transversal en

considerables cantidades, sin embargo, para la placa PL-04/05, esto no fue posible ya que la placa contaba con espesor de .25m

y un valor de $f'c$ de 280kgf/cm², obteniéndose armadura transversal menor respecto al diseño con la norma peruana; sin embargo, al realizarse la verificación de elementos de borde, si se tuvo la necesidad de contar con dichos elementos, caso contrario al diseño con la norma peruana. Finalmente se realizó el diseño de los elementos de borde siguiendo las especificaciones del código americano.

El diseño por corte resulta ser:

Para sentido de sismo en dirección YY máximo (SYYMÁX).

Tabla 50: Cálculo de refuerzo horizontal y vertical con ACI318S-19 en SYYMÁX

$P_u - N_u =$	316.89	tonf
$M_u =$	715.42	tonf-m
$\emptyset V_n \text{ máx} =$	243.38	tonf
$V_u =$	65.69	tonf
$n_s =$	8	# de pisos por encima de la sección crítica
(1) $M_{pr}/M_u =$	1.54	
(2) $M_{pr}/M_u =$	1.53	
(3) $M_{pr}/M_u =$	1.38	
(4) $M_{pr}/M_u =$	1.31	
$\Omega_v =$	1.54	
$h_{mcs}/l_m =$	5.69	
$\omega_v =$	1.8	
$V_e =$	181.6928	tonf
$3V_u =$	197.0583	tonf
$V_e \leq 3V_u (?)$	Cumple	
$H_m/L_m =$	5.69	
$H_m/L_m =$	1.50	0.8
$H_m/L_m =$	5.693	x
$H_m/L_m =$	2.00	0.53
$\alpha_c =$	0.53	
$f' h \text{ requerida} =$	-0.00019	
$V_u \leq 0.04 \emptyset \alpha_c (f'c)^{.5} A_{cv} (?)$	0.0025	
$f' h \text{ mín} =$	0.0025	
$A_s \text{ requerido} =$	-0.477	cm ² /m

As req mín =	6.25	cm ² /m
--------------	------	--------------------

$\emptyset A_b =$	0.71	cm ²
S =	-2.974	m
Usar : S =	0.3	m
f_h real =	0.00189	
$\emptyset V_n =$	240.0772511	tonf
$\emptyset V_n$ máx=	243.38	tonf
$\emptyset V_n \leq \emptyset V_n$ máx (?)	Cumple	
f_h mín =	0.0035	
Ash requerido =	4.73	cm ² /m
Ash req mín =	8.67	cm ² /m
$\emptyset A_b =$	1.29	cm ²
S =	0.297531	m
Usar : S =	0.25	m
f_v real =	0.00413	

Para sentido de sismo en dirección YY máximo (SYYMÍN)

Tabla 51: Cálculo de refuerzo horizontal y vertical con ACI318S-19 en SYYMÍN

$P_u - N_u =$	95.07	tonf
$M_u =$	670.22	tonf-m
$\emptyset V_n$ máx=	243.38	tonf
$V_u =$	61.55	tonf
ns =	8	# de pisos por encima de la sección crítica
(1) $M_{pr}/M_u =$	1.54	
(2) $M_{pr}/M_u =$	1.53	
(3) $M_{pr}/M_u =$	1.38	
(4) $M_{pr}/M_u =$	1.31	
$\Omega_v =$	1.54	
$h_{mcs}/l_m =$	5.69	
$\omega_v =$	1.8	
$V_e =$	170.2630	tonf
$3V_u =$	184.66188	tonf
$V_e \leq 3V_u$ (?)	Cumple	
$H_m/L_m =$	5.69	
$H_m/L_m =$	1.50	0.8
$H_m/L_m =$	5.693	x
$H_m/L_m =$	2.00	0.53
$\alpha_c =$	0.53	
f_h requerida =	-0.00060	
$V_u \leq 0.04 \emptyset \alpha_c (f'_c)^{.5} A_{cv}$ (?)	0.0025	

$f h \text{ m\u00edn} =$	0.0025	
--------------------------	--------	--

As requerido =	-1.498	cm ² /m
As req mín =	6.25	cm ² /m
ØAb =	0.71	cm ²
S =	-0.948	m
Usar : S =	0.3	m
f h real =	0.00189	
ØVn =	240.0772511	tonf
ØVn máx=	243.38	tonf
ØVn ≤ ØVn máx (?)	Cumple	
f h mín =	0.0035	
Ash requerido =	4.73	cm ² /m
Ash req mín =	8.67	cm ² /m
ØAb =	1.29	cm ²
S =	0.297531	m
Usar : S =	0.25	m
f v real =	0.00413	

Con el desplazamiento máximo elástico ($\delta_e = 0.025242m$) determinamos el desplazamiento inelástico máximo que resulta ser igual a el factor de reducción sísmica multiplicado por 0.85.

Para sentido de sismo en dirección YY máximo (SYYMÁX)

Tabla 52: Verificación de requerimiento de elementos de borde para SYYMÁX

Para :	0°		
$\epsilon_c =$	0.003		
$\epsilon_t =$	0.008410		
d =	2.85	m	
c =	0.7482	m	
R de diseño =	5.1		
δ_u inelástico =	0.10942407	m	
$\delta_u/hm =$	0.008105	>	0.005 Cumple
c lím =	0.7314	m	
$c \geq c$ lím (?) =	Requiere elementos de borde		

Para sentido de sismo en dirección YY mínimo (SYYMÍN)

Tabla 53: Verificación de requerimiento de elementos de borde para SYMÍN

Para :	180°		
$\epsilon_c =$	0.003		
$\epsilon_t =$	0.007243		
$d =$	2.85	m	
$c =$	0.8334	m	
R de diseño =	5.1		
δu inelástico =	0.10942407	m	
$\delta u/hm =$	0.008105	>	0.005 Cumple
c lím =	0.7314	m	
$c \geq c$ lím (?) =	Requiere elementos de borde		

El diseño de los elementos de borde es como sigue:

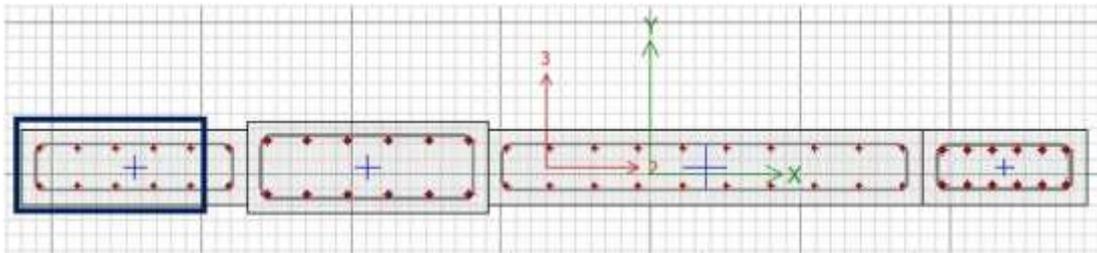


Figura 45. Elemento de borde en el extremo izquierdo de dimensiones .25x.60

Tabla 54: Diseño de dimensiones ideales para los elementos de borde

$c/Lm =$	0.23	
$c/Lm \geq 3/8$ (?)	$b \geq hu/16$	hu : altura libre de la placa por nivel
$hu =$	2.1	m
b requerido =	0.20	m
b , alma de muro =	0.25	m
hx : $c \cdot 1Lm$, requerido =	0.50	m
hx : $c/2$, requerido =	0.50	m
b , espesor requerido =	0.25	m
hx , ancho requerido =	0.60	m
$\delta u/hm =$	0.005404	
$\delta c/hm =$	0.015	
$b \geq (0.025cLm)^{.5}$ (?)	No Conforme	
$\delta c/hm \geq 1.5\delta u/hm$ (?)	Conforme	



Figura 46. Demanda de axial sobre el elemento de borde en el extremo izquierdo

Tabla 55: Verificación de condición para diseño por confinamiento en elemento de borde izquierdo

Elemento de borde de "Ag":	0.15	m2	
Cuantía mínima en elemento de borde con: b=espesor de muro y hx=0.15lm:			
ρ mín=	0.00629941		
ρ colocado=	0.008600	10Ø1/2"	
ρ colocado < ρ mín (?)	Conforme		
Si $P_u > 0.3Agf'c$:			
$P_u =$	174.02	tonf	
$0.3Agf'c =$	126.00	tonf	
$P_u > 0.3Agf'c$ (?)	Todas las barras longitudinales en el perímetro deben tener soporte lateral por esquina de estribo o gancho sísmico		
$P_u > 0.3Agf'c$ (?)	La separación entre barras no debe exceder de .20m		
Menor dimensión del E.B.:	0.25	m	
Ølong de menor diámetro:	0.0127	m	Ø1/2"
Distancia, hx:	0.12	m	
La separación del refuerzo transversal no debe exceder:			
a).	0.083	m	
b).	0.076	m	
c).	0.150	m	
S =	0.075	m	

Tabla 56: Diseño por confinamiento de acero transversal en elemento de borde izquierdo

DIRECCIÓN DE ANÁLISIS XX			DIRECCIÓN DE ANÁLISIS YY		
Ø3/8" @ .075m			Ø3/8" @ .075m		
S :	75.00	mm	S :	75.00	mm
bc :	510.475	mm	bc :	160.475	mm
f'c :	28	Mpa	f'c :	28	Mpa

fy :	420	Mpa	fy :	420	Mpa
Ag :	150000	mm2	Ag :	150000	mm2
Ach :	88400	mm2	Ach :	88400	mm2
Ashr :	533.57	mm2	Ashr :	167.74	mm2
Ø3/8" @ .075m			Ø3/8" @ .075m		
S :	75.00	mm	S :	75.00	mm
bc :	510.475	mm	bc :	160.475	mm
f'c :	28	Mpa	f'c :	28	Mpa
fy :	420	Mpa	fy :	420	Mpa
Ag :	150000	mm2	Ag :	150000	mm2
Ach :	88400	mm2	Ach :	88400	mm2
Ashr :	229.71	mm2	Ashr :	72.21	mm2

Tabla 57: Cumplimiento de área de acero transversal por confinamiento en elemento de borde izquierdo

DIRECCIÓN DE ANÁLISIS XX			DIRECCIÓN DE ANÁLISIS YY		
#Ramas :	6		#Ramas :	4	
Øbe :	71	mm2	Øbe :	71	mm2
Øbe :	129	mm2	Øbe :	129	mm2
AshXX :	658	mm2	AshYY :	400	mm2
AshrMÁX:	533.57	mm2	AshrMÁX:	167.74	mm2
	CUMPLE			CUMPLE	

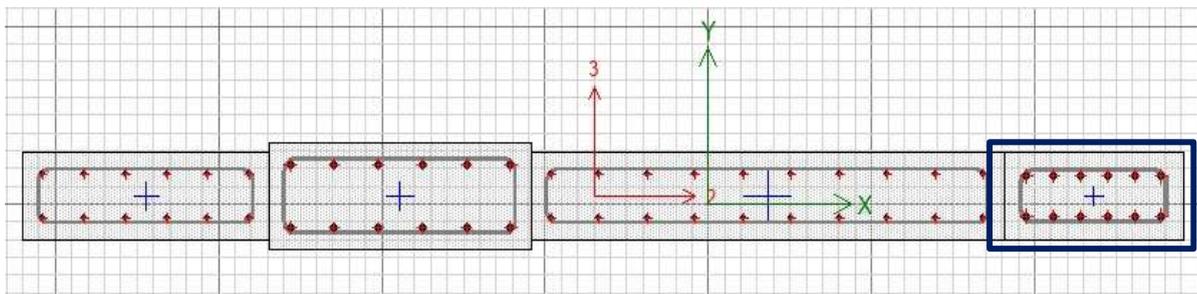


Figura 47. Elemento de borde en el extremo derecho de dimensiones .25x.60

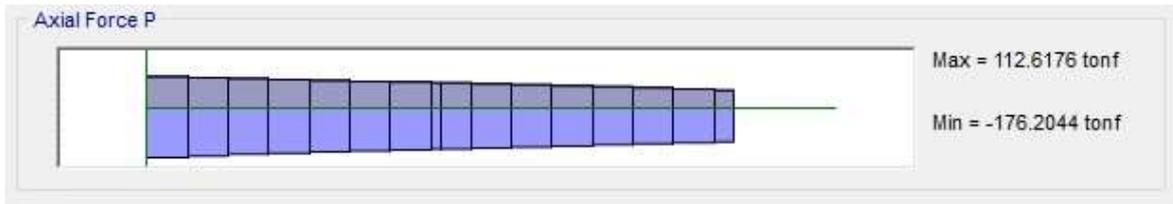


Figura 48. Demanda de axial sobre el elemento de borde en el extremo derecho

Tabla 58: Verificación de condición para diseño por confinamiento en elemento de borde derecho

Elemento de borde de "Ag":	0.15	m2	
Cuantía mínima en elemento de borde con: b=espesor de muro y hx=0.15lm:			
ρ mín=	0.00629941		
ρ colocado=	0.01824	4Ø3/4"+8Ø5/8"	
ρ colocado < ρ mín (?)	Conforme		
Si $P_u > 0.3Agf'_c$:			
$P_u =$	176.20	tonf	
$0.3Agf'_c =$	126.00	tonf	
$P_u > 0.3Agf'_c$ (?)	Todas las barras longitudinales en el perímetro deben tener soporte lateral por esquina de estribo o gancho sísmico		
$P_u > 0.3Agf'_c$ (?)	La separación entre barras no debe exceder de .20m		
Menor dimensión del E.B.:	0.25	m	
Ølong de menor diámetro:	0.01588	m	Ø5/8"
Distancia, hx:	0.12	m	
La separación del refuerzo transversal no debe exceder:			
a).	0.083	m	
b).	0.095	m	
c).	0.150	m	
S =	0.075	m	

Tabla 59: Diseño por confinamiento de acero transversal en elemento de borde derecho

DIRECCIÓN DE ANÁLISIS XX			DIRECCIÓN DE ANÁLISIS YY		
Ø3/8" @ .075m			Ø3/8" @ .075m		
S :	75.00	mm	S :	75.00	mm
bc :	510.475	mm	bc :	160.475	mm
f'c :	28	Mpa	f'c :	28	Mpa

fy :	420	Mpa	fy :	420	Mpa
Ag :	150000	mm2	Ag :	150000	mm2
Ach :	88400	mm2	Ach :	88400	mm2
Ashr :	533.57	mm2	Ashr :	167.74	mm2
Ø3/8" @ .075m					
S :	75.00	mm	S :	75.00	mm
bc :	510.475	mm	bc :	160.475	mm
f'c :	28	Mpa	f'c :	28	Mpa
fy :	420	Mpa	fy :	420	Mpa
Ag :	150000	mm2	Ag :	150000	mm2
Ach :	88400	mm2	Ach :	88400	mm2
Ashr :	229.71	mm2	Ashr :	72.21	mm2

Tabla 59: Cumplimiento de área de acero transversal por confinamiento en elemento de borde derecho

DIRECCIÓN DE ANÁLISIS XX			DIRECCIÓN DE ANÁLISIS YY		
#Ramas :	6		#Ramas :	4	
Øbe :	71	mm2	Øbe :	71	mm2
Øbe :	129	mm2	Øbe :	129	mm2
AshXX :	658	mm2	AshYY :	400	mm2
AshrMÁX:	533.57	mm2	AshrMÁX:	167.74	mm2
	CUMPLE			CUMPLE	

Diseño de zapatas combinadas

El diseño de la cimentación con la Norma E.060, se llevó a cabo realizando el diseño por flexión, por corte en un sentido y por corte en dos sentidos o punzonamiento. La zapata combinada que se presenta a continuación está ubicada entre los ejes 6 y B, este elemento cuenta con un espesor total de .80m, un valor de esfuerzo a la compresión de 280kgf/cm², y unas dimensiones variables (forma en "L"). Se apoyó sobre un suelo con coeficiente de balasto de 2.89kgf/cm³.

A continuación, se presenta el procedimiento que se llevó a cabo para el diseño de la zapata combinada:

Para M11(-):



Figura 49. Diagrama de momento último M11(-) en dirección XX

Tabla 60: Diseño por flexión en la dirección XX

f'c =	2800	ton/m2	
fy=	42000	ton/m2	
d:	0.765	m	
b:	1.00	m	
Ø flexión:	0.9		
Mu:	4.19	ton-m/m	
Rn=	7.95	ton/m2/m	
ro=	0.000190	/m	
As req =	1.45	cm2/m	
Asmín =	13.77855	cm2/m	
Ø3/4"	2.84	cm2	
S =	0.206	m	
Usar:			
S =	0.200	m	
As real =	14.20	cm2/m	
a =	0.03	m	
ØMn =	40.42	ton-m/m	OK

Para M11(+):

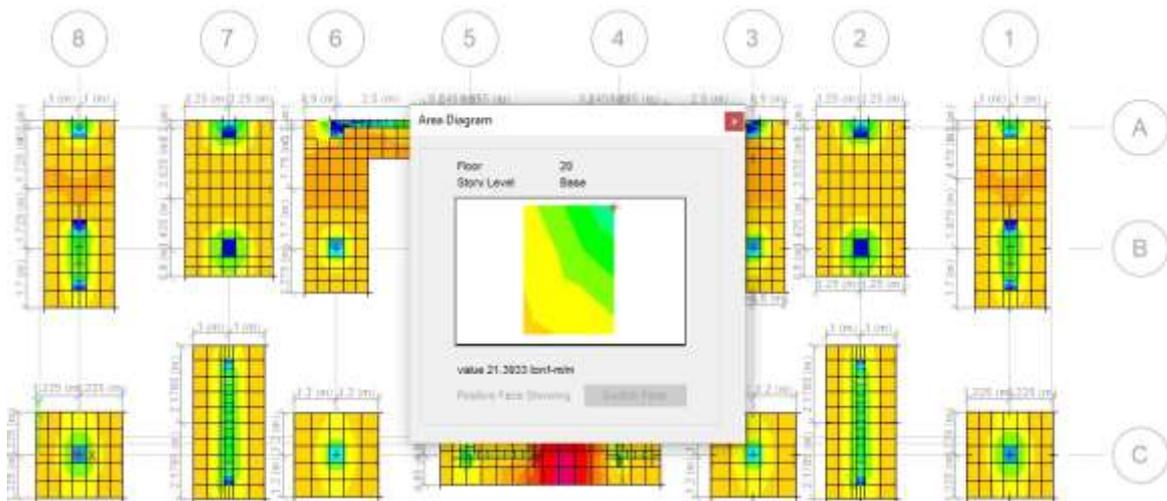


Figura 50. Diagrama de momento último M11(+) en dirección XX

Tabla 60: Diseño por flexión en la dirección XX

f'c =	2800	ton/m2	
fy=	42000	ton/m2	
d:	0.765	m	
b:	1.00	m	
Ø flexión:	0.9		
Mu:	21.39	ton-m/m	
Rn=	40.57	ton/m2/m	
ro=	0.000974	/m	
As req =	7.46	cm2/m	
Asmín =	13.77855	cm2/m	
Ø3/4"	2.84	cm2	
S =	0.206	m	
Usar:			
S =	0.200	m	
As real =	14.20	cm2/m	
a =	0.03	m	
ØMn =	40.42	ton-m/m	OK

Para M22(-):



Figura 51. Diagrama de momento último M22 (-) en dirección YY

Tabla 61: Diseño por flexión en la dirección YY

f'c =	2800	ton/m2	
fy=	42000	ton/m2	
d:	0.765	m	
b:	1.00	m	
Ø flexión:	0.9		
Mu:	51.11	ton-m/m	
Rn=	96.93	ton/m2/m	
ro=	0.002357	/m	
As req =	18.04	cm2/m	
Asmín =	13.77855	cm2/m	
Ø3/4"	2.84	cm2	
S =	0.157	m	
Usar:			
S =	0.150	m	
As real =	18.93	cm2/m	
a =	0.03	m	
ØMn =	53.59	ton-m/m	OK

Para M22(+):

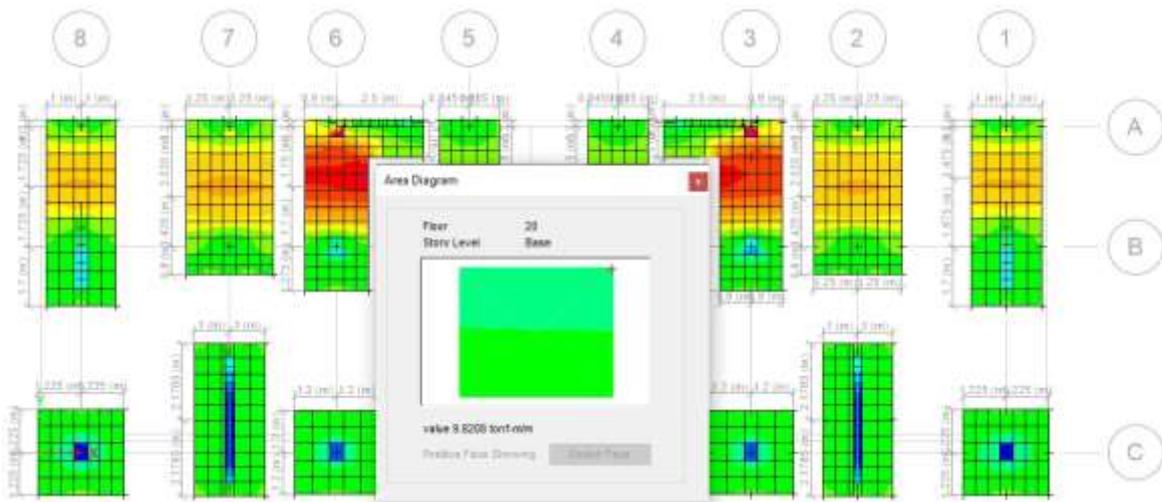


Figura 52. Diagrama de momento último M22(+) en dirección YY

Tabla 62: Diseño por flexión en la dirección YY

f'c =	2800	ton/m2
fy=	42000	ton/m2
d:	0.765	m
b:	1.00	m
Ø flexión:	0.9	
Mu:	9.82	ton-m/m
Rn=	18.62	ton/m2/m
ro=	0.000445	/m
As req =	3.41	cm2/m
Asmín =	13.77855	cm2/m
Ø3/4"	2.84	cm2
S =	0.206	m
Usar:		
S =	0.200	m
As real =	14.20	cm2/m
a =	0.03	m
ØMn =	40.42	ton-m/m
		OK

El diseño por corte en un sentido se calculó de la siguiente forma:

Para V13(+):



Figura 53. Diagrama de fuerzas cortantes V13(+) en dirección XX

Tabla 63: Diseño por corte en un sentido en la dirección XX

f'c =	2800	ton/m ²				
f _y =	42000	ton/m ²				
d:	1.512	m				
b:	1.00	m				
V _u =	10.89	ton/m				
∅ corte:	0.85					
∅V _c =	114.0018143	ton/m	>	10.89	ton/m	OK

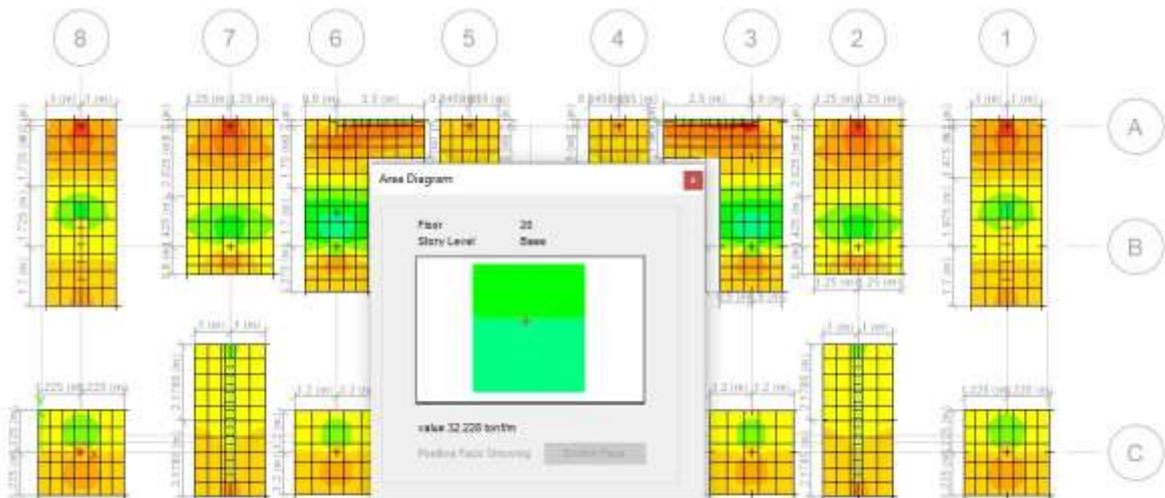


Figura 54. Diagrama de fuerzas cortantes V23(+) en dirección YY

Tabla 64: Diseño por corte en un sentido en la dirección YY

f'c =	2800	ton/m ²
-------	------	--------------------

fy=	42000	ton/m2
-----	-------	--------

d:	1.512	m				
b:	1.00	m				
Vu =	32.23	ton/m				
Ø corte:	0.85					
ØVc =	114.0018143	ton/m	>	32.23	ton/m	OK

En el diseño por cortante por punzonamiento, se verificó que el factor resultante de la diferencia entre las cargas axiales provenientes de las placas y columnas con las cargas últimas producidas por la presión del suelo en el área crítica, sea la unidad. Con ello se validó que el espesor de .80m es adecuado.

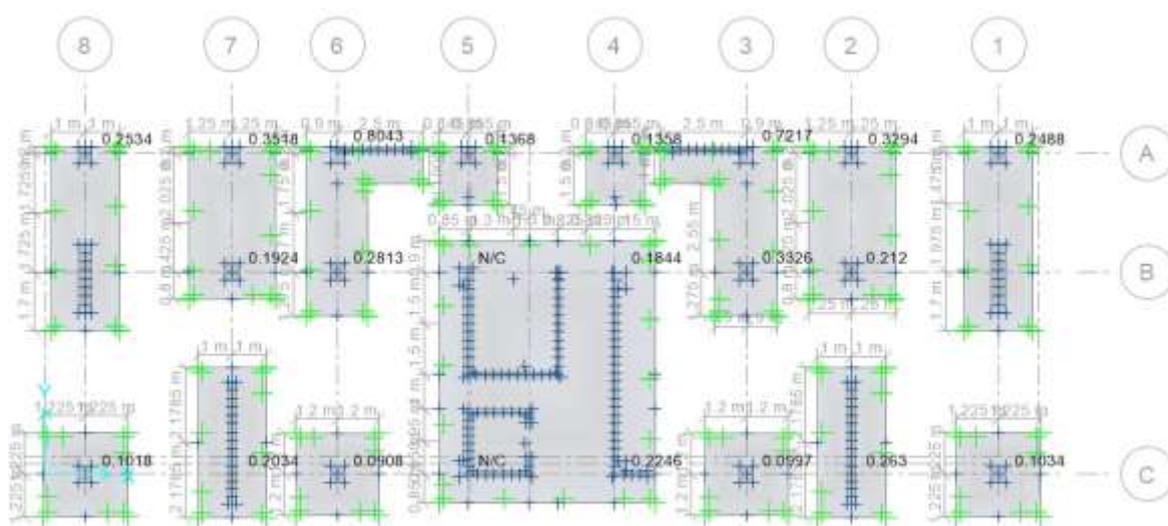


Figura 55. Verificación de cortante en dos sentidos o punzonamiento

Respecto al diseño con el código americano ACI318S-19, se obtuvieron grandes diferencias en el diseño por cortante en un sentido, donde el factor de tamaño marca diferencia reduciendo el valor de la resistencia a corte por parte del concreto, siendo menor al que se obtuvo en el diseño por la norma peruana y obligando a incrementar el espesor del elemento o en su defecto colocando estribos. Para fines comparativos, se mantuvo el mismo espesor, por lo que se adicionó refuerzo por cortante, este procedimiento de cálculo se llevó a cabo de la siguiente forma:

Para V13(+):



Figura 56. Diagrama de fuerzas cortantes V13(+) en dirección XX

Tabla 65: Diseño por flexión en dirección XX

f'c :	2800	ton/m2				
fy=	42000	ton/m2				
d:	0.715	m				
b:	1.00	m				
Vu :	10.89	ton/m				
Ø corte:	0.75					
λs:	0.72					
ρw:	0.00463					
ØVc :	22.48	ton/m	>	10.89	ton/m	OK
ØVc lím :	119.26	ton/m	>	22.48	ton/m	OK
Ø(Vc+0.66(f'c)^.5bwd):	204.26	ton/m	>	10.89	ton/m	OK

Para V23(+):

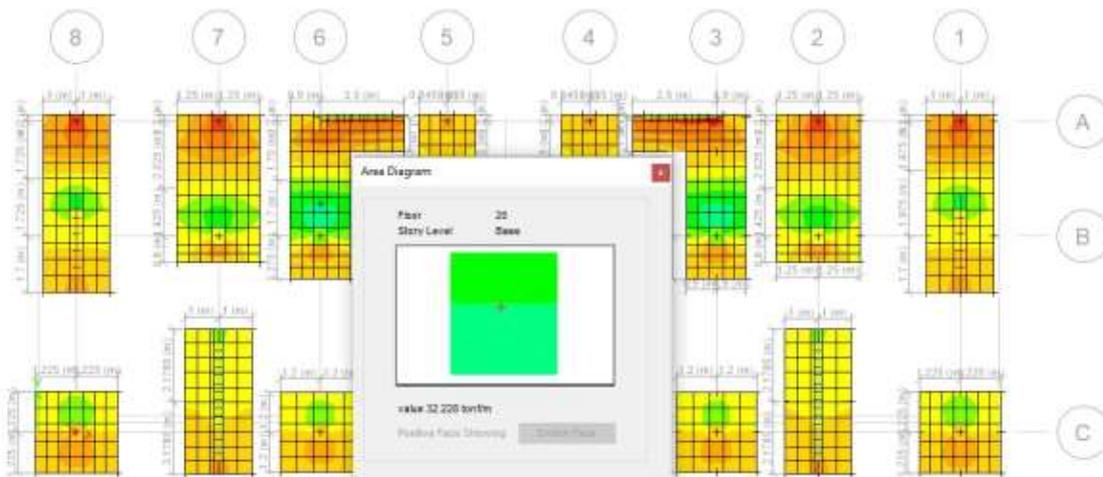


Figura 57. Diagrama de fuerzas cortantes V23(+) en dirección YY

Tabla 66: Diseño por flexión en dirección YY

f'c :	2800	ton/m2				
fy=	42000	ton/m2				
d:	0.715	m				
b:	1.00	m				
Vu :	32.23	ton/m				
Ø corte:	0.75					
λs:	0.72					
ρw:	0.00463					
ØVc :	22.48	ton/m	>	32.23	ton/m	OK
ØVc lím :	119.26	ton/m	>	22.48	ton/m	
Ø(Vc+0.66(f'c)^.5bwd):	204.26	ton/m	>	32.23	ton/m	
Av: Ø3/8"	1.42	cm2				
S:	0.20	m				
ØVs:	16.00	ton/m				
ØVn:	38.48	ton/m				

IV. RESULTADOS

4.1. Estudio topográfico

4.1.1. Coordenadas UTM de vértices

Tabla 67: Coordenadas UTM en los vértices del predio

COORDENADAS		
PUNTO	NORTE	ESTE
A	9105289.30	714764.72
B	9105270.40	714758.18
C	9105257.87	714794.94
D	9105276.78	714801.47

4.1.2. Dimensiones del lote

Tabla 68: Distancias del predio

DISTANCIAS	
A-B	20.00m
B-C	38.84m
C-D	20.01m



Figura 58. Poligonal cerrada de lados no ortogonales

4.1.4. Área de estudio

Tabla 69: Área del predio en estudio

ÁREA	776.74 m ²
-------------	-----------------------

4.2. Estudio de mecánica de suelos

4.2.1. Profundidad de la cimentación

Tabla 70: Desplante de zapatas

DESPLANTE	2.00m
------------------	-------

4.2.2. Tipo de cimentación

Tabla 71: Recomendación de tipos de zapatas

TIPO DE CIMENTACIÓN
Zapatas combinadas
Zapatas aisladas

4.2.3. Capacidad portante admisible

Tabla 72: Capacidad portante para zapatas combinadas y aisladas

Capacidad portante	
Zapatas combinadas	1.386kgf/cm ²
Zapatas aisladas	1.552kgf/cm ²

4.2.4. Asentamiento

Tabla 73: Asentamientos para zapatas combinadas y aisladas

Asentamiento diferencial	
Zapatas combinadas	0.721cm
Zapatas aisladas	2.246cm

4.3. Diseño de arquitectura

4.3.1. Distribución de ambientes

Tabla 73: Distribución de primer nivel

DISTRIBUCIÓN NIVEL 1	
Departamentos 1	
Dormitorios	3
SS. HH	4

Cocina	1
Sala - Comedor	1
Depósito	1
Lavandería	1
Estar	1

Tabla 74: Distribución de segundo, quinto y sexto nivel

DISTRIBUCIÓN NIVEL 2,4,6	
Departamentos 2	
Dormitorios	3
SS. HH	4
Cocina	1
Sala - Comedor	1
Depósito	1
Lavandería	1

Tabla 75: Distribución de tercer, quinto y séptimo nivel

DISTRIBUCIÓN NIVEL 3,5,7	
Departamentos 2	
Dormitorios	3
SS. HH	4
Cocina	1
Sala - Comedor	1
Depósito	1
Lavandería	1

Tabla 76: Distribución de octavo nivel

DISTRIBUCIÓN NIVEL 8	
Departamentos 2	
Dormitorios	1
SS. HH	3
Cocina	1
Sala - Comedor	1
Depósito	1
Bar	1
Escritorio	1

Tabla 77: Distribución de nivel de azotea

DISTRIBUCIÓN NIVEL AZOTEA	
Departamentos 2 (complemento de departamentos nivel 8)	
Cuarto de servicio	1
SS. HH	1
Hall	1
Cuarto de planchado	1
Lavandería tendal	1

4.3.2. Cortes y elevaciones**Tabla 78:** Cortes y elevaciones

Cortes y elevaciones	
Cortes longitudinales	3
Cortes transversales	2
Elevaciones	3

4.3.3. Cuadro de vanos**Tabla 79:** Cuadro de vanos para puertas

PUERTAS	CÓDIGO	ANCHO	ALTO	CANTIDAD	OBSERVACIONES
	P-1	1.20	2.50	01	De aluminio y vidrio
	P-2	1.00	2.10	16	De madera contraplacada
	P-3	1.00	2.10	15	De madera contraplacada
	P-4	0.90	2.10	42	De madera contraplacada
	P-5	0.80	2.10	63	De madera contraplacada
	P-6	0.90	2.10	14	De madera contraplacada
	P-7	0.70	2.10	11	De madera contraplacada
	P-8	0.60	2.10	02	De madera contraplacada
	P-9	0.80	2.10	02	De madera contraplacada corrediza
P-10	0.90	2.40	02	De madera contraplacada batiente	

Tabla 80: Cuadro de vanos para ventanas

VENTANAS	CÓDIGO	ANCHO	ALTO	ALFEIZER	OBSERVACIONES
	V-1	1.00	2.50	0.00	De vidrio
	V-2	3.34	2.15	0.15	De vidrio
	V-3	2.75	2.15	0.15	De vidrio
	V-4	1.70	1.40	0.90	De vidrio
	V-5	1.97	1.40	0.90	De vidrio
	V-6	2.20	1.60	0.90	De vidrio
	V-7	0.85	0.60	1.90	De vidrio
	V-8	0.60	0.60	1.90	De vidrio
	V-9	0.95	1.60	0.90	De vidrio
	V-10	0.90	0.60	1.90	De vidrio
	V-11	2.00	1.60	0.9	De vidrio
	V-12	1.45	2.10	0.20	De vidrio
	V-13	2.20	1.40	0.90	De vidrio
	V-14	1.45	1.40	0.9	De vidrio

Tabla 81: Cuadro de vanos para mamparas

MAMPARAS	CÓDIGO	ANCHO	ALTO	ALFEIZER	CANTIDAD	OBS.
	M-1	2.20	de piso a techo	-	12	De vidrio
	M-2	1.30	de piso a techo	-	12	De vidrio
	M-3	3.40	de piso a techo	-	02	De vidrio
	M-4	1.80	de piso a techo	-	02	De vidrio

4.4. Análisis sísmico (modal espectral)

4.4.1. Masa participativa

Tabla 82: Masa participativa predominante en la combinación modal

Modo	Periodo	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
	seg	%	%	%	%	%	%
1	0.579	76.22%	0.01%	0.02%	76.22%	0.01%	0.02%
2	0.561	0.03%	4.91%	67.81%	76.25%	4.92%	67.83%
3	0.489	0.00%	65.61%	5.45%	76.25%	70.53%	73.28%
4	0.160	14.45%	0.00%	0.06%	90.71%	70.53%	73.34%
5	0.148	0.08%	0.10%	15.64%	90.78%	70.63%	88.97%
6	0.120	0.01%	17.15%	0.06%	90.79%	87.78%	89.04%
7	0.079	4.55%	0.00%	0.03%	95.34%	87.78%	89.07%
8	0.073	0.06%	0.02%	4.67%	95.40%	87.81%	93.74%
9	0.059	0.00%	5.47%	0.00%	95.40%	93.27%	93.74%
10	0.053	0.71%	0.00%	1.60%	96.11%	93.28%	95.34%
11	0.050	1.17%	0.00%	0.94%	97.28%	93.28%	96.29%
12	0.040	0.00%	2.66%	0.00%	97.28%	95.94%	96.29%

4.4.2. Espectro de aceleraciones

Tabla 83: Espectro de respuesta según E.030 en la dirección XX

Espectro de aceleraciones (E.030) en la dirección "XX"		
T	C	Sa
0	2.50	1.93
0.1	2.50	1.93
0.2	2.50	1.93
0.3	2.50	1.93
0.4	2.50	1.93
0.5	2.50	1.93
0.6	2.50	1.93
0.7	2.14	1.66
0.8	1.88	1.45
0.9	1.67	1.29
1	1.50	1.16
1.1	1.36	1.05
1.2	1.25	0.97
1.3	1.15	0.89
1.4	1.07	0.83
1.5	1.00	0.77
1.6	0.94	0.72
1.7	0.88	0.68
1.8	0.83	0.64
1.9	0.79	0.61
2	0.75	0.58
2.1	0.68	0.53
2.2	0.62	0.48
2.3	0.57	0.44
2.4	0.52	0.40
2.5	0.48	0.37
2.6	0.44	0.34
2.7	0.41	0.32
2.8	0.38	0.30
2.9	0.36	0.28
3	0.33	0.26
3.1	0.31	0.24
3.2	0.29	0.23
3.3	0.28	0.21
3.4	0.26	0.20
3.5	0.24	0.19
3.6	0.23	0.18
3.7	0.22	0.17

3.8	0.21	0.16
-----	------	------

3.9	0.20	0.15
4	0.19	0.14
4.1	0.18	0.14
4.2	0.17	0.13
4.3	0.16	0.13
4.4	0.15	0.12
4.5	0.15	0.11
4.6	0.14	0.11
4.7	0.14	0.10
4.8	0.13	0.10
4.9	0.12	0.10
5	0.12	0.09
5.1	0.12	0.09
5.2	0.11	0.09
5.3	0.11	0.08
5.4	0.10	0.08
5.5	0.10	0.08
5.6	0.10	0.07
5.7	0.09	0.07
5.8	0.09	0.07
5.9	0.09	0.07
6	0.08	0.06
6.1	0.08	0.06
6.2	0.08	0.06
6.3	0.08	0.06
6.4	0.07	0.06
6.5	0.07	0.05
6.6	0.07	0.05
6.7	0.07	0.05
6.8	0.06	0.05
6.9	0.06	0.05
7	0.06	0.05

Plataforma / Espectro de aceleraciones - C vs T / Sa vs T

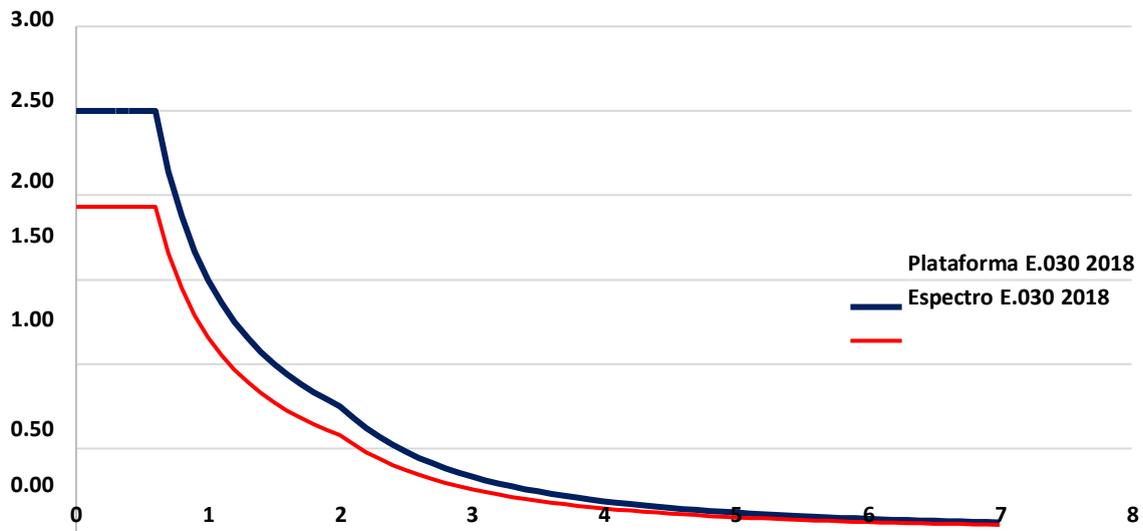


Figura 59. Espectro de aceleraciones según Norma E.030 2018 para la dirección XX

Tabla 84: Espectro de respuesta según E.030 en la dirección YY

Espectro de aceleraciones (E.030) en la dirección "YY"		
T	C	Sa
0	2.50	2.27
0.1	2.50	2.27
0.2	2.50	2.27
0.3	2.50	2.27
0.4	2.50	2.27
0.5	2.50	2.27
0.6	2.50	2.27
0.7	2.14	1.95
0.8	1.88	1.70
0.9	1.67	1.51
1	1.50	1.36
1.1	1.36	1.24
1.2	1.25	1.14
1.3	1.15	1.05
1.4	1.07	0.97
1.5	1.00	0.91
1.6	0.94	0.85
1.7	0.88	0.80
1.8	0.83	0.76
1.9	0.79	0.72
2	0.75	0.68

2.1	0.68	0.62
2.2	0.62	0.56
2.3	0.57	0.52
2.4	0.52	0.47
2.5	0.48	0.44
2.6	0.44	0.40
2.7	0.41	0.37
2.8	0.38	0.35
2.9	0.36	0.32
3	0.33	0.30
3.1	0.31	0.28
3.2	0.29	0.27
3.3	0.28	0.25
3.4	0.26	0.24
3.5	0.24	0.22
3.6	0.23	0.21
3.7	0.22	0.20
3.8	0.21	0.19
3.9	0.20	0.18
4	0.19	0.17
4.1	0.18	0.16
4.2	0.17	0.15
4.3	0.16	0.15
4.4	0.15	0.14
4.5	0.15	0.13
4.6	0.14	0.13
4.7	0.14	0.12
4.8	0.13	0.12
4.9	0.12	0.11
5	0.12	0.11
5.1	0.12	0.10
5.2	0.11	0.10
5.3	0.11	0.10
5.4	0.10	0.09
5.5	0.10	0.09
5.6	0.10	0.09
5.7	0.09	0.08
5.8	0.09	0.08
5.9	0.09	0.08
6	0.08	0.08
6.1	0.08	0.07
6.2	0.08	0.07
6.3	0.08	0.07
6.4	0.07	0.07
6.5	0.07	0.06
6.6	0.07	0.06
6.7	0.07	0.06
6.8	0.06	0.06

6.9	0.06	0.06
7	0.06	0.06

Plataforma / Espectro de aceleraciones - C vs T / Sa vs T

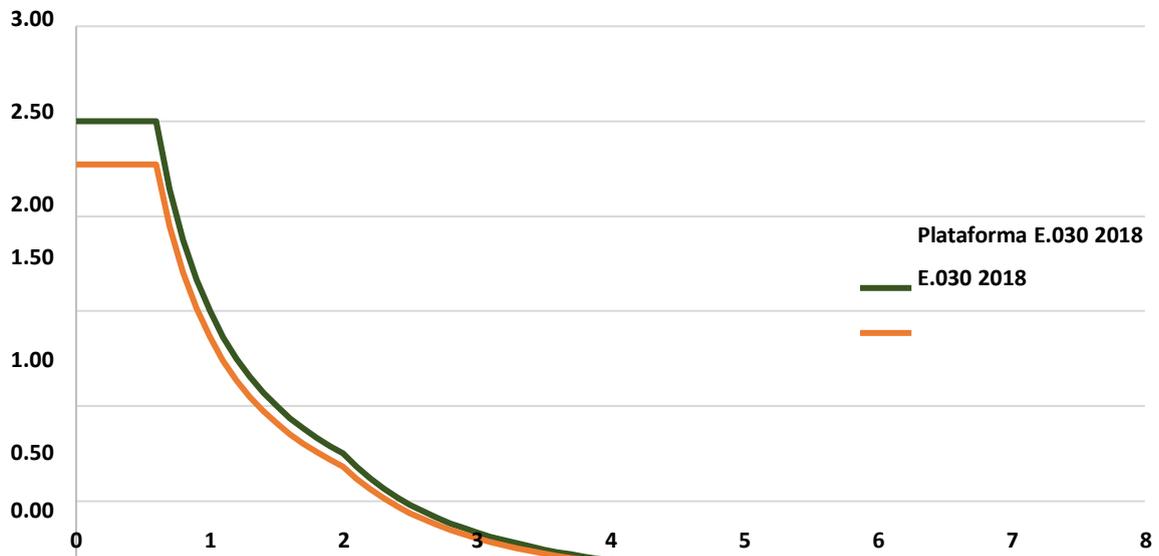


Figura 60. Espectro de aceleraciones según Norma E.030 2018 para la dirección YY.

4.4.3. Factor de escala de fuerza cortante mínima

En dirección XX:

Tabla 85: Fuerza de diseño en la base en la dirección XX

Factor de escala				
Peso de la edificación	Cortante Estática	Cortante Dinámica	Factor de escala	
tonf	tonf	tonf		
2342.66	461.21	368.58	1.001053	REGULAR

Tabla 86: Fuerza dinámica en la base en la dirección XX

Cortante Dinámica				
Nivel	Caso de carga/ Combo	Localización	VX	VY
			tonf	tonf
T9	SDXX Max	Bottom	23.0988	7.4365
T8	SDXX Max	Bottom	71.1535	21.5389
T7	SDXX Max	Bottom	148.7402	43.3402
T6	SDXX Max	Bottom	211.1346	60.0647
T5	SDXX Max	Bottom	262.6368	73.3853

T4	SDXX Max	Bottom	304.0316	83.8906
T3	SDXX Max	Bottom	335.4352	91.6982
T2	SDXX Max	Bottom	356.798	96.8464
T1	SDXX Max	Bottom	368.5802	99.468

Tabla 87: Igualdad de obtención de la fuerza de diseño en la base en la dirección

XX

V. DISEÑO SXX (VEXX*0,90)	V. DISEÑO SXX (VDXX*f)	V. DISEÑO SXX ETABS (*)
368.97	368.97	368.97

(*) La cortante en ETABS será igual a VDXX*f.

En dirección YY:

Tabla 88: Fuerza de diseño en la base en la dirección YY

Factor de escala				
Peso de la edificación	Cortante Estática	Cortante Dinámica	Factor de escala	
tonf	tonf	tonf		
2342.66	542.60	389.77	1.252887	IRREGULAR

Tabla 89: Fuerza dinámica en la base en la dirección YY

Cortante Dinámica				
Nivel	Caso de carga/ Combo	Localización	VX	VY
			tonf	tonf
T9	SDYY Max	Bottom	8.3351	29.1178
T8	SDYY Max	Bottom	25.1374	84.355
T7	SDYY Max	Bottom	52.5332	169.8097
T6	SDYY Max	Bottom	74.5648	235.3992
T5	SDYY Max	Bottom	92.7434	287.6438
T4	SDYY Max	Bottom	107.3596	328.8224
T3	SDYY Max	Bottom	118.4544	359.3943
T2	SDYY Max	Bottom	126.0027	379.5283
T1	SDYY Max	Bottom	130.1691	389.7721

Tabla 90: Igualdad de obtención de la fuerza de diseño en la base en la dirección

YY

V. DISEÑO SYY (VEYY*0,90)	V. DISEÑO SYY (VDYY*f)	V. DISEÑO SYY ETABS
488.34	488.34	488.34

(*) la cortante en ETABS será igual a VDYY*f.

4.4.4. Cortante basal de diseño

Tabla 91: Fuerza de diseño en la base en la dirección XX

Cortante de mínima de diseño en dirección XX				
Nivel	Caso de carga/ Combo	Localización	VX	VY
			tonf	tonf
T9	SXX Max	Bottom	23.12	7.44
T8	SXX Max	Bottom	71.23	21.56
T7	SXX Max	Bottom	148.90	43.39
T6	SXX Max	Bottom	211.36	60.13
T5	SXX Max	Bottom	262.91	73.46
T4	SXX Max	Bottom	304.3518	83.9789
T3	SXX Max	Bottom	335.7885	91.7948
T2	SXX Max	Bottom	357.1739	96.9484
T1	SXX Max	Bottom	368.9685	99.5728

Tabla 92: Fuerza de diseño en la base en la dirección YY

Cortante de mínima de diseño en dirección YY				
Nivel	Caso de carga/ Combo	Localización	VX	VY
			tonf	tonf
T9	SYX Max	Bottom	10.4429	36.4813
T8	SYX Max	Bottom	31.4944	105.6874
T7	SYX Max	Bottom	65.8182	212.7524
T6	SYX Max	Bottom	93.4214	294.9287
T5	SYX Max	Bottom	116.1971	360.3853
T4	SYX Max	Bottom	134.5095	411.9775
T3	SYX Max	Bottom	148.4101	450.2807
T2	SYX Max	Bottom	157.8672	475.5064
T1	SYX Max	Bottom	163.0872	488.3406

4.4.5. Control de derivas

Tabla 93: Control de deriva por entrepiso en el eje A

	DESPLAZAMIENTO INELÁSTICO XX	R	0.85R ó 0.75R	ALTURA ENTREPISO	DRITF XX	DRITF MÁX XX	DRIFT MÁX XX > DRITFXX ?
EJE A							
PISO 8	0.023164	6	4.5	2.7	0.003588	0.007	CUMPLE
PISO 7	0.021011	6	4.5	2.7	0.004265	0.007	CUMPLE
PISO 6	0.018452	6	4.5	2.7	0.004965	0.007	CUMPLE
PISO 5	0.015473	6	4.5	2.7	0.005477	0.007	CUMPLE
PISO 4	0.012187	6	4.5	2.7	0.005712	0.007	CUMPLE
PISO 3	0.00876	6	4.5	2.7	0.005557	0.007	CUMPLE
PISO 2	0.005426	6	4.5	2.7	0.004860	0.007	CUMPLE
PISO 1	0.00251	6	4.5	4.05	0.002789	0.007	CUMPLE

Tabla 94: Control de deriva por entrepiso en el eje B

	DESPLAZAMIENTO INELÁSTICO XX	R	0.85R ó 0.75R	ALTURA ENTREPISO	DRITF XX	DRITF MÁX XX	DRIFT MÁX XX > DRITFXX ?
EJE B							
PISO 8	0.02292	6	4.5	2.7	0.003565	0.007	CUMPLE
PISO 7	0.020781	6	4.5	2.7	0.004220	0.007	CUMPLE
PISO 6	0.018249	6	4.5	2.7	0.004913	0.007	CUMPLE
PISO 5	0.015301	6	4.5	2.7	0.005413	0.007	CUMPLE
PISO 4	0.012053	6	4.5	2.7	0.005642	0.007	CUMPLE
PISO 3	0.008668	6	4.5	2.7	0.005483	0.007	CUMPLE
PISO 2	0.005378	6	4.5	2.7	0.004807	0.007	CUMPLE
PISO 1	0.002494	6	4.5	4.05	0.002771	0.007	CUMPLE

Tabla 95: Control de deriva por entrepiso en el eje C

	DESPLAZAMIENTO INELÁSTICO XX	R	0.85R ó 0.75R	ALTURA ENTREPISO	DRITF XX	DRITF MÁX XX	DRIFT MÁX XX > DRITFXX ?
EJE C							
PISO 8	0.023201	6	4.5	2.7	0.003632	0.007	CUMPLE
PISO 7	0.021022	6	4.5	2.7	0.004288	0.007	CUMPLE
PISO 6	0.018449	6	4.5	2.7	0.004990	0.007	CUMPLE
PISO 5	0.015455	6	4.5	2.7	0.005480	0.007	CUMPLE
PISO 4	0.012167	6	4.5	2.7	0.005695	0.007	CUMPLE
PISO 3	0.00875	6	4.5	2.7	0.005525	0.007	CUMPLE
PISO 2	0.005435	6	4.5	2.7	0.004842	0.007	CUMPLE
PISO 1	0.00253	6	4.5	4.05	0.002811	0.007	CUMPLE

Tabla 96: Control de deriva por entrepiso en el eje 1

	DESPLAZAMIENTO INELÁSTICO YY	R	0.85R ó 0.75R	ALTURA ENTREPISO	DRITF YY	DRITF MÁX YY	DRIFT MÁX YY > DRITF YY ?
EJE 1							
PISO 7	0.019121	5.1	4.335	2.7	0.004793	0.007	CUMPLE
PISO 6	0.016136	5.1	4.335	2.7	0.005186	0.007	CUMPLE
PISO 5	0.012906	5.1	4.335	2.7	0.005351	0.007	CUMPLE
PISO 4	0.009573	5.1	4.335	2.7	0.005199	0.007	CUMPLE
PISO 3	0.006335	5.1	4.335	2.7	0.004627	0.007	CUMPLE
PISO 2	0.003453	5.1	4.335	2.7	0.003484	0.007	CUMPLE
PISO 1	0.001283	5.1	4.335	4.05	0.001373	0.007	CUMPLE

Tabla 97: Control de deriva por entrepiso en el eje 2

	DESPLAZAMIENTO INELÁSTICO YY	R	0.85R ó 0.75R	ALTURA ENTREPISO	DRITF YY	DRITF MÁX YY	DRIFT MÁX YY > DRITF YY ?
EJE 2							
PISO 8	0.02004	5.1	4.335	2.7	0.003632	0.007	CUMPLE
PISO 7	0.017778	5.1	4.335	2.7	0.004502	0.007	CUMPLE
PISO 6	0.014974	5.1	4.335	2.7	0.004846	0.007	CUMPLE
PISO 5	0.011956	5.1	4.335	2.7	0.004979	0.007	CUMPLE
PISO 4	0.008855	5.1	4.335	2.7	0.004818	0.007	CUMPLE
PISO 3	0.005854	5.1	4.335	2.7	0.004274	0.007	CUMPLE
PISO 2	0.003192	5.1	4.335	2.7	0.003216	0.007	CUMPLE
PISO 1	0.001189	5.1	4.335	4.05	0.001273	0.007	CUMPLE

Tabla 98: Control de deriva por entrepiso en el eje 3

	DESPLAZAMIENTO INELÁSTICO YY	R	0.85R ó 0.75R	ALTURA ENTREPISO	DRITF YY	DRITF MÁX YY	DRIFT MÁX YY > DRITF YY ?
EJE 3							
PISO 8	0.019403	5.1	4.335	2.7	0.003609	0.007	CUMPLE
PISO 7	0.017155	5.1	4.335	2.7	0.004354	0.007	CUMPLE
PISO 6	0.014443	5.1	4.335	2.7	0.004672	0.007	CUMPLE
PISO 5	0.011533	5.1	4.335	2.7	0.004791	0.007	CUMPLE
PISO 4	0.008549	5.1	4.335	2.7	0.004632	0.007	CUMPLE
PISO 3	0.005664	5.1	4.335	2.7	0.004110	0.007	CUMPLE
PISO 2	0.003104	5.1	4.335	2.7	0.003107	0.007	CUMPLE

PISO 1	0.001169	5.1	4.335	4.05	0.001251	0.007	CUMPLE
--------	----------	-----	-------	------	-----------------	-------	--------

Tabla 99: Control de deriva por entrepiso en el eje 4

	DESPLAZAMIENTO INELÁSTICO YY	R	0.85R ó 0.75R	ALTURA ENTREPISO	DRITF YY	DRITF MÁX YY	DRIFT MÁX YY > DRITF YY ?
EJE 4							
PISO 9	0.020763	5.1	4.335	2.7	0.002768	0.007	CUMPLE
PISO 8	0.019039	5.1	4.335	2.7	0.003632	0.007	CUMPLE
PISO 7	0.016777	5.1	4.335	2.7	0.004240	0.007	CUMPLE
PISO 6	0.014136	5.1	4.335	2.7	0.004541	0.007	CUMPLE
PISO 5	0.011308	5.1	4.335	2.7	0.004653	0.007	CUMPLE
PISO 4	0.00841	5.1	4.335	2.7	0.004505	0.007	CUMPLE
PISO 3	0.005604	5.1	4.335	2.7	0.004012	0.007	CUMPLE
PISO 2	0.003105	5.1	4.335	2.7	0.003068	0.007	CUMPLE
PISO 1	0.001194	5.1	4.335	4.05	0.001278	0.007	CUMPLE

Tabla 100: Control de deriva por entrepiso en el eje 5

	DESPLAZAMIENTO INELÁSTICO YY	R	0.85R ó 0.75R	ALTURA ENTREPISO	DRITF YY	DRITF MÁX YY	DRIFT MÁX YY > DRITF YY ?
EJE 5							
PISO 9	0.022147	5.1	4.335	2.7	0.003736	0.007	CUMPLE
PISO 8	0.01982	5.1	4.335	2.7	0.003820	0.007	CUMPLE
PISO 7	0.017441	5.1	4.335	2.7	0.004329	0.007	CUMPLE
PISO 6	0.014745	5.1	4.335	2.7	0.004635	0.007	CUMPLE
PISO 5	0.011858	5.1	4.335	2.7	0.004767	0.007	CUMPLE
PISO 4	0.008889	5.1	4.335	2.7	0.004645	0.007	CUMPLE
PISO 3	0.005996	5.1	4.335	2.7	0.004179	0.007	CUMPLE
PISO 2	0.003393	5.1	4.335	2.7	0.003253	0.007	CUMPLE

PISO 1	0.001367	5.1	4.335	4.05	0.001463	0.007	CUMPLE
--------	----------	-----	-------	------	-----------------	-------	--------

Tabla 101: Control de deriva por entrepiso en el eje 6

	DESPLAZAMIENTO INELÁSTICO YY	R	0.85R ó 0.75R	ALTURA ENTREPISO	DRITF YY	DRITF MÁX YY	DRIFT MÁX YY > DRITF YY ?
EJE 6							
PISO 8	0.021979	5.1	4.335	2.7	0.004165	0.007	CUMPLE
PISO 7	0.019385	5.1	4.335	2.7	0.004712	0.007	CUMPLE
PISO 6	0.01645	5.1	4.335	2.7	0.005062	0.007	CUMPLE
PISO 5	0.013297	5.1	4.335	2.7	0.005241	0.007	CUMPLE
PISO 4	0.010033	5.1	4.335	2.7	0.005149	0.007	CUMPLE
PISO 3	0.006826	5.1	4.335	2.7	0.004691	0.007	CUMPLE
PISO 2	0.003904	5.1	4.335	2.7	0.003731	0.007	CUMPLE
PISO 1	0.00158	5.1	4.335	4.05	0.001691	0.007	CUMPLE

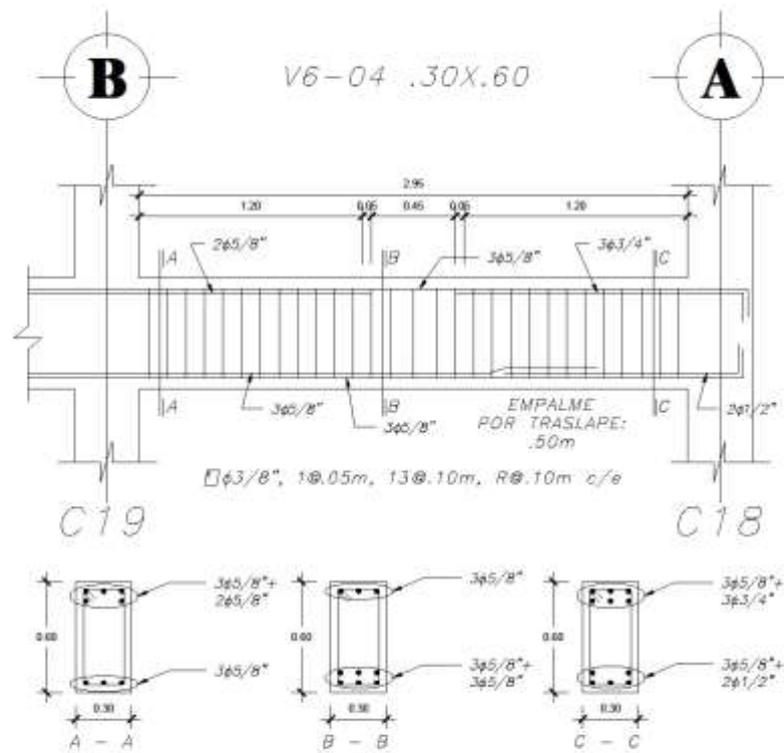
Tabla 102: Control de deriva por entrepiso en el eje 7

	DESPLAZAMIENTO INELÁSTICO YY	R	0.85R ó 0.75R	ALTURA ENTREPISO	DRITF YY	DRITF MÁX YY	DRIFT MÁX YY > DRITF YY ?
EJE 7							
PISO 8	0.023942	5.1	4.335	2.7	0.004473	0.007	CUMPLE
PISO 7	0.021156	5.1	4.335	2.7	0.005066	0.007	CUMPLE
PISO 6	0.018001	5.1	4.335	2.7	0.005459	0.007	CUMPLE
PISO 5	0.014601	5.1	4.335	2.7	0.005677	0.007	CUMPLE
PISO 4	0.011065	5.1	4.335	2.7	0.005611	0.007	CUMPLE
PISO 3	0.00757	5.1	4.335	2.7	0.005152	0.007	CUMPLE
PISO 2	0.004361	5.1	4.335	2.7	0.004138	0.007	CUMPLE
PISO 1	0.001784	5.1	4.335	4.05	0.001910	0.007	CUMPLE

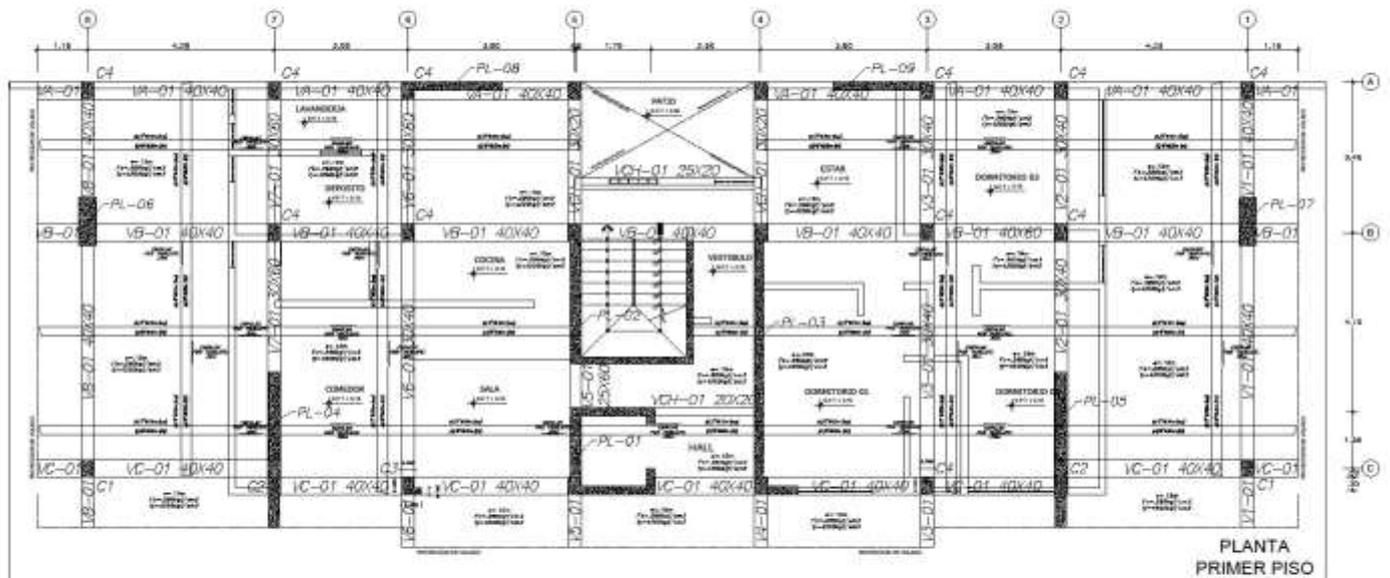
Tabla 103: Control de deriva por entrepiso en el eje 8

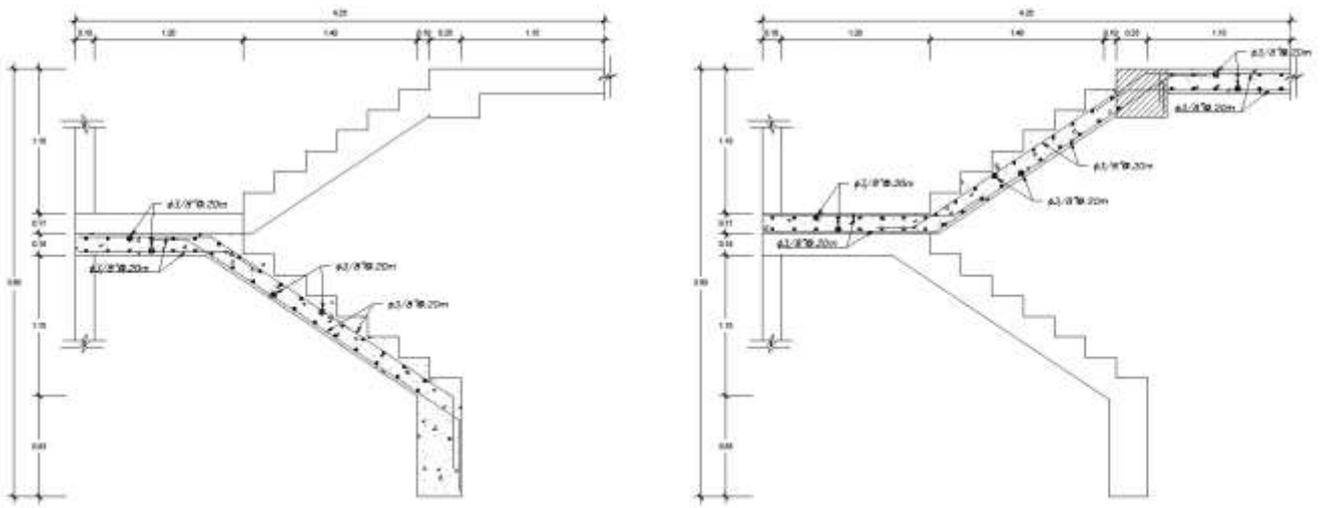
	DESPLAZAMIENTO INELÁSTICO YY	R	0.85R ó 0.75R	ALTURA ENTREPISO	DRITF YY	DRITF MÁX YY	DRIFT MÁX YY > DRITF YY ?
EJE 8							
PISO 7	0.023875	5.1	4.335	2.7	0.005613	0.007	CUMPLE
PISO 6	0.020379	5.1	4.335	2.7	0.006075	0.007	CUMPLE
PISO 5	0.016595	5.1	4.335	2.7	0.006356	0.007	CUMPLE
PISO 4	0.012636	5.1	4.335	2.7	0.006327	0.007	CUMPLE
PISO 3	0.008695	5.1	4.335	2.7	0.005859	0.007	CUMPLE
PISO 2	0.005046	5.1	4.335	2.7	0.004756	0.007	CUMPLE
PISO 1	0.002084	5.1	4.335	4.05	0.002231	0.007	CUMPLE

4.5. Diseño estructural



DETALLE DE VIGA

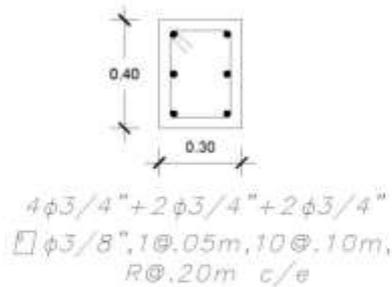




DETALLE DE ESCALERA

Figura 63. Refuerzo estructural de escalera para los diseños con Norma E.060-19 y el código ACI 318S-19

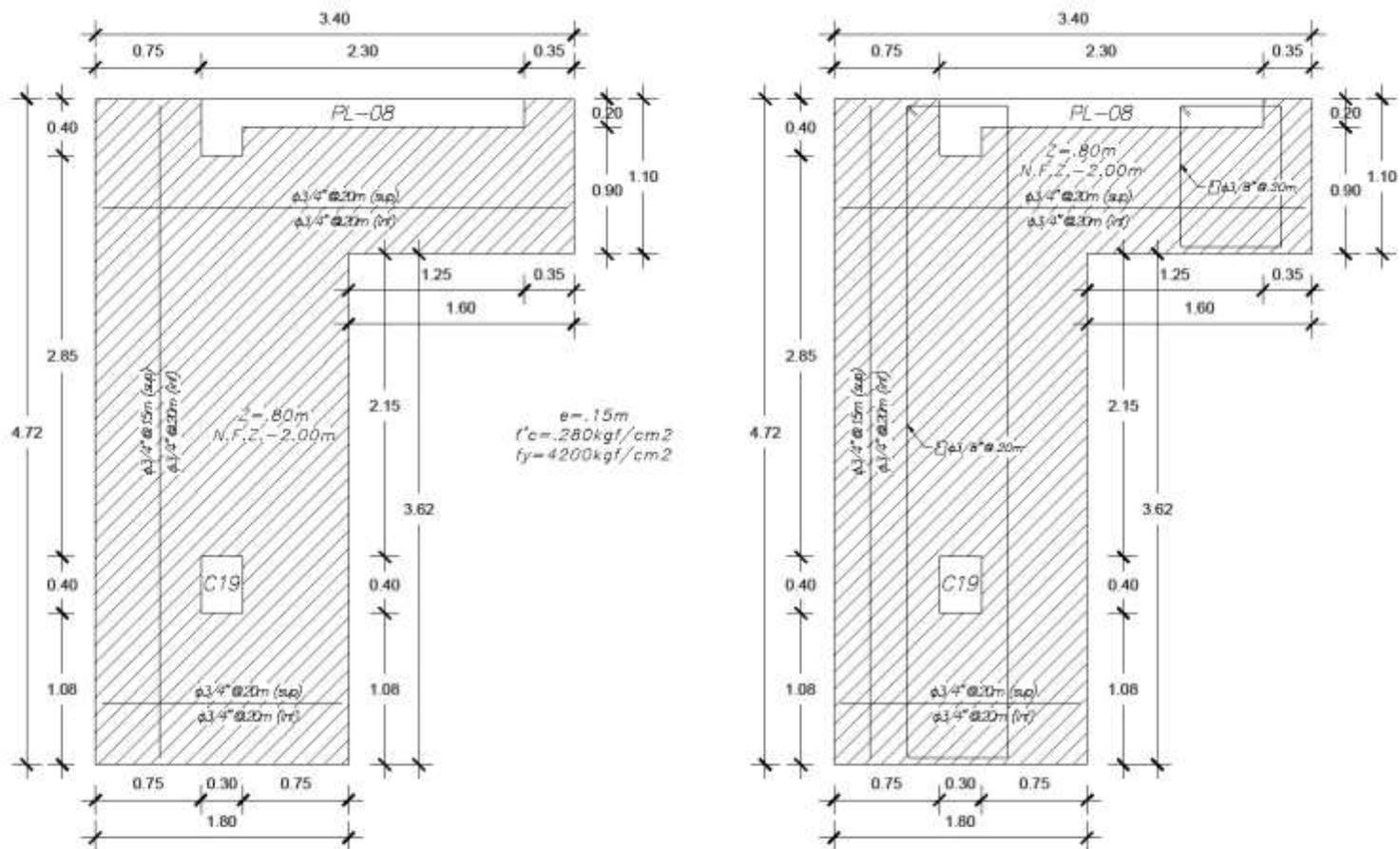
4.5.4.



DETALLE DE COLUMNA C19
UBICADA EN EJE 6 y B

Figura 64. Refuerzo estructural de columna para los diseños con Norma E.060-19 y el código ACI 318S-19

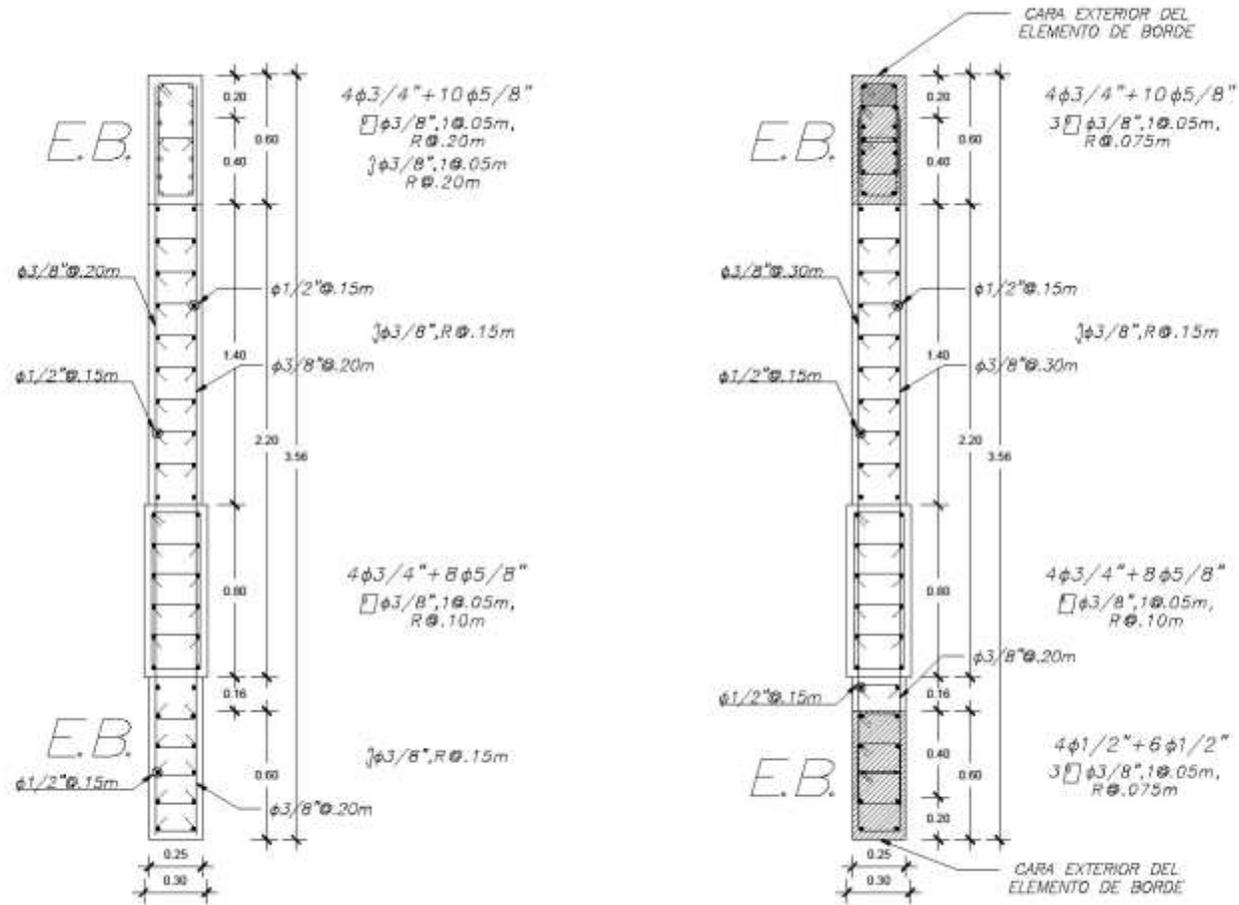
4.5.



DETALLE DE ZAPATA COMBINADA
UBICADA EN EJES A y 6

Figura 65. Refuerzo estructural de zapata combinada para los diseños con Norma E.060-19 y el código ACI 318S-19

4.5 (



DETALLE DE PLACAS

Figura 66. Refuerzo estructural de placas para los diseños con Norma E.060-19 y el código ACI 318S-19

V. DISCUSIÓN

A partir de los resultados encontrados, aceptamos la hipótesis de que el comportamiento estructural de la edificación es más conservador en cuanto a su diseño y desempeño durante su vida útil con el código americano ACI318S-19 que con la Norma peruana E.060. Esta afirmación no guarda relación con lo que sostiene Rey (2016), puesto que el investigador señala que en base a sus resultados el uso del euro código brinda valores más razonables en cuanto a el estudio del concreto en aspectos como el periodo de iniciación que de propagación, lo que podría traducirse a que no necesariamente el código americano tenga los requisitos más idóneos para temas de ensayos y guías de diseño, afirmación que el presente estudio no corrobora debido a que en nuestro medio no se establecen protocolos de estudio de durabilidad o comportamiento del material mediante ensayos antes de realizar el diseño de un estructura como el de una edificación de categoría C, por ende se establece de los resultados obtenidos de la presente investigación, que las disposiciones reglamentarias del Código Americano se encuentra por encima de exigencia respecto a la Norma E.060, más allá de que esta última esté en base a la anterior versión del similar código americano.

En el estudio topográfico realizado se utilizó la geolocalización de plano perimétrico estudiado con GPS Garmin GPSmap 62S en la tabla 67, el cual en la nos brindó y se delimitó la poligonal cerrada (Figura 58), dimensionando las distancias no ortogonales y con un área total de 776.74 m²(incluyendo el área de estudio) en la tabla 68. En el estudio de suelos se realizó una profundidad de desplante de zapatas de 2.00 mts (tabla 70), deduciendo una cimentación según el manual E.050 de Suelo y Cimentaciones, el tipo zapata combinada o aislada con una capacidad portante de 1.396 kgf/cm² y 1.552 kgf/cm²(tabla 72) , así como un asentamiento diferencial de 0.721 cm y 0.246 cm respectivamente(tabla 73). En el diseño de arquitectura se realizó la distribución de ambientes según su tipo y uso en cada piso considerando su elevación(tabla 74), trazo de corte y elevaciones(tabla 78), así como el cuadro de vanos par el área de iluminación

y ventilación entre otros(tabla 79), teniendo en cuenta las Condiciones Generales de Diseño A.10 y vivienda A.020

correspondientemente al capítulo de arquitectura del RNE. En el diseño sísmico se realizó el cálculo de las masas participativas que predominan mayor al 90% en sus tres primeros modos de vibración (tabla: 82), así como el cálculo del espectro de respuesta(tabla 83) y el grafico de aceleraciones en cada dirección XX y YY(figura 59), asimismo se realizó el factor de escala de 1.001 del tipo regular(tabla 85) y una cortante dinámica en el piso de la base de 368.58 tonf en el eje XX(tabla 86) y 1.25 y 389.77 tonf correspondientemente considerándose irregular(tabla 88 y 89) ; el control de derivas se parametrizó dentro del rango 7/1000 para edificaciones de concreto armado(tabla 93 a 103) establecido por la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente incluida para el resto de consideraciones tomadas. En el diseño estructural en el diseño de vigas se evidenció diferencias en el calculo del aporte de concreto a cortante, además de ser factible la colocación de acero como lo indica la norma en el confinamiento, por otro lado se encontró una limitación en el aporte de concreto a cortante sin problema para el calculo de la resistencia nominal(figura 61); el diseño de losa maciza y escaleras se diseñó sin ningún cambio evidente en ambas normativas(figura 62 y 63), para el diseño de columnas tiene similitud en diseño al de vigas, por ende no existió ningún cambio en las normativas(figura 64); así para el diseño de placas fue donde se obtuvieron principalmente mayores resultados, donde se obtuvieron elementos de borde .25X.60 en los extremos para el diseño con el código ACI318S-19, respecto al diseño de la Norma E.060 que no contempló el requerimiento de estos elementos en el muro estructural, así mismo el acero horizontal dentro del alma del muro fue de $\emptyset 3/8" @ .30m$ y $\emptyset 3/8" @ .20m$, respectivamente. Respecto al acero vertical no se tuvieron cambios, estando distribuido con $\emptyset 1/2" @ .15m$; sin embargo, el acero transversal en los elementos de borde para el caso del diseño con el código ACI318S-19 fue de $2\emptyset 1/2" @ .075m$ más $1\emptyset 3/8" @ .075m$ (figura 66). De igual manera se tuvieron cambios para el diseño de la cimentación (zapata combinada), en el que para el código americano, se tuvo refuerzo por corte en dirección YY con $\emptyset 3/8" @ .20m$, mientras que para el cálculo con la Norma E.060, no fue necesario refuerzo transversal(figura 65).

En la tesis de (Sanchez,2020) en cuanto a sus antecedentes de los indicadores de las dimensiones de Análisis sísmico (modal espectral) y diseño estructural, establece del cálculo desarrollado con el código ACI318S-08 (equivalente a la Norma E.060) en cuanto a la resistencia a corte por parte del concreto se reduce hasta 3.4 veces la resistencia obtenida con el código ACI318S-19 al considerar el factor de efecto de tamaño, siendo esta última conservadora en el diseño de fundaciones, dicha afirmación contrasta lo concluido en el objetivo específico O.E.5., donde el refuerzo de las zapatas cuentan con refuerzo a corte en la dirección YY siguiendo las especificaciones americanas. Teniendo afinidad con el antecedente citado, se llegó en ambos estudios a la misma conclusión ya que se entiende que este factor de reducción por tamaño relaciona a la resistencia a corte del concreto con el peralte efectivo del elemento, brindando una mayor seguridad en el diseño.

En la tesis de (Cornetero, 2020), especificó la realización del análisis sísmico modal espectral dentro de un rango lineal y elástico, con la finalidad de evaluar preliminarmente el comportamiento estructural de la edificación de una edificación en la ciudad de Cajamarca 2021. Menciona que de la comparación del comportamiento estructural de una viga de gran peralte y muro de corte de baja altura en concreto armado, llega a concluir que el código americano ACI318S-19 conlleva a un diseño más conservador con el método del puntal – tirante a comparación del método de tipo botella que contenía el código ACI318S-14 y las disposiciones de la Norma E.060, cabe señalar que existen consideraciones del diseño de vigas y placas en el diseño de vigas de gran peralte o muros de baja altura; en líneas generales no se logra corroborar esta conclusión por parte del antecedente, puesto que el diseño realizado es de elementos convencionales con vigas de peralte que se encuentran en función de coeficientes de 14 a 16 aprox., así mismo, solo se calcularon muros de concreto armado que eran dominados por deformaciones por flexión, lo que se entiende como muros esbeltez, sin embargo no se descarta la afirmación de la cita, puesto que

en lo desarrollado se sabe que las grandes diferencias están dadas en placas y vigas para sistemas

estructural de muros estructurales y pórticos, respectivamente. En comparación con el antecedente citado, se llegó a diferentes conclusiones, debido a que el diseño de muros bajos y vigas a gran peralte no se utilizan convencionalmente en diseño de edificaciones de categoría C.

En la tesis de (Cruz y Duequez, 2016), tuvo realizar el análisis sísmico lineal y elástico modal espectral de la edificación con la Norma E.030, Trujillo 2021; el indicador de la dimensión de análisis sísmico modal espectral lineal y elástico, donde del cálculo desarrollado concluye que el ejecutar un análisis sísmico modal espectral, resulta un estudio preliminar para desarrollar el análisis estructural ante cargas estáticas y dinámicas, siendo un análisis simplificado que trata de simular la naturaleza del sismo, y caracterizar el comportamiento estructural de la edificación, esta afirmación coincide con lo concluido por el presente trabajo, luego de evidenciar que mediante el análisis modal espectral se llega a saber cuáles son las posibles formas de vibrar. En ambos estudios se llegó a la misma conclusión verbal, aunque existan variaciones numéricas, concerniente al contexto del proyecto, en cuanto a la ubicación y categoría.

Las limitaciones que se encontró fue la coyuntura pandémica (COVID-19), para contrastar los resultados obtenidos en campo, así como en el aspecto de los requerimientos y especificaciones técnicas que se basan las normas en nuestro país de dar mayor detalle y puntualidad en la creación de reglamento, leyes y normas para evitar efectos de ambigüedad o inexactitud en la ejecución de estas. Por el lado contrario podremos evidenciar los aportes que genera a la investigación el encontrar las debilidades en el diseño sísmico-estructural y ser subsanados.

Los resultados que se obtuvieron se logró constatar las diferencias del análisis comparativo para una edificación con las normas E.060-19 y ACI318S-19 en el cálculo y diseño de concreto y acero en la que se evidencia principalmente diferencias en el confinamiento de placas y

zapatas combinadas , evidenciando teorías o disposiciones más conservadoras por parte del Código Americano ACI318S-19.

VI. CONCLUSIONES

Se determinó el análisis comparativo del comportamiento estructural de una edificación de concreto armado utilizando la Norma E.060 del RNE y el Código Americano ACI318S-19, cumpliendo ambos lineamientos y llegando a obtener diferencias en su mayoría en el diseño de cimentaciones y placas.

Se gestionó la información básica necesaria tales como la copia literal y el plano de planimetría obtenido del plano catastral de la ciudad y verificada in situ para el diseño de la edificación en concreto armado. De dicha información se tomó conocimiento que el área de estudio fue de 776.74m² con perímetro de 117.67ml.

Se elaboró el estudio de mecánica de suelos para una edificación de concreto armado obteniéndose una capacidad portante de 1.386kgf/cm² para zapatas combinadas y 1.552kgf/cm² para zapatas aisladas, así mismo, el asentamiento inmediato fue de 2.246cm a una profundidad de desplante de 2.00m.

Se elaboró el plano de arquitectura de una edificación multifamiliar en AutoCAD, contando con 8 niveles más azotea y una distribución independiente por cada departamento. Se tiene la cantidad de 3 dormitorios, 4 servicios higiénicos, 1 cocina, 1 sala-comedor, 1 depósito y 1 lavandería desde el primer piso hasta el séptimo nivel. Para el octavo se tuvo la cantidad de 1 dormitorio, 3 servicios higiénicos, 1 cocina, 1 sala-comedor, 1 depósito, 1 bar y 1 escritorio; finalmente en la azotea se contó con 1 cuarto de servicio, 1 servicio higiénico, 1 hall, 1 cuarto de planchado y 1 lavandería tendal.

Se realizó el análisis sísmico de la estructura mediante el análisis sísmico modal espectral, encontrándose que la edificación es regular en la dirección XX e irregular en la dirección YY (irregularidad de discontinuidad de diafragma), con factores de reducción sísmica de diseño de 6 y 5.1, respectivamente; además, se estableció que para

ambas direcciones se trata de sistema de muros estructurales, así mismo, el periodo fundamental de vibración es de 0.579seg; finalmente, la demanda sísmica aproximada es de 227 cm/seg².

Se realizó el diseño estructural de los elementos pertenecientes a la superestructura y subestructura, obteniéndose principalmente resultados de la comparación para el diseño de placas, donde se obtuvieron elementos de borde .25X.60 en los extremos para el diseño con el código ACI318S-19, respecto al diseño de la Norma E.060 que no contempló el requerimiento de estos elementos en el muro estructural, así mismo el acero horizontal dentro del alma del muro fue de $\emptyset 3/8" @ .30m$ y $\emptyset 3/8" @ .20m$, respectivamente. Respecto al acero vertical no se tuvieron cambios, estando distribuido con $\emptyset 1/2" @ .15m$; sin embargo, el acero transversal en los elementos de borde para el caso del diseño con el código ACI318S-19 fue de $2\emptyset 1/2" @ .075m$ más $1\emptyset 3/8" @ .075m$. De igual manera se tuvieron cambios para el diseño de la cimentación (zapata combinada), en el que para el código americano, se tuvo refuerzo por corte en dirección YY con $\emptyset 3/8" @ .20m$, mientras que para el cálculo con la Norma E.060, no fue necesario refuerzo transversal.

VII. RECOMENDACIONES

Se recomienda a las organizaciones del Ministerio de Vivienda y Construcción investigar más sobre el diseño comparativo entre la Norma E.060 y el americano ACI318S-19, de elementos en concreto armado, en estructuras bajas y altas, con la finalidad de evidenciar si los nuevos requisitos del código americano repercuten en el aspecto económico.

Se recomienda a las instituciones encargadas de la creación de las normativas de diseño investigar más sobre la relación " $\delta c/hm$ " para el diseño de muros estructurales, con el fin de calibrar una ecuación de acuerdo a la máxima deriva permisible que estipula la Norma de diseño sismorresistente E.030, mediante análisis no lineales y en el mejor de los casos conforme a ensayos.

Se recomienda a los ingenieros civiles y demás interesados investigar más sobre el diseño de placas con secciones complejas, en base a los lineamientos obtenidos por parte de la Norma E.030 y el código ACI318S-19, utilizando análisis no lineales con la finalidad de visualizar cual de los dos diseños es el más óptimo teniendo en cuenta que las fórmulas presentadas en ambos reglamentos son para casos donde el elemento es simétrico y paralelo a la dirección de análisis de la carga de sismo.

Se recomienda a los investigadores indagar más sobre el impacto del uso del coeficiente de tamaño " λs " en el diseño de cimentaciones (en nuestro medio) con el código americano ACI318S-19, puesto que se ha visto claramente que dicho factor reduce considerablemente el aporte del concreto a cortante, dejando libre la posibilidad de colocar refuerzo transversal (estribos). Esto debido a que la Norma E.060 podría en una próxima actualización, adicionarlo como requisito para el cálculo estructural.

Se recomienda a los estudiantes que siguen la línea de diseño sísmico y estructural, que se encuentren interesados en el tema de diseño estructural en concreto armado, evaluar otras posibles diferencias entre

la Norma E.060 y el código ACI318S-19 en edificaciones con grandes densidades de muros estructurales, creando distintos escenarios y casos en el que pueda evidenciarse nuevos requerimientos o fallas del armado de refuerzo, con el fin de acelerar la actualización de la norma peruana.

VIII. REFERENCIAS

1. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (Estados Unidos). ACI318, ACI Collection of Concrete Codes, Specifications and Practices. Michigan: ISBN 978-1-64195-060-2, 2019. 623 pp.
2. AGUIAR. Análisis Sísmico de Edificios. 2ª ed. Centro de Investigaciones Científicas: 2008, ISBN-13: 978-9978-30-104-3, 704 pp.
3. ALIAGA, Javier y VÁSQUEZ, José. Análisis comparativo del diseño estructural aplicando la norma sismorresistente vigente y el proyecto de norma, para el proyecto Hospital UPAO en la ciudad de Trujillo. Tesis (Titulación en Ingeniería Civil). Trujillo: Universidad Privada Antenor Orrego, Facultad de Ingeniería, 2015. 325 pp.
Disponibile en: <http://repositorio.upao.edu.pe/handle/20.500.12759/1983>
4. ALVARADO, Daniel. Diseño de vigas de gran peralte y muro de corte de baja altura de concreto armado mediante el método puntal — tirante. (Titulación en ingeniería civil). Lima, Peru: Universidad San Ignacio de Loyola, Facultad de Ingeniería, 2019. 102 pp.
5. SAN BARTOLOMÉ, Ángel. Análisis de Edificios. 1ra ed. Fondo Editorial : Pontificia Universidad Católica del Perú, 1998. 334 pp.
6. BLANCO, Marianela. Criterios fundamentales para el diseño sismorresistente. Revista de la Facultad de Ingeniería Universidad Central de Venezuela [En línea]. Agosto-2012, N° 3. [fecha de consulta: 20 de mayo de 2021].
Disponibile en <http://ve.scielo.org/pdf/rfiucv/v27n3/art08.pdf>
ISSN:0798-4065.8
7. CASTAÑEDA, Ángel. Una mirada al comportamiento estructural de columnas. Revista Ingeniería de Construcción. [En línea]. Julio-2016, N° 3. [fecha de consulta: 22 de mayo de 2021].

Disponible en: https://scielo.conicyt.cl/pdf/ric/v32n3/en_0718-5073-ric-32-03-00157.pdf

ISSN: 0718-5073.

8. CHOPRA, Anil. Dinámica de Estructuras. [En línea]. 4ta ed. México: Editorial Pearson, 2014 [fecha de consulta: 25 de mayo de 2021]. Disponible en: <https://issuu.com/gustavochoonlongalcivar/docs/paginasdesde220599291-dinámica-de-estructuras>.
ISBN: 978-607-32-2239-6

9. CORNETERO, Carlos. Diseño de vigas de gran peralte y muro de corte de baja altura de concreto armado mediante el método puntal — tirante. Tesis (Titulación en ingeniería civil). Lima: Universidad San Ignacio de Loyola, Facultad de Ingeniería, 2019.
Disponible en: <http://repositorio.usil.edu.pe/handle/USIL/9931>

10. CRUZ, Iván y DIEGUEZ, Valia. Análisis y diseño estructural en concreto armado para una vivienda multifamiliar aplicando la nueva norma de diseño sismorresistente en la urbanización Soliluz. Tesis (Titulación en Ingeniería Civil). Trujillo: Universidad Privada Antenor Orrego, Facultad de Ingeniería, 2016.
Disponible en: <https://repositorio.upao.edu.pe/handle/20.500.12759/2099>

11. RAMIREZ, De Alva. Estudio del comportamiento estructural de losas macizas de concreto reforzado para vivienda. Concreto y cemento. Investigación y desarrollo [En línea]. julio — diciembre 2011, vol.3 no.1 [fecha de consulta: 26 de mayo de 2021].
Disponible en: <http://www.scielo.org.mx/pdf/ccid/v3n1/v3n1a1.pdf>
ISSN 2007-3011

12. AGUIAR, Roberto. Análisis sísmico de edificios. [En línea]. 1ra ed. Ecuador. Centro de Investigaciones científicas, 2008 [fecha de consulta: 27 de mayo del 2021].
Disponible en: https://www.researchgate.net/profile/Roberto-Aguiar/publication/279188057_Analisis_Sismico_de_Edificios/links/558d308e08ae591c19da4bb8/Analisis-Sismico-de-Edificios.pdf
ISBN-978-9978-30-104-3.
13. FERNANDEZ, Jonel y LOPEZ, Felipe. Análisis y diseño estructural del estadio municipal de Socota, distrito de socota, provincia de Cutervo, departamento de Cajamarca. Tesis (Titulación en Ingeniería Civil). Chiclayo. Universidad privada Pedro Ruiz Gallo. Facultad de ingeniería, 2014. Disponible en: <https://repositorio.unprg.edu.pe/handle/20.500.12893/1612>
14. HERNANDEZ, Roberto. Metodología de la Investigación. [En línea]. 6ta ed. México. Editorial Mc Graw Hill. 2014 [fecha de consulta: 25 de mayo de 2021].
Disponible en:
<https://www.uca.ac.cr/wp-content/uploads/2017/10/Investigacion.pdf>
15. COLINA, Jaime y RAMIREZ, Alva. La ingeniería Estructural. Ciencia Ergo Sum. [En línea]. 2 de Julio del 2000, vol. N° 7. [fecha de consulta: 26 de mayo de 2021].
Disponible en: <https://www.redalyc.org/pdf/104/10401812.pdf>
ISSN: 1405-0269
16. LAMBE, William y WHITMAN, Robert. Mecánica de Suelos. [En línea]. 1ra Ed. México. Editorial Limusa, 2004. [fecha de consulta: 28 de mayo del 2021].
Disponible en: <https://es.scribd.com/document/349295406/Mecanica-de-Suelos-William-Lambe-Completo>
ISBN: 968-18-1894-

17. MARQUEZ, Fernando. Curso Básico de Topografía. [En línea]. 1ra Ed. México. Editorial Árbol, 1994. 2008 [fecha de consulta: 26 de mayo del 2021].
Disponible en: <https://es.slideshare.net/KRATOS1500/curso-basico-de-topografia-fernando-garcia-marquez>.
ISBN: 968-461-003-3
18. MARTINEZ, María del Carmen y GRANADOS, Jerónimo. Comportamiento estructural de las edificaciones históricas del sismo del 11 de mayo del 2011 Llorca. Editorial Alberca. [En línea]. Mayo del 2016, vol 3. [fecha de consulta: 27 de mayo de 2021].
Disponible en:
http://www.amigosdelmuseoarqueologicodelorca.com/alberca/pdf/alberca11/9_11.pdf
ISSN: 1697-2708
19. MURULANDA, Jorge. Introducción al diseño arquitectónico. [En línea]. 1ra ed. Honduras. Editorial Libélula, 2018. [fecha de consulta: 27 de mayo del 2021].
Disponible en: <https://issuu.com/jorgemarulanda9/docs/introduccion.pdf>
20. MCCORMAC, Jack y CSERNAK, Stephen. Diseño de estructuras de acero. 5ta ed. Distrito Federal, México: Alfaomega Grupo Editor, 2012. [fecha de consulta: 27 de mayo del 2021].
Disponible en: <https://issuu.com/gustavochoonlongalcivar/docs/p%C3%A1ginasdesde248353723-estructuras> en:
ISBN: 978-607-707-559-2
21. MC CORMAC, Jack y RUSELL, Brown. Diseño de concreto reforzado. [En línea]. 8va ed. Distrito Federal, México: Alfaomega Grupo Editor, 2011. 2008 [fecha de consulta: 29 de mayo del 2021].
Disponible en: <https://www.udocz.com/pe/read/50533/disen%C3%B3-de-concreto->

reforzado-mccormac-brown-8va-ed-1

ISBN: 978-607-707-231-7

22. ALVARADO, Daniel. Diseño de vigas de gran peralte y muro de corte de baja altura de concreto armado mediante el método puntal — tirante. (Titulación en ingeniería civil). Lima, Peru: Universidad San Ignacio de Loyola, Facultad de Ingeniería, 2019. 102 pp.

23. CORNETERO, Carlos. Diseño de vigas de gran peralte y muro de corte de baja altura de concreto armado mediante el método puntal — tirante. Tesis (Titulación en ingeniería civil). Lima: Universidad San Ignacio de Loyola, Facultad de Ingeniería, 2019.

Disponible en: <http://repositorio.usil.edu.pe/handle/USIL/9931>

24. CHOPRA, Anil. Dinámica de Estructuras. [En línea]. 4ta ed. México: Editorial Pearson, 2014 [fecha de consulta: 25 de mayo de 2021]. Disponible en: <https://issuu.com/gustavochochongalcivar/docs/paginasdesde220599291-dinamica-de-estructuras>.

ISBN: 978-607-32-2239-6

25. MCCORMAC, Jack. Diseño de vigas de gran peralte y muro de corte de baja altura de concreto armado mediante el método puntal — tirante. Tesis (Titulación en ingeniería civil). Lima: Universidad San Ignacio de Loyola, Facultad de Ingeniería, 2019.

Disponible en: <http://repositorio.usil.edu.pe/handle/USIL/9931>

26. CRUZ, Iván y DIEGUEZ, Valia. Análisis y diseño estructural en concreto armado para una vivienda multifamiliar aplicando la nueva norma de diseño sismorresistente en la urbanización Soliluz. Tesis (Titulación en Ingeniería Civil). Trujillo: Universidad Privada Antenor Orrego, Facultad de Ingeniería, 2016.

Disponible en: <https://repositorio.upao.edu.pe/handle/20.500.12759/2099>

27. ABANTO, Santiago y LOPEZ, Felipe. Análisis y diseño estructural de estadio municipal de Socota, distrito de socota, provincia de Cutervo, departamento de Cajamarca. Tesis (Titulación en Ingeniería Civil). Chiclayo. Universidad privada Pedro Ruiz Gallo. Facultad de ingeniería, 2014. Disponible en:
<https://repositorio.unprg.edu.pe/handle/20.500.12893/1612>
28. BAPTISTA, Pilar. Metodología de la Investigación. [En línea]. 6ta ed. México. Editorial Mc Graw Hill. 2014 [fecha de consulta: 25 de mayo de 2021]. Disponible en:
<https://www.uca.ac.cr/wp-content/uploads/2017/10/Investigacion.pdf>
29. ROMERO, Jaime y ALIAGA, Alva. La ingeniería Estructural. Ciencia Ergo Sum. [En línea]. 2 de Julio del 2000, vol. N° 7. [fecha de consulta: 26 de mayo de 2021].
30. MARTINS, Anil. Dinámica de Estructuras. [En línea]. 4ta ed. México: Editorial Pearson, 2014 [fecha de consulta: 25 de mayo de 2021]. Disponible en:
<https://issuu.com/gustavochochongalcivar/docs/paginasdesde220599291-dinamica-de-estructuras>.
ISBN: 978-607-32-2239-6
31. WILLIAN, Carlos. Diseño de vigas de gran peralte y muro de corte de baja altura de concreto armado mediante el método puntal — tirante. Tesis (Titulación en ingeniería civil). Lima: Universidad San Ignacio de Loyola, Facultad de Ingeniería, 2019.
Disponible en: <http://repositorio.usil.edu.pe/handle/USIL/9931>
32. DIAZ, José SANTILLANA. Análisis y diseño estructural en concreto armado para una vivienda multifamiliar aplicando la nueva norma de diseño sismorresistente en la urbanización Soliluz. Tesis (Titulación en Ingeniería Civil). Trujillo: Universidad Privada Antenor Orrego, Facultad de Ingeniería, 2016.
Disponible en: <https://repositorio.upao.edu.pe/handle/20.500.12759/2099>

33. NARCIZO, De la Cruz. Estudio del comportamiento estructural de losas macizas de concreto reforzado para vivienda. Concreto y cemento. Investigación y desarrollo [En línea]. julio — diciembre 2011, vol.3 no.1 [fecha de consulta: 26 de mayo de 2021].
Disponible en: <http://www.scielo.org.mx/pdf/ccid/v3n1/v3n1a1.pdf>
ISSN 2007-3011
34. GUIAR, Roberto. Análisis sísmico de edificios. [En línea]. 1ra ed. Ecuador. Centro de Investigaciones científicas, 2008 [fecha de consulta: 27 de mayo del 2021].
Disponible en: https://www.researchgate.net/profile/Roberto-Aguilar/publication/279188057_Analisis_Sismico_de_Edificios/links/558d308e08ae591c19da4bb8/Analisis-Sismico-de-Edificios.pdf
ISBN-978-9978-30-104-3.
35. ZAPATA, Jonel y AGUIRRE, Felipe. Análisis y diseño estructural de estadio municipal de Socota, distrito de socota, provincia de Cutervo, departamento de Cajamarca. Tesis (Titulación en Ingeniería Civil). Chiclayo. Universidad privada Pedro Ruiz Gallo. Facultad de ingeniería, 2014. Disponible en:
<https://repositorio.unprg.edu.pe/handle/20.500.12893/1612>
36. PASCO, Roberto. Metodología de la Investigación. [En línea]. 6ta ed. México. Editorial Mc Graw Hill. 2014 [fecha de consulta: 25 de mayo del 2021]. Disponible en:
<https://www.uca.ac.cr/wp-content/uploads/2017/10/Investigacion.pdf>
37. COLINA, Jaime y RAMIREZ, Alva. La ingeniería Estructural. Ciencia Ergo Sum. [En línea]. 2 de Julio del 2000, vol. N° 7. [fecha de consulta: 26 de mayo de 2021].
Disponible en: <https://www.redalyc.org/pdf/104/10401812.pdf> ISSN: 1405-0269
38. LAMBE, William y WHITMAN, Robert. Mecánica de Suelos. [En línea]. 1ra Ed. México. Editorial Limusa, 2004. [fecha de consulta: 28 de mayo del 2021].
Disponible en: <https://es.scribd.com/document/349295406/Mecanica-de-Suelos-William-Lambe-Completo>

39. ALVARADO, Daniel. Diseño de vigas de gran peralte y muro de corte de baja

altura de concreto armado mediante el método puntal — tirante. (Titulación en ingeniería civil). Lima, Peru: Universidad San Ignacio de Loyola, Facultad de Ingeniería, 2019. 102 pp.

40. MENDOZA, Carlos. Diseño de vigas de gran peralte y muro de corte de baja altura de concreto armado mediante el método puntal — tirante. Tesis (Titulación en ingeniería civil). Lima: Universidad San Ignacio de Loyola, Facultad de Ingeniería, 2019.

Disponible en: <http://repositorio.usil.edu.pe/handle/USIL/9931>

IX. ANEXOS

Anexo 1. Declaratoria de autenticidad (autor)

DECLARATORIA DE AUTENTICIDAD

Yo, Marcos David Plasencia Rebaza, estudiante de la escuela profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad César Vallejo, identificado con DNI N°47937621; a efecto de cumplir con las disposiciones vigentes consideradas en el reglamento de Grados y Títulos de la Universidad César Vallejo, declaro bajo juramento que el Proyecto de Investigación es de mi autoría y que toda la documentación, datos e información que en ella se presenta es veraz y auténtica.

En tal sentido, asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u comisión tanto del contenido del presente Proyecto de Investigación como de información adicional aportada, por lo cual me someto a lo dispuesto en las normas académicas vigentes de la Universidad César Vallejo.

Trujillo, 21 de diciembre del 2021



Marcos David Plasencia Rebaza

Anexo 2. Declaratoria de autenticidad (asesor)

DECLARATORIA DE AUTENTICIDAD DEL ASESOR

Yo, VILLAR QUIROZ, JOSUALDO CARLOS, docente de la Facultad de Ingeniería y Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Cesar Vallejo sede Trujillo revisor del Trabajo de Investigación titulada:

“Análisis comparativo del comportamiento estructural de una edificación utilizando el la Norma E.060 del RNE y el Código Americano ACI318S-19 – Trujillo.”, del estudiante Plasencia Rebaza Marcos David, constato que la investigación tiene un índice de similitud del 15% verificable en el reportaje de similitud del programa Turnitin, el cual ha sido realizado sin filtros ni exclusiones.

He revisado dicho reporte y concluyo que cada una de las coincidencias encontradas no constituyen plagio. En tal sentido asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad ocultamiento u omisión tanto de los documentos como la información aportada, por lo cual me someto a lo dispuesto en las normas académicas vigentes en la Universidad Cesar Vallejo.

Trujillo, 21 de diciembre del 2021



.....
Villar Quiroz Josualdo Carlos

DNI: 40132759

Anexo 3. Matriz de operacionalización de variables

VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	UNIDADES	ESCALA
Comportamiento Estructural	El comportamiento estructural es el modo como responde una estructura global en términos de desplazamientos y deformaciones, ante el efecto de la aplicación de fuerzas externas constitutivas de la estructura. Asimismo, esto depende del conocimiento, la geometría, técnica constructiva y las uniones entre sus diferentes elementos.	El comportamiento estructural será evaluado por la metodología de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD).	Estudio topográfico (Perimétrico)	Coordenadas UTM de vértices	m	Razón
				Dimensiones del lote	m	
				Poligonal cerrada (Plano perimétrico)	gr, min, seg	
				Área de estudio	m ²	
			Estudio de Mecánica de Suelos	Capacidad portante del suelo	tonf/m ²	
				Coefficiente de Balasto	tonf/m ³	
				Asentamiento	m	
			Diseño de arquitectura	Distribución de ambientes	m ²	
				Cortes y elevaciones	m	
				Cuadros de Vanos	m	

	(Martínez Ríos & Granado Gonzáles , 2016)		Análisis Sísmico (Modal Espectral)	Masa participativa	%
				Espectro de aceleraciones	m/s
				Factor de escala de fuerza cortante mínima	-
				Cortante basal de diseño	tonf
				Control de derivas	-
			Diseño estructural	Diseño de vigas	tonf-m, tonf, cm2
				Diseño de losa maciza	tonf-m, tonf, cm2
				Diseño de escalera	tonf-m, tonf, cm2
				Diseño de columnas	tonf-m, tonf, cm2
				Diseño de placas	tonf-m, tonf, cm2
				Diseño de zapatas combinadas	tonf-m, tonf, cm2

Anexo 3.2 Matriz de Indicadores de variables

OBJETIVO ESPECÍFICO	INDICADOR	DESCRIPCIÓN	TÉCNICA/ INSTRUMENTO	TIEMPO EMPLEADO	MODO DE CÁLCULO
Elaborar el plano perimétrico del sitio.	Coordenadas UTM de vértices	Consiste en la extracción de los datos topográficos de un expediente técnico para ser procesado mediante un software.	Observación / Guía de observación N° 01	2 semana	Software AutoCAD
	Dimensiones del lote				
	Poligonal cerrada (Plano perimétrico)				
	Área de estudio				
Elaborar el estudio de mecánica de suelos.	Capacidad portante del suelo	Con la obtención de muestras de suelo, serán llevados a un laboratorio para establecer las propiedades del	Observación / Guía de observación N° 02	4 semanas	Fórmula de Terzaghi
	Coefficiente de Balasto				
	Asentamiento				

		terreno.			
Elaborar el plano de arquitectura de la edificación multifamiliar.	Distribución de ambientes	Se señalará la cantidad de divisiones y tipos de ambientes con los que contará las edificaciones.	Observación / Guía de observación N° 03	3 semana	Altura \geq 2.5 m
	Cortes y elevaciones				
	Cuadros de Vanos				
Realizar el análisis sísmico de la estructura en general.(Modal Espectral)	Masa Participativa	Se basa en evaluar el comportamiento que tendrá la estructura antes fuerzas sísmicas	Observación/ Programa ETABS	3 semanas	Software ETABS
	Espectro de aceleraciones				
	Factor de escala de fuerza cortante mínima				
	Cortante basal de diseño				

	Control de derivas				
Realizar el diseño estructural de los elementos de la superestructura y subestructura con el proyecto de Norma E.060 y el Código ACI318 – 19.	Diseño de vigas	Se realiza el cálculo estructural según los parámetros establecidos en el Proyecto de norma E.060 y el Código ACI318-19.	Observación/ Fichas de resumen N° 01 (gráficos comparativos), así como Programa ETABS y Excel	4 semanas	Software ETABS y Excel
	Diseño de losa maciza				
	Diseño de escalera				
	Diseño de columnas				
	Diseño de placas				
	Diseño de zapatas combinadas				

Anexo 3.3 Matriz de Consistencia

TÍTULO: Análisis comparativo del comportamiento estructural de una Edificación utilizando la Norma E.060 del RNE y el Código Americano ACI318S-19 – Trujillo.

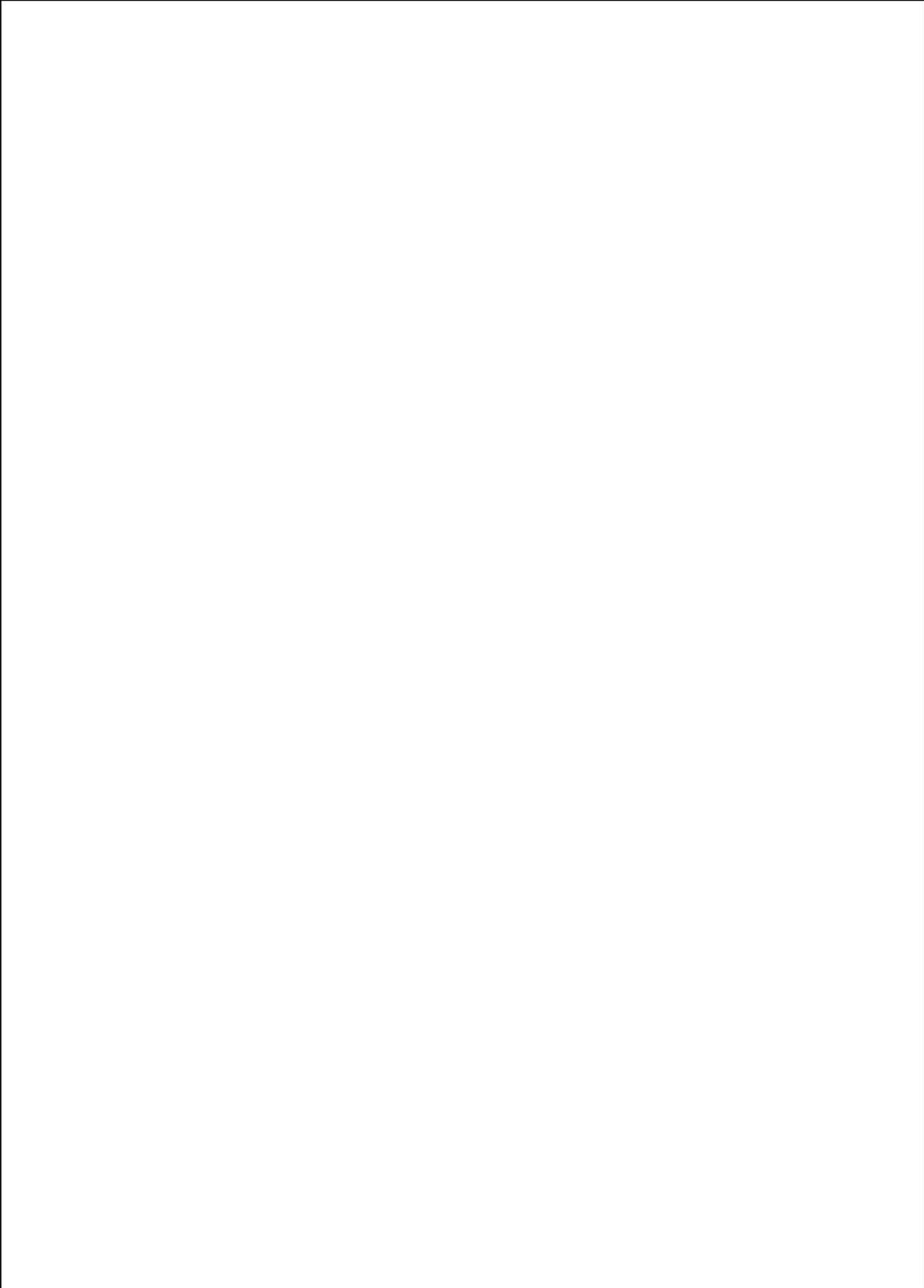
PROBLEMA GENERAL	OBJETIVOS	MARCO TEÓRICO	HIPÓTESIS	VARIABLES	METODOLOGÍA
<p>¿Cuál es el análisis comparativo del comportamiento estructural de una edificación utilizando la Norma E.060 del RNE y el Código Americano ACI318S-19, en la ciudad de Trujillo-2021?</p> <p>En la actualidad uno de los problemas existentes con nuestra normativa es en cuanto al diseño de los elementos estructurales de concreto armado en edificaciones, la norma del reglamento nacional de edificaciones RNE E.060 se encuentra desactualizada en comparación con las nuevas especificaciones que el ACI (Instituto Americano del Concreto) ha venido incorporando en sus versiones ACI318-14 y ACI318-19.</p>	<p>O. General Determinar el análisis comparativo del comportamiento estructural de una edificación de concreto armado utilizando la Norma E.060 del RNE y el Código Americano ACI318S-19 – Trujillo 2021.</p> <p>O. Específico O.E.1 Gestionar la información básica de ingeniería (plano catastral) de una edificación de concreto armado- Trujillo 2021. O.E.2 Elaborar el estudio de mecánica de suelos de una edificación de concreto armado- Trujillo 2021. O.E.3 Elaborar el plano de arquitectura de la edificación multifamiliar en AutoCAD 2019- Trujillo 2021.</p>	<p>(Sánchez, 2020) en su tesis titulada “Estudio del impacto en cambio normativa ACI318-2019 en diseño al corte de fundaciones para edificios habitacionales”</p> <p>(Rey, 2016) en su tesis titulada “Análisis comparativo de normativas: “ACI 318-14 y EHE-08”</p> <p>(Cornetero, 2019), en su tesis titulada “Diseño de vigas de gran peralte y muro de corte de baja altura de concreto armado mediante el método puntal – tirante”</p> <p>(Fernández y López, 2014), en su tesis titulada “Análisis y diseño estructural del estadio</p>	<p>H. General El análisis comparativo del comportamiento estructural de la edificación de concreto armado es más analítico, detallado y conservador cuando se diseña con el Código Americano ACI318S-19 que con la Norma E.060 del RNE, en la ciudad de Trujillo, 2021.</p>	<p>V. Independiente Comportamiento estructural: El comportamiento estructural es el modo como responde una estructura global en términos de desplazamientos y deformaciones, ante el efecto de la aplicación de fuerzas externas constitutivas de la estructura. Asimismo, esto depende del conocimiento, la geometría, técnica constructiva y las uniones entre sus diferentes elementos. (Martínez Ríos & Granado Gonzáles ,</p>	<p>Tipo de Investigación: Propósito: Aplicada Po el diseño: No Experimental Unidad de Estudio: Edificación Población: Se consideró una población de una edificación, diseñado por dos normas, una por la Norma E.060 del RNE, y otro modelamiento utilizando el Código Americano ACI318S-19; ambos análisis con la misma configuración arquitectónica y estructural. Muestra: Considerando que el estudio en materia, es de tipo de muestra no probabilística, se procede a considerar que la muestra de análisis es igual a la población.</p>

	<p>O.E.4 Realizar el análisis sísmico de la estructura en general. (Modal Espectral)- Trujillo 2021.</p> <p>O.E.5 Realizar el diseño estructural de los elementos de la superestructura y subestructura con la Norma E.060 del RNE y el Código ACI318S – 19 en Trujillo 2021.</p>	<p>municipal de socota, distrito de socota, provincia de Cutervo, departamento de Cajamarca”</p> <p>(Cruz y Dieguez, 2016), en su tesis titulada “Análisis y diseño estructural en concreto armado para una vivienda multifamiliar aplicando la nueva norma de diseño sismorresistente en la urbanización Sol y luz– Trujillo”</p> <p>(Aliaga y Vásquez, 2015), en su tesis titulada “Análisis comparativo del diseño estructural aplicando la norma sismorresistente vigente y el proyecto de norma, para el proyecto hospital Upao en la ciudad de Trujillo”</p>		2016)	<p>Técnicas, instrumentos y procedimientos de recolección de datos: Para recolectar datos se utilizará</p> <p>Técnica: Observación y revisión documental</p> <p>Instrumento: Guía de observación y Ficha de datos.</p> <p>Análisis de datos: Uso del programa o software Excel para recoger la información de los datos obtenidos por medio de las guías y fichas de resumen y el programa ETABS para su posterior diseño.</p>
--	---	--	--	-------	--

Anexo 4.2. Guía de observación N° 02

GUÍA DE OBSERVACIÓN PARA EL "ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS"			
DATOS GENERALES			
PROYECTO:			
TÍTULO DE DOCUMENTO:			
NOMBRE DEL PROYECTO:			
LUGAR:			
UBICACIÓN:			
FECHA:			
DATOS OBTENIDOS			
CLASIFICACIÓN DE SUELOS			
CALICATA	ESTRATO	CLASIFICACIÓN	
		SUCS	ASSHTO
C-1			
CONTENIDO DE HUMEDAD			
CALICATA	ESTRATO	CONTENIDO DE HUMEDAD	
C-1			
CAPACIDAD PORTANTE Y ASENTAMIENTOS			
CALICATA	ESTRATO	CAPACIDAD PORTANTE	ASENTAMIENTOS
		ZAPATAS COMBINADAS	
C-1			
ZAPATAS AISLADAS			
C-1			

Anexo 4.3. Guía de observación N° 03





GUÍA DE OBSERVACIÓN N° 03

FORMARTO PARA LA EVALUACIÓN ARQUITECTÓNICA

PROYECTO :	1. VOLUMETRÍA:
CLASIFICACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA :	2. PROPORCIÓN:
ÁREA DEL TERRENO:	
UBICACIÓN:	
	3. CONFIGURACIÓN ESPACIAL
NORMATIVA :	
	4. ACCESIBILIDAD
DESCRIPCIÓN :	
	5. ZONIFICACIÓN
	CIRCULACIONES:

Anexo 4.4. Guía de observación N° 04

GUÍA DE OBSERVACIÓN

FORMATO DE RECOLECCIÓN DE DATOS PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL

1. INFORMACIÓN DEL PROYECTO

- 1.1 NOMBRE DEL PROYECTO :
 1.2 DIRECCIÓN:
 1.3 PROVINCIA:
 1.4 DISTRITO:
 1.5 DEPARTAMENTO:

2. USO

2.1	Habitacional	<input type="checkbox"/> Vivienda	2.3	Educativo	<input type="checkbox"/> Inicial	2.5	Recreación	<input type="checkbox"/> Centro social
		<input type="checkbox"/> Multifamilia			<input type="checkbox"/> Primaria			<input type="checkbox"/> Rtemplo religioso
		<input type="checkbox"/> Residencial Superior			<input type="checkbox"/> Secundaria			<input type="checkbox"/> Gimnasio Hotel
		<input type="checkbox"/> Biblioteca			<input type="checkbox"/> Salón de baile			<input type="checkbox"/> Dormitorio
					<input type="checkbox"/> Cine/ Teatro / Auditorio			<input type="checkbox"/> Estadio
2.2	Habitacionales	<input type="checkbox"/> Oficinas	2.4	Salud/Social	<input type="checkbox"/> Hospital	2.6	Industri	<input type="checkbox"/> Fábrica
		<input type="checkbox"/> Tiendas			<input type="checkbox"/> Clínico			<input type="checkbox"/> Taller
		<input type="checkbox"/> Restaurant			<input type="checkbox"/> Asilo			<input type="checkbox"/> Bodega
		<input type="checkbox"/> Mercado			<input type="checkbox"/> Posta			<input type="checkbox"/> Combustible
					<input type="checkbox"/> Dormitorio			<input type="checkbox"/> Genr. Eléctrica

2.7 Estado actual
 En uso Abandonada/deso N° de ocupantes

3. TERRENO Y CIMENTACIÓN

3.1 Topografía	3.2 Tipo de suelo	3.3 Cimentación
<input type="checkbox"/> Planicie	<input type="checkbox"/> Arcilla muy blanda	<input type="checkbox"/> Zapata aislada
<input type="checkbox"/> Ladera de cerro	<input type="checkbox"/> Limo o arcilla	<input type="checkbox"/> Zapata corrida
<input type="checkbox"/> Rivera río lago	<input type="checkbox"/> Granulares suelos	<input type="checkbox"/> Combinada
<input type="checkbox"/> Fondo de valle	<input type="checkbox"/> Granulares compactos	<input type="checkbox"/> Cimiento de piedra
<input type="checkbox"/> Costa	<input type="checkbox"/> Roca	<input type="checkbox"/> Losa

4. CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA

4.1 . N° de niveles : _____ 4.2 . Perimetro _____ 4.3. Área de terreno _____

4.4 N° de escaleras independientes _____ 4.5 N° de ambientes _____

4.6 Instalaciones

<input type="checkbox"/> Tanque elevado	<input type="checkbox"/> Eléctricas
<input type="checkbox"/> Agua potable	<input type="checkbox"/> Alcantarillado
<input type="checkbox"/> Gas	<input type="checkbox"/> Otras

5. PARÁMETROS ESTRUCTURALES DE DISEÑO

Norma E.30- Diseño Sismoresistente

5.1 Factor de Zona (Z)	5.2 Tipo de Perfil de Suelo	5.3 Categoría de Edificios
<input type="checkbox"/> 1	<input type="checkbox"/> S1	<input type="checkbox"/> A
<input type="checkbox"/> 2	<input type="checkbox"/> S2	<input type="checkbox"/> B
<input type="checkbox"/> 3	<input type="checkbox"/> S3	<input type="checkbox"/> C
<input type="checkbox"/> 4	<input type="checkbox"/> S4	<input type="checkbox"/> D

5.4 Sistemas Estructurales

<input type="checkbox"/> Estructuras de Concreto Armado	<input type="checkbox"/> Estructuras de Madera
<input type="checkbox"/> Estructuras de Acero	<input type="checkbox"/> Estructuras de Adobe
<input type="checkbox"/> Estructuras de Albañilería	

6. FALLAS ESTRUCTURALES

OBSERVACIONES

Anexo 4.5. Guía de observación N° 01

GUÍA DE OBSERVACIÓN: POLIGONAL CERRADA - PLANO PERIMÉTRICO

PROYECTO:	“Análisis Comparativo del comportamiento estructural de una edificación utilizando la Norma E.060 del RNE y el Código Americano ACI318S-19 – Trujillo.”			
ÁREA	Topografía – Plano Planimétrico			
RESPONSABLE:	Plasencia Rebaza Marcos David			
PROVINCIA - DISTRITO	Trujillo-El Cortijo			
DEPARTAMENTO:	La Libertad			
FECHA:	18/09/21			
COORDENADAS:	UTM			
N.º DE VÉRTICE	NORTE	ESTE	ÁREA	DESCRIPCIÓN
A	9105289.30	714764.72	776.74 m ²	Vereda
B	9105270.40	714758.18		Pedios colindantes 22 y 23
C	9105257.87	714794.94		Pedios colindantes 17 - 18
D	9105276.78	714801.47		Vereda
N.º. DE VÉRTICE	DISTANCIA	PERÍMETRO	ELEVACIÓN	DESCRIPCIÓN
A-B	20.00 m	117.67m	-	Pedio colindante 1 (Urb. Rosas de América) 2da Etapa
B-C	38.84 m			Pedios colindantes 18 hasta 22
C-D	20.01 m			Pedio colindante 2 (Urb. Sol y Luz Mz. Q.)
D-A	38.82 m			Calle 34 (Urb. Sol y Luz)

Anexo 4.6. Guía de observación N° 02



GUIA DE OBSERVACION PARA EL "ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS"			
DATOS GENERALES			
PROYECTO:	"Análisis Comparativo del comportamiento estructural de una edificación utilizando la Norma E.060 del RNE y el Código Americano ACI318S-19 – Trujillo."		
TÍTULO DE DOCUMENTO:	Estudio de Mecánica de Suelos		
NOMBRE DEL PROYECTO:	Edificio multifamiliar " Los Jasminez"		
LUGAR:	Trujillo - La Libertad		
UBICACION:	Urbanización Soy y Luz Mz "Q" Lote "14"		
FECHA:	18/09/2021		
DATOS OBTENIDOS			
CLASIFICACIÓN DE SUELOS			
CALICATA	ESTRATO	CLASIFICACIÓN	
		SUCS	ASSHTO
C-1	.00m a .30 m	-	-
	.30m a .70 m	SM - Arenas limosas, mezclas de arena y limo.	A-3 - Material granular (Arena fina)
	.70m a 1.30 m	CL - Arcillas inorgánicas de baja o media plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres.	A-7 - Material limo arcillosos (Suelos arcillosos)
	1.30m a 2.00 m	SP - Arena mal graduadas, arena con gravas, con poca o nada de finos.	A-1-a - Material granular (Arena fina)
CONTENIDO DE HUMEDAD			
CALICATA	ESTRATO	CONTENIDO DE HUMEDAD	
C-1	.00m a .30 m	12.77%	
	.30m a .70 m		
	.70m a 1.30 m	15.48%	
	1.30m a 2.00 m		
CAPACIDAD PORTANTE Y ASENTAMIENTOS			
CALICATA	ESTRATO	CAPACIDAD PORTANTE	ASENTAMIENTOS
ZAPATAS COMBINADAS			
C-1	.00m a .30 m	-	-
	.30m a .70 m	-	-
	.70m a 1.30 m	-	-
	1.30m a 2.00 m	1.386kgf/cm ²	0.721
ZAPATAS AISLADAS			
C-1	.00m a .30 m	-	-
	.30m a .70 m	-	-
	.70m a 1.30 m	-	-
	1.30m a 2.00 m	1.552kgf/cm ²	2.246

Anexo 4.7. Guía de observación N° 03

GUÍA DE OBSERVACIÓN N° 03	
FORMARTO PARA LA EVALUACIÓN ARQUITECTÓNICA	
PROYECTO : "Análisis Comparativo del comportamiento estructural de una edificación utilizando la Norma E.060 del RNE y el Código Americano ACI318S-19 – Trujillo."	1. VOLUMETRÍA: Los Elementos que se quieren integrar al diseño arquitectónico constarán de dimensiones y proporciones de acuerdo a la normativa A.010 y A.020 establecida con la conexión de la tectónica urbana y la generación de espacios habitacionales.
CLASIFICACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA : Proyecto: "Los Jasmines" mz Q lote 14-Vivienda Multifamiliar	2. PROPORCIÓN: Para el diseño se busca encontrar las medidas y escalas adecuadas de los elementos estructurales respecto a su entorno y con otros objetos, para dar las características físicas a los materiales que se quiere utilizar por parte del profesional.
ÁREA DEL TERRENO: 776.74 m ²	
UBICACIÓN: Trujillo - La Libertad	
NORMATIVA : Reglamento nacional de Edificaciones Norma A.010 Condiciones Generales de Diseño Norma A.020 Vivienda	3. CONFIGURACIÓN ESPACIAL : Es necesario delimitar los espacios de dichos elementos dentro del proceso de diseño, de tal forma que haya un equilibrio visual en la arquitectura y sostenible en la ingeniería, se tendrán consideraciones de acuerdo a la distribución de ambientes y el tipo de uso para cada uno.
DESCRIPCIÓN : Se basará en las características de diseño, estableciendo los requisitos mínimos arquitectónicos que deben cumplir las edificaciones con la finalidad de garantizar lo estipulado. Asimismo proponiendo soluciones que satisfagan los criterios establecidos que se fundamenta en la normativa . proporcionando una respuesta tanto funcional como estética acorde con el propósito de la edificación.	4. ACCESIBILIDAD: Apoyado en la normativa A.120 de Accesibilidad Universal se cumplirá con todos los requerimientos y especificaciones para dar las condiciones de seguridad y comodidad siendo estas independientes de sus funcionalidades o capacidades.
	5. ZONIFICACIÓN: Será evaluado de acuerdo a la densidad de habitantes en la edificación y vías de señalización, adecuando cada ambiente según su función y condición de uso permanente según normativas de seguridad para un adecuado planeamiento integral.
	CIRCULACIONES: Condicionar los ambientes con un adecuado flujo de ambiente como la peatonal y vehicular , para las situaciones de emergencia que permita la salida hasta espacios exteriores libres de riesgo.

Anexo 4.8. Guía de observación N° 04



GUÍA DE OBSERVACIÓN

FORMATO DE RECOLECCIÓN DE DATOS PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL

1. INFORMACIÓN DEL PROYECTO		
1.1 NOMBRE DEL PROYECTO :	Análisis comparativo del comportamiento estructural de una Edificación utilizando la Norma E.060 del RNE y el Código Americano ACI318S-19 – Trujillo.	
1.2 DIRECCIÓN:	Urbanización. Sol y Luz mz "Q" lote "14"	
1.3 PROVINCIA:	Trujillo	
1.4 DISTRITO:	Trujillo	
1.5 DEPARTAMENTO:	La Libertad	
2. USO		
<input checked="" type="checkbox"/> Vivienda Multifamiliar Residencial Superior Biblioteca	Inicial Primaria Secundaria Salón de baile Dormitorio Cine/ Teatro / Auditorio	Centro social Rtemplo religioso Gimnasio Hotel
<input type="checkbox"/> Oficinas Tiendas Restaurante Mercado	Hospital Clínico Asilo Posta Dormitorio	Fábrica Taller Bodega Combustible Genr. Eléctrica
3. TERRENO Y CIMENTACIÓN		
3.1 Topografía	3.2 Tipo de suelo	3.3 Cimentación
<input checked="" type="checkbox"/> Planicie Ladera de cerro Rivera río lago Fondo de valle Costa	<input checked="" type="checkbox"/> Arcilla muy blanda Limo o arcilla Granulares sueltos Granulares compactos Roca	<input checked="" type="checkbox"/> Zapata aislada Zapata corrida Combinada Cimiento de piedra Losa
4. CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA		
4.1 . N° de niveles :	8	4.2 . Perimetro 71.58 m
4.3. Área de terreno		242 m²
4.4 N° de escaleras independientes	2	4.5 N° de ambientes _____
4.6 Instalaciones		
<input checked="" type="checkbox"/> Tanque elevado <input checked="" type="checkbox"/> Agua potable Gas		<input checked="" type="checkbox"/> Eléctricas <input checked="" type="checkbox"/> Alcantarillado Otras
5. PARÁMETROS ESTRUCTURALES DE DISEÑO		
Norma E.30- Diseño Sismoresistente		
5.1 Factor de Zona (Z)	5.2 Tipo de Perfil de Suelo	5.3 Categoría de Edificios
<input checked="" type="checkbox"/> 1 2 3 4	<input checked="" type="checkbox"/> S1 S2 S3 S4	<input type="checkbox"/> A <input type="checkbox"/> B <input checked="" type="checkbox"/> C <input type="checkbox"/> D
5.4 Sistemas Estructurales		
<input checked="" type="checkbox"/> Estructuras de Concreto Armado <input type="checkbox"/> Estructuras de Acero <input type="checkbox"/> Estructuras de Albañilería	<input type="checkbox"/> Estructuras de Madera <input type="checkbox"/> Estructuras de Adobe	
6. FALLAS ESTRUCTURALES		
NO EXISTEN		
OBSERVACIONES		
NO EXISTEN		

Anexo 5. Validez y confiabilidad de instrumentos de recolección de datos

Anexo 5.1. Matriz de evaluación de expertos para: Guía de observación N° 01

MATRIZ PARA EVALUACIÓN DE EXPERTOS				
Título de la investigación:	"Análisis comparativo del comportamiento estructural de una edificación utilizando la Norma E.060 del RNE y el Código Americano ACI318S-19 – Trujillo."			
Línea de investigación:	Diseño sísmico y estructural			
Apellidos y nombres del experto:	ING. José Carlos Rebaza Aguilar			
El instrumento de medición pertenece a la variable:	Comportamiento estructural			
<p>Mediante la matriz de evaluación de expertos, Ud. tiene la facultad de evaluar cada una de las preguntas marcando con una "x" en las columnas de SÍ o NO. Asimismo, le exhortamos en la corrección de los ítems, indicando sus observaciones y/o sugerencias, con la finalidad de mejorar la medición sobre la variable en estudio.</p>				
Ítems	Preguntas	Aprecia		Observaciones
		SÍ	NO	
1	¿El instrumento de medición presenta el diseño adecuado?	X		
2	¿El instrumento de recolección de datos tiene relación con el título de la investigación?	X		
3	¿En el instrumento de recolección de datos se mencionan las variables de investigación?	X		
4	¿El instrumento de recolección de datos facilitará el logro de los objetivos de la investigación?	X		
5	¿El instrumento de recolección de datos se relaciona con las variables de estudio?	X		
6	¿Cada una de los ítems del instrumento de medición se relaciona con cada uno de los elementos de los indicadores?	X		
7	¿El diseño del instrumento de medición facilitará el análisis y procesamiento de datos?	X		
8	¿El instrumento de medición será accesible a la población sujeto de estudio?	X		
9	¿El instrumento de medición es claro, preciso y sencillo de manera que se pueda obtener los datos requeridos?	X		
<p>Sugerencias:</p> <div style="border: 1px solid black; height: 40px; width: 100%;"></div>				
<p>Firma del experto:</p> <div style="text-align: center;">  José Carlos Rebaza Aguilar ING. CIVIL CIP 237047 _____ FIRMA </div>				
<p>Fuente: Elaboración propia</p>				
<p>Anexo 5.2. Matriz de evaluación de expertos para: Guía de observación N° 02</p>				

MATRIZ PARA EVALUACIÓN DE EXPERTOS

Título de la investigación:	"Análisis comparativo del comportamiento estructural de una edificación utilizando la Norma E.060 del RNE y el Código Americano ACI318S-19 – Trujillo."
Línea de investigación:	Diseño sísmico y estructural
Apellidos y nombres del experto:	MG. ING. Villar Quiroz Josualdo Carlos
El instrumento de medición pertenece a la variable:	Comportamiento estructural

Mediante la matriz de evaluación de expertos, Ud. tiene la facultad de evaluar cada una de las preguntas marcando con una "x" en las columnas de SÍ o NO. Asimismo, le exhortamos en la corrección de los ítems, indicando sus observaciones y/o sugerencias, con la finalidad de mejorar la medición sobre la variable en estudio.

Ítems	Preguntas	Aprecia		Observaciones
		SÍ	NO	
1	¿El instrumento de medición presenta el diseño adecuado?	X		
2	¿El instrumento de recolección de datos tiene relación con el título de la investigación?	X		
3	¿En el instrumento de recolección de datos se mencionan las variables de investigación?	X		
4	¿El instrumento de recolección de datos facilitará el logro de los objetivos de la investigación?	X		
5	¿El instrumento de recolección de datos se relaciona con las variables de estudio?	X		
6	¿Cada una de los ítems del instrumento de medición se relaciona con cada uno de los elementos de los indicadores?	X		
7	¿El diseño del instrumento de medición facilitará el análisis y procesamiento de datos?	X		
8	¿El instrumento de medición será accesible a la población sujeto de estudio?	X		
9	¿El instrumento de medición es claro, preciso y sencillo de manera que se pueda obtener los datos requeridos?	X		

Sugerencias:

Firma del experto:



FIRMA CIP:
106997

Anexo 5.3. Matriz de evaluación de expertos para: Guía de observación N° 03

MATRIZ PARA EVALUACIÓN DE EXPERTOS

Título de la investigación:	"Análisis comparativo del comportamiento estructural de una edificación utilizando la Norma E.060 del RNE y el Código Americano ACI318S-19 – Trujillo."
Línea de investigación:	Diseño sísmico y estructural
Apellidos y nombres del experto:	ING. Yulisa Ana Rojas Vásquez
El instrumento de medición pertenece a la variable:	Comportamiento estructural

Mediante la matriz de evaluación de expertos, Ud. tiene la facultad de evaluar cada una de las preguntas marcando con una "x" en las columnas de SÍ o NO. Asimismo, le exhortamos en la corrección de los ítems, indicando sus observaciones y/o sugerencias, con la finalidad de mejorar la medición sobre la variable en estudio.

Ítems	Preguntas	Aprecia		Observaciones
		SÍ	NO	
1	¿El instrumento de medición presenta el diseño adecuado?	X		
2	¿El instrumento de recolección de datos tiene relación con el título de la investigación?	X		
3	¿En el instrumento de recolección de datos se mencionan las variables de investigación?	X		
4	¿El instrumento de recolección de datos facilitará el logro de los objetivos de la investigación?	X		
5	¿El instrumento de recolección de datos se relaciona con las variables de estudio?	X		
6	¿Cada una de los ítems del instrumento de medición se relaciona con cada uno de los elementos de los indicadores?	X		
7	¿El diseño del instrumento de medición facilitará el análisis y procesamiento de datos?	X		
8	¿El instrumento de medición será accesible a la población sujeto de estudio?	X		
9	¿El instrumento de medición es claro, preciso y sencillo de manera que se pueda obtener los datos requeridos?	X		

Sugerencias:

Firma del experto:

Yulisa Ana R. Rojas Vásquez
INGENIERA CIVIL
CIP: 237949

Anexo 5.4. Matriz de evaluación de expertos para: Guía de observación N° 04

MATRIZ PARA EVALUACIÓN DE EXPERTOS

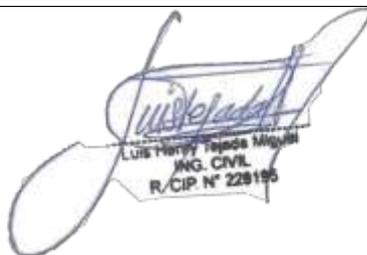
Título de la investigación:	"Análisis comparativo del comportamiento estructural de una edificación utilizando la Norma E.060 del RNE y el Código Americano ACI318S-19 – Trujillo."
Línea de investigación:	Diseño sísmico y estructural
Apellidos y nombres del experto:	ING. Luis Henry Tejada Miguel
El instrumento de medición pertenece a la variable:	Comportamiento estructural

Mediante la matriz de evaluación de expertos, Ud. tiene la facultad de evaluar cada una de las preguntas marcando con una "x" en las columnas de SÍ o NO. Asimismo, le exhortamos en la corrección de los ítems, indicando sus observaciones y/o sugerencias, con la finalidad de mejorar la medición sobre la variable en estudio.

Ítems	Preguntas	Aprecia		Observaciones
		SÍ	NO	
1	¿El instrumento de medición presenta el diseño adecuado?	X		
2	¿El instrumento de recolección de datos tiene relación con el título de la investigación?	X		
3	¿En el instrumento de recolección de datos se mencionan las variables de investigación?	X		
4	¿El instrumento de recolección de datos facilitará el logro de los objetivos de la investigación?	X		
5	¿El instrumento de recolección de datos se relaciona con las variables de estudio?	X		
6	¿Cada una de los ítems del instrumento de medición se relaciona con cada uno de los elementos de los indicadores?	X		
7	¿El diseño del instrumento de medición facilitará el análisis y procesamiento de datos?	X		
8	¿El instrumento de medición será accesible a la población sujeto de estudio?	X		
9	¿El instrumento de medición es claro, preciso y sencillo de manera que se pueda obtener los datos requeridos?	X		

Sugerencias:

Firma del experto:



Luis Henry Tejada Miguel
ING. CIVIL
R./CIP N° 228195

Anexo 5.5 Certificado de realización de estudio de ensayo de suelos

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS (CAPACIDAD ADMISIBLE)



Tesista: Marcos David Plasencia Rebaza

Proyecto: Residencial "Los Jardines"

Urbanización: Sol y Luz

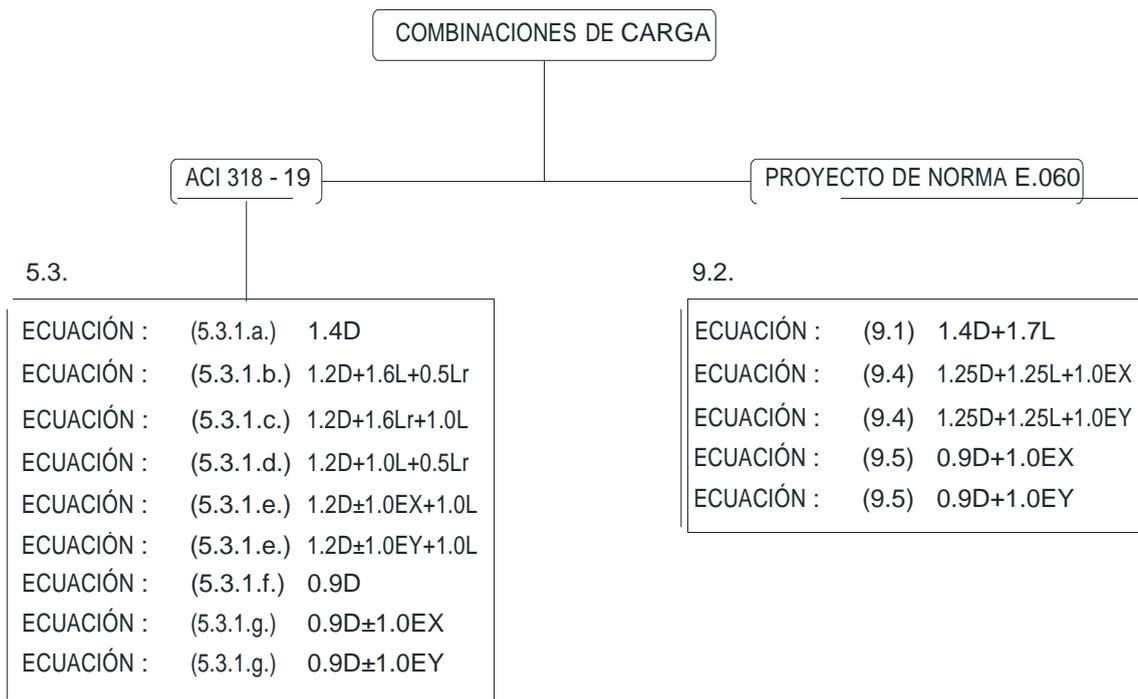
Distrito: Trujillo

Provincia: Trujillo

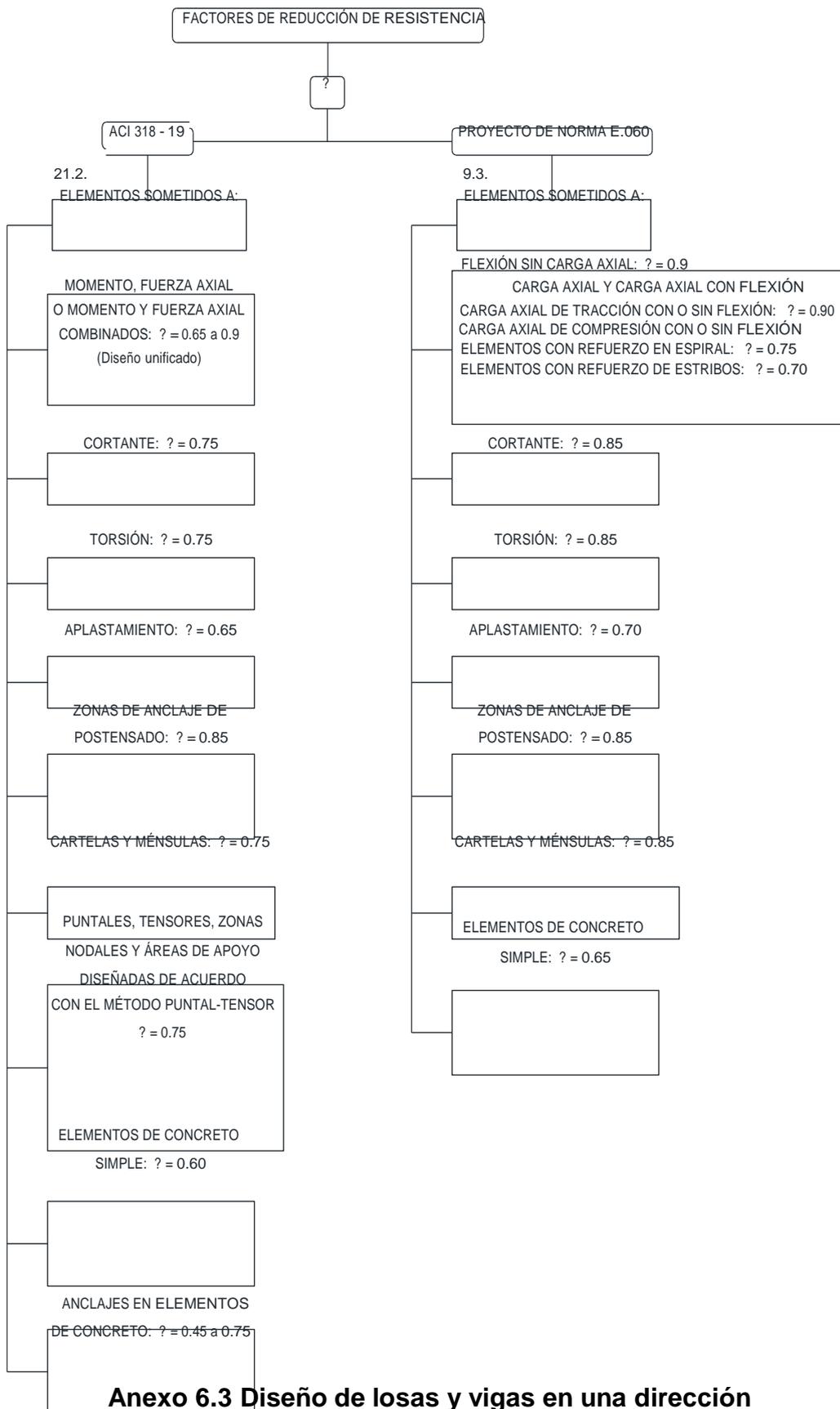
Departamento: La Libertad

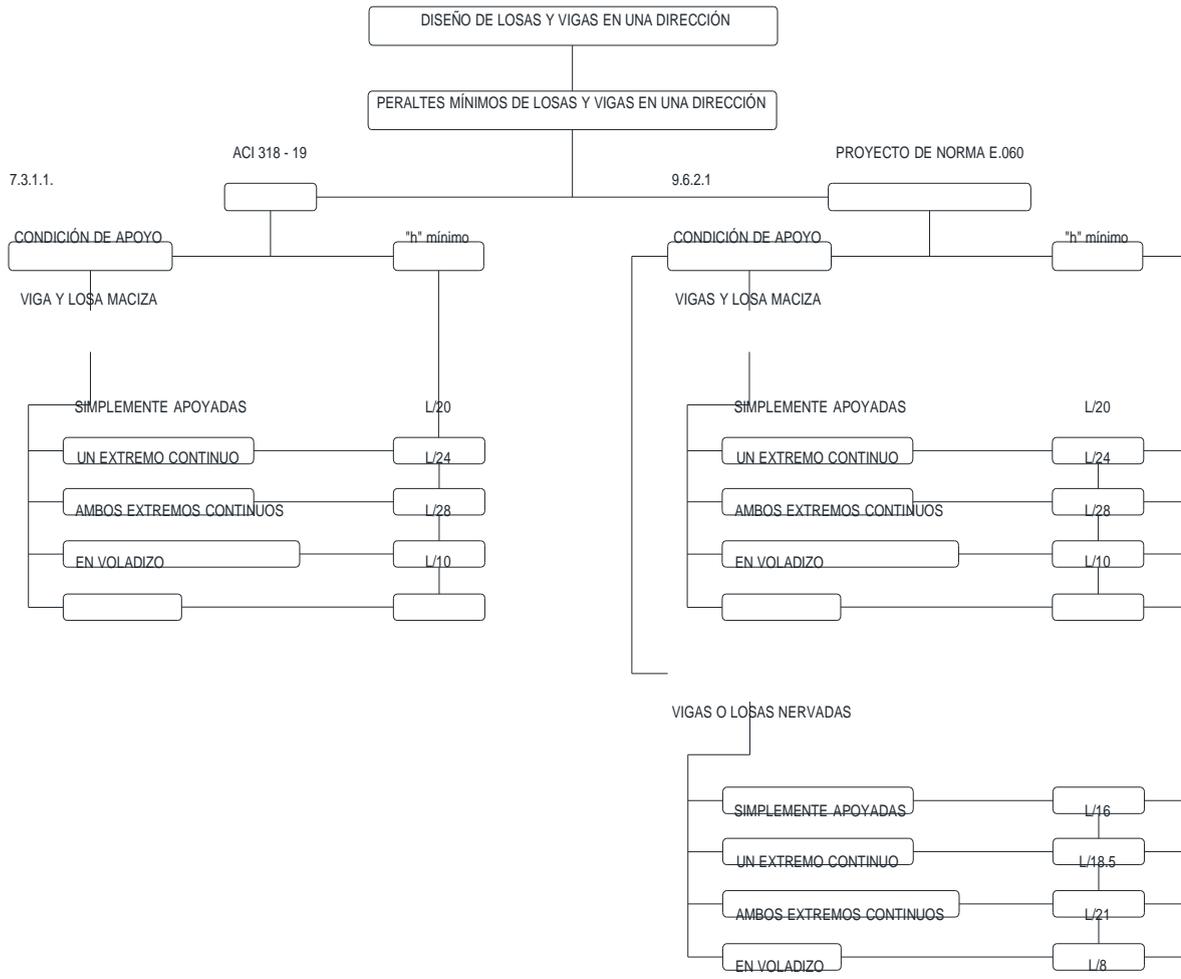

Ernesto Fiel Medina Hare
ING. CIVIL
R. CIP. N° 208724

Anexo 6.1 Combinación de carga

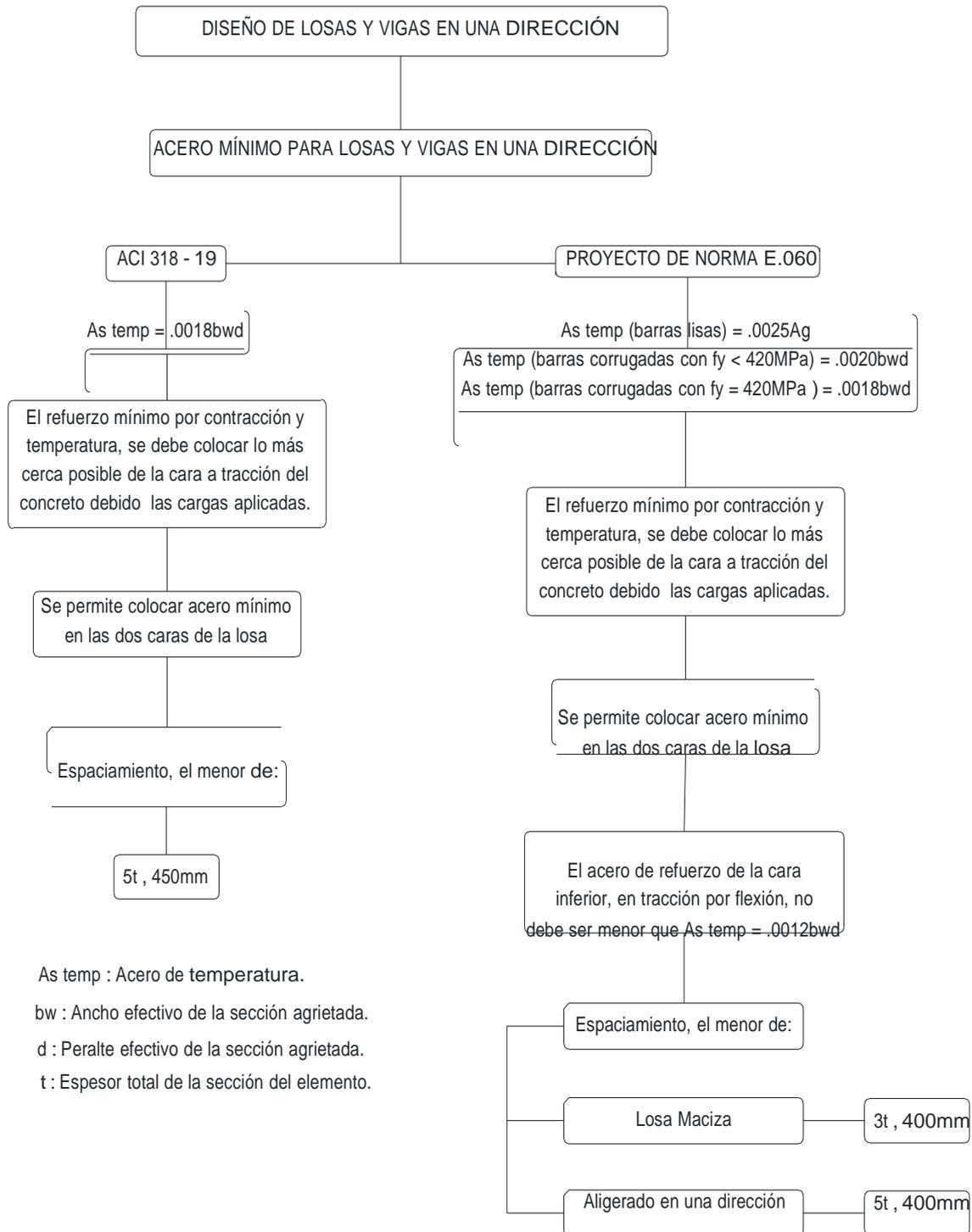


Anexo 6.2 Factores de reducción de resistencia





Anexo 6.4 Diseño de losas y vigas en una dirección



Anexo 6.5 Diseño de losas y vigas en una dirección

DISEÑO DE LOSAS Y VIGAS EN UNA DIRECCIÓN

CONSIDERACIONES PARA VIGAS T EN LOSAS EN UNA DIRECCIÓN

7.5.2.3. ACI 318-19

En losas donde se considere que esta forma parte de una viga T, el refuerzo perpendicular a la viga debe diseñarse para resistir la carga mayorada sobre el ancho de losa que sobresale soportando que actúa como un voladizo (no aplica para viguetas).

Solo es necesario considerar el ancho efectivo de losa (alas), según:

6.3.2.

A cada lado del alma, el menor de:

$8t$

$sw/2$

$ln/8$

A un solo lado, el menor de:

$6t$

$sw/2$

$ln/12$

6.3.2.2.

En vigas T aisladas, en donde se utilice la forma T para proporcionar por medio del ala un área adicional de compresión, el ala debe tener:

Espesor de ala

$= 0.5bw$

Ancho efectivo del ala

$= 4bw$

8.11. PROYECTO DE NORMA E.066

Para que una sección de concreto pueda considerarse como viga T, las alas y el alma deberán construirse monolíticamente o, de lo contrario, deben estar efectivamente unidas entre sí.

El ancho efectivo de losa usada como ala de las vigas T no debe exceder a:

$ln/4$

8.11.2.

y el ancho sobresaliente efectivo del ala a cada lado del alma no debe exceder:

$8t$

$sw/2$

8.11.3.

en vigas que tengan losa en un solo lado, el ancho sobresaliente efectivo del ala no debe exceder:

$ln/12$

$6t$

$sw/2$

En vigas T aisladas, en donde se utilice la forma T para proporcionar por medio del ala un área adicional de compresión, el ala debe tener:

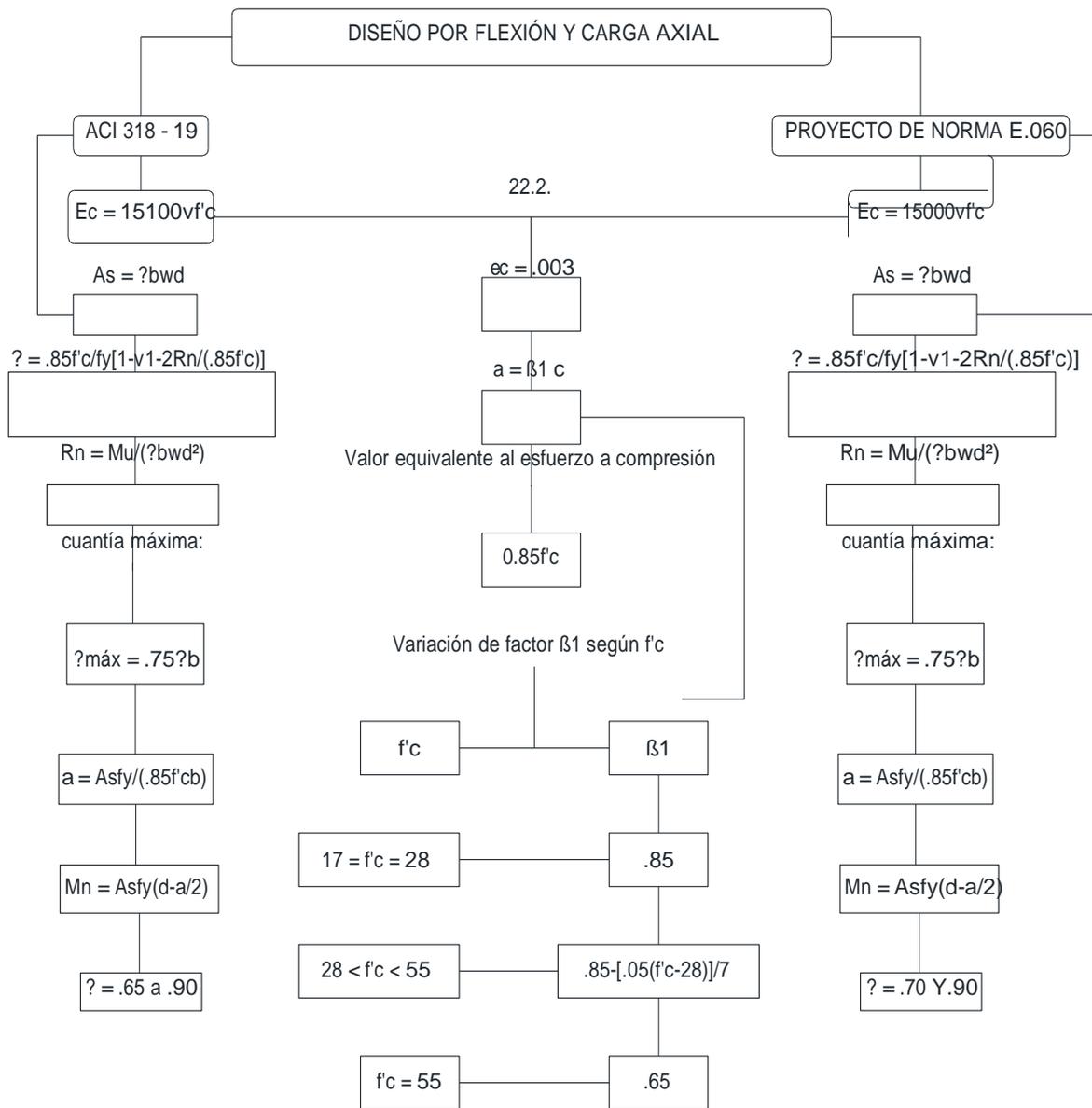
Espesor de ala

$= 0.5bw$

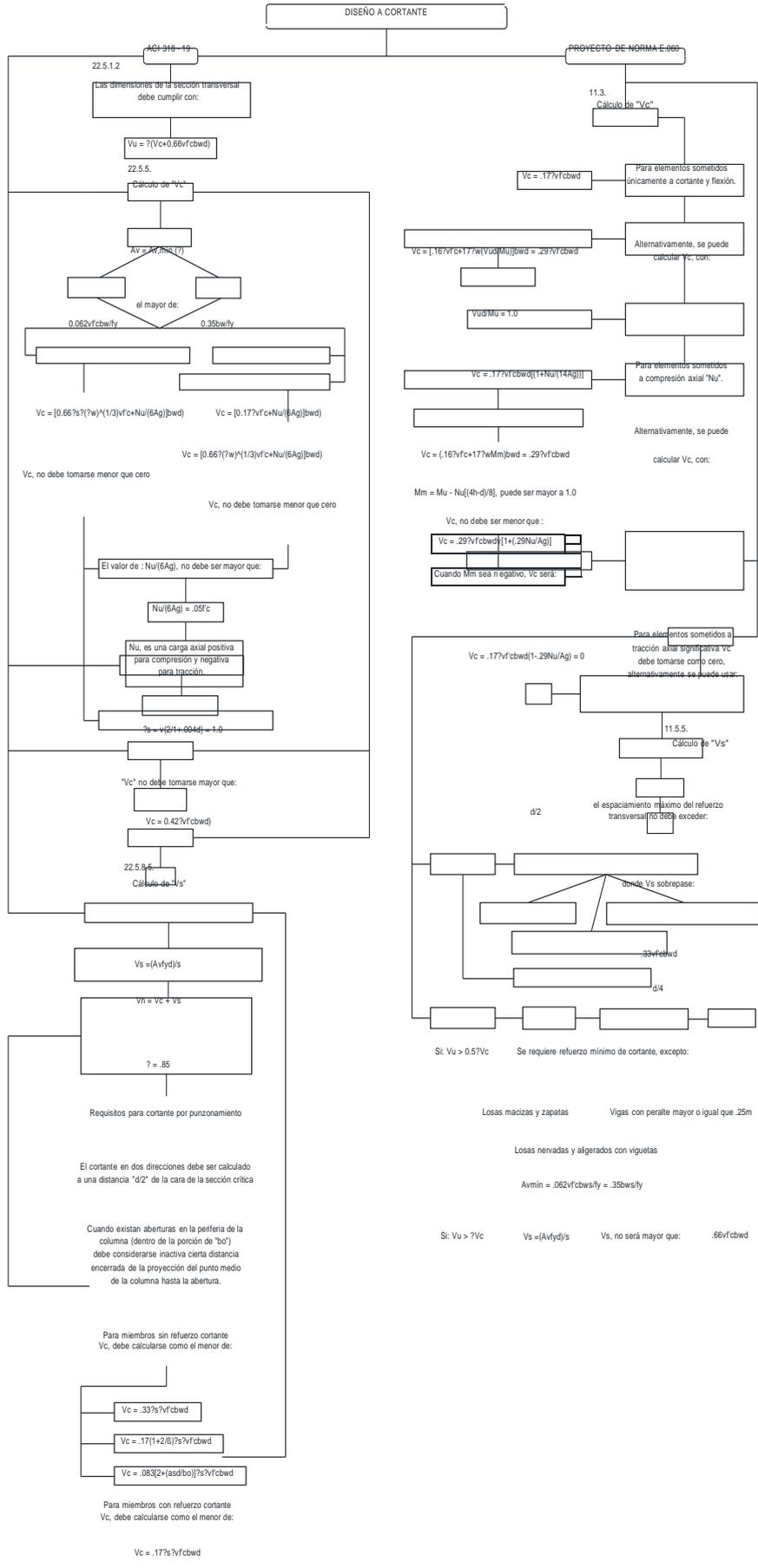
Ancho efectivo del ala

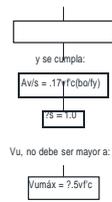
$= 4bw$

Anexo 6.6 Diseño por flexión y carga axial

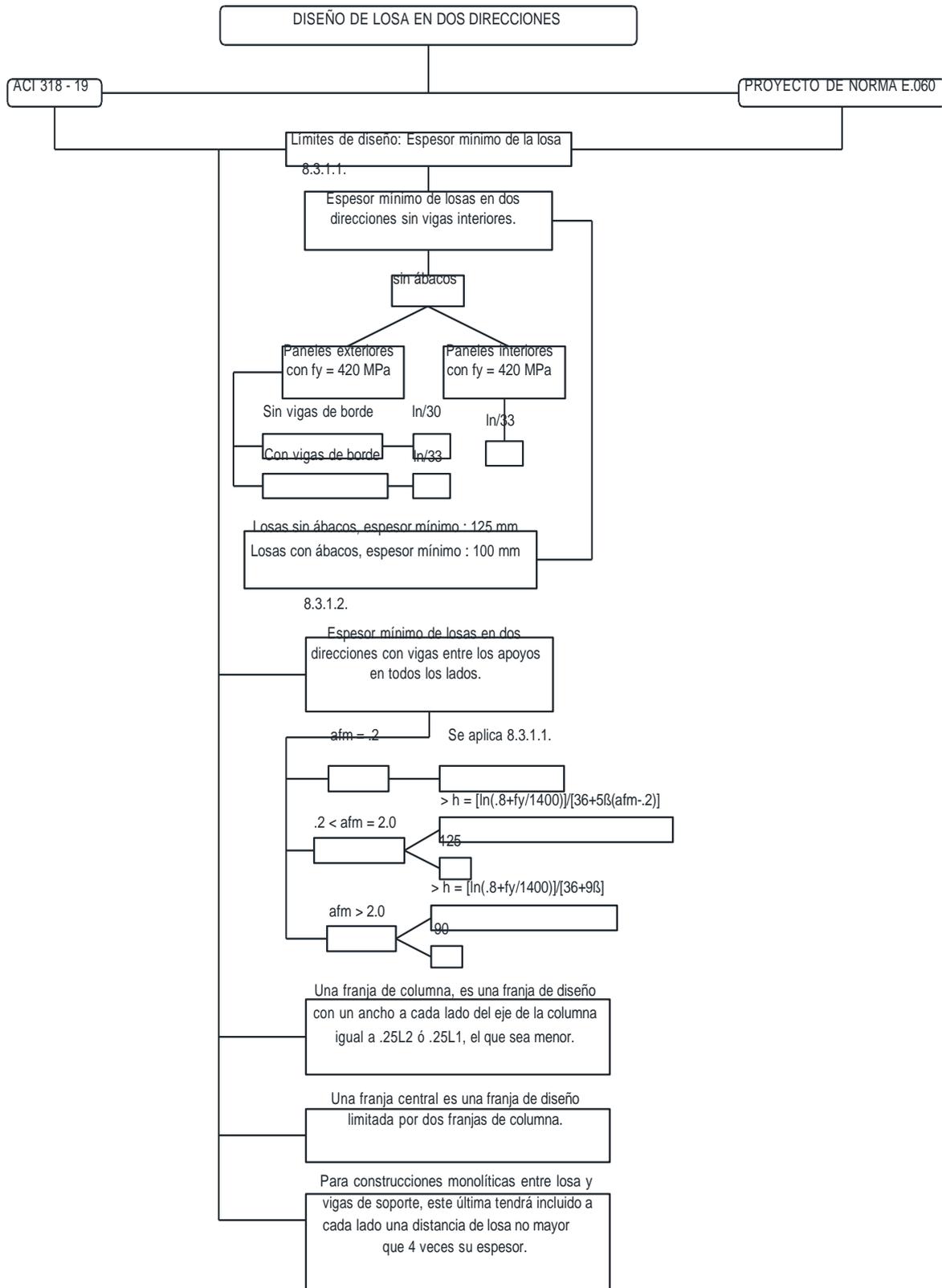


Anexo 6.7 Diseño a cortante

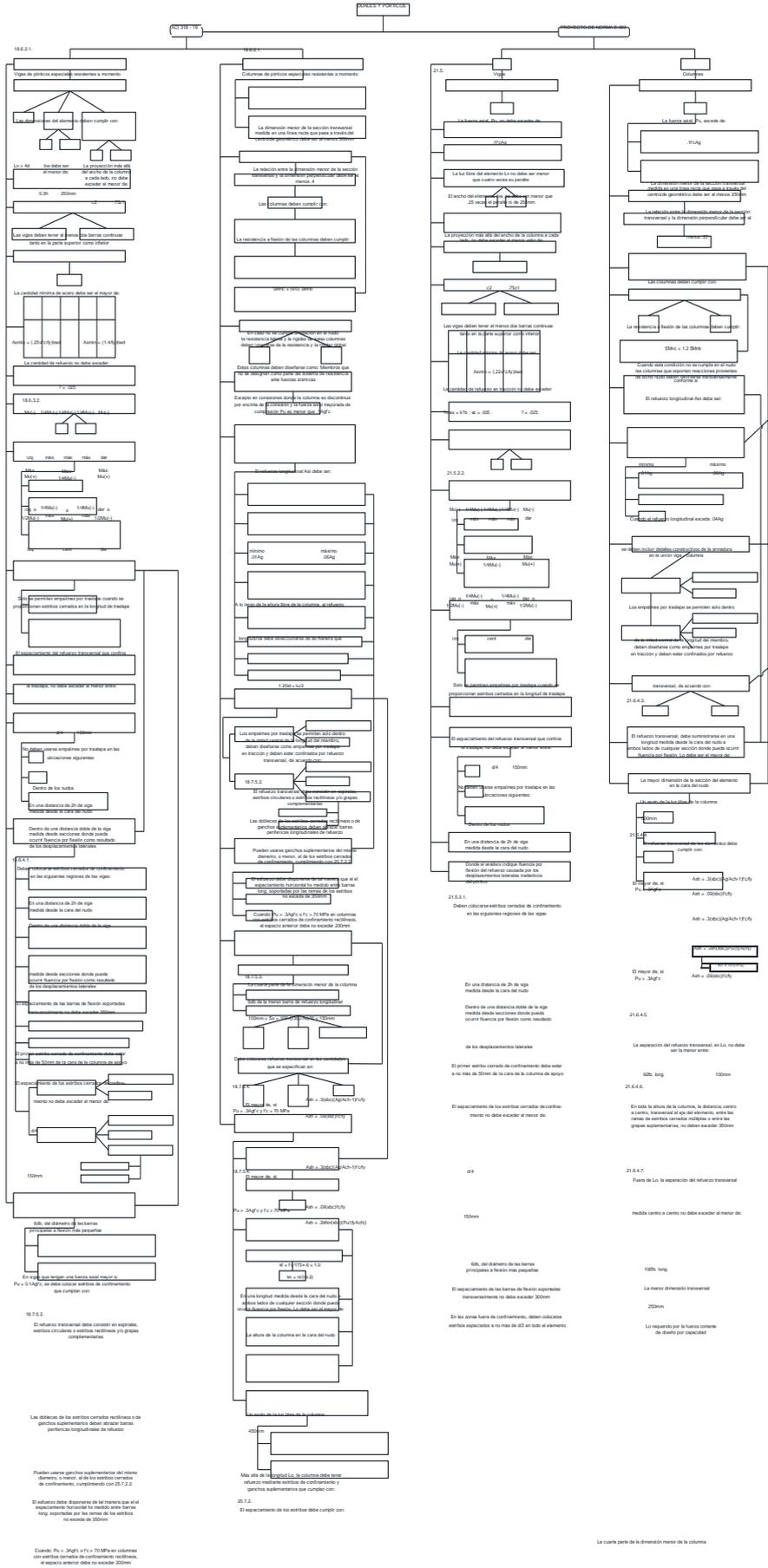




6.8 Diseño de losa en dos direcciones

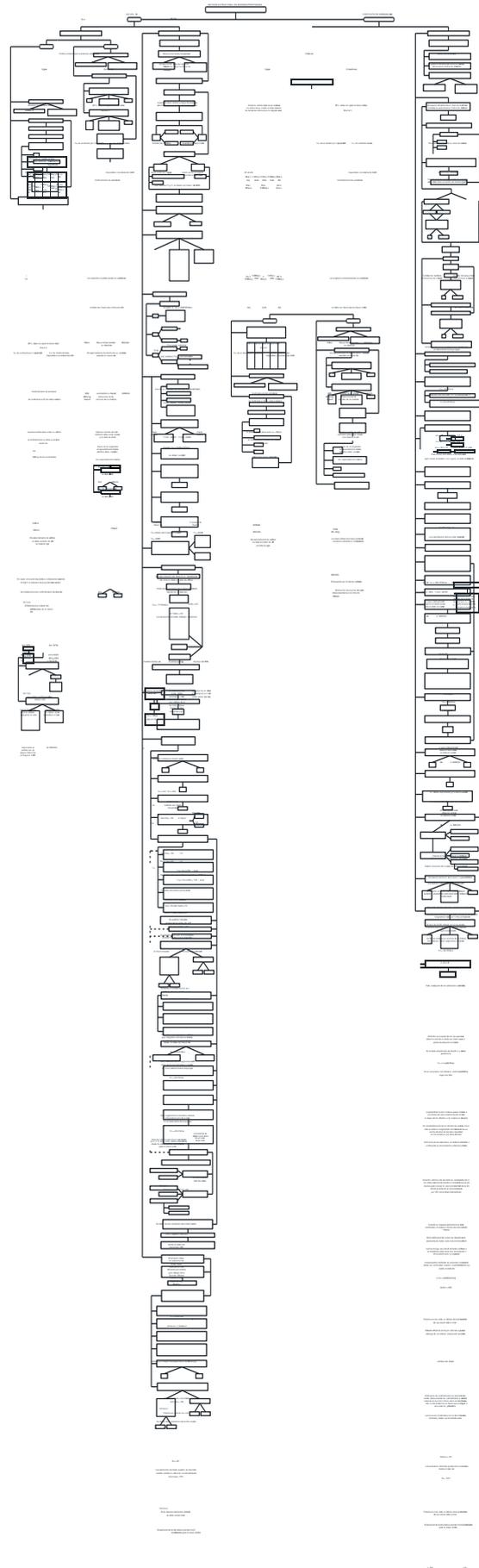


6.9 Duales y pórticos



Especificaciones de la barra de refuerzo		15d barra long	48d barra est	La menor dimensión
Especificaciones de la barra de refuerzo longitudinal				
100mm $S_s = 100(250/h_f) \le 150mm$		16.7.5.4 El espaciamiento de los estribos debe cumplir con el menor de los valores:		
16.7.5.4 El mayor de, si	$A_{sh} = 20ac^2/\rho_{sh}(f_c - f_y)$			
$P_u > 34g_c f_y f_c + 70 MPa$	$A_{sh} = .08ac^2/\rho_y$	15d de la menor barra	48d por columna	150mm
16.7.5.4 El mayor de, si	$A_{sh} = .20ac^2/\rho_{sh}(f_c - f_y)$	Las columnas que soporten reacciones de respaldos rígidos discontinuos, como muros deben cumplir con:		
$P_u > 34g_c f_y f_c + 70 MPa$	$A_{sh} = .08ac^2/\rho_y$	Deben colocarse en su altura total. En todos los niveles, debajo del nivel donde ocurre la discontinuidad cuando la carga axial mayorada excede a		
$A_{sh} = .20ac^2/\rho_{sh}(f_c - f_y)$	$A_{sh} = .20ac^2/\rho_y$	1/4g _c f _y		
$M = F_o(1.75L_e + 1.0)$	$M = M_o(1.75L_e + 1.0)$	Donde se haya magnificado las fuerzas para tener en cuenta la redistribución de los momentos verticales del sistema el valor de 1/4g _c f _y de sustituir a .25Ag _c		
El refuerzo transversal en los lugares identificados en (1) debe diseñarse para resistir cortante superior, $V_c \le 0$ donde ocurran.		1/4g _c f _y		
La fuerza cortante indicada por el sismo calculada por capacidad representa la mitad o más de la resistencia máxima a cortante requerida en esas zonas.		El refuerzo transversal, debe extenderse desde los extremos discontinuos por la menor L _d de la barra longitudinal mayor de la columna.		
La fuerza axial de compresión mayorada P _u incluyendo los efectos sísmicos, es menor que .05Ag _c .		El refuerzo transversal, debe extenderse en el refuerzo dentro del miembro continuo por la menor L _d de la barra longitudinal mayor de la columna en el punto en que termina.		
		Si la columna termina en una zona de refuerzo transversal requerido debe extenderse por la menor 200mm dentro de la zona.		
		El refuerzo transversal en los lugares identificados (1) debe diseñarse para resistir cortante superior, $V_c \le 0$ donde ocurran.		
		La fuerza cortante indicada por el sismo calculada por capacidad representa la mitad o más de la resistencia máxima a cortante requerida en esas zonas.		
		La fuerza axial de compresión mayorada P _u incluyendo los efectos sísmicos, es menor que .05Ag _c .		

6.10 Sistema de muros estructurales





UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

Declaratoria de Originalidad del Autor

Yo, PLASENCIA REBAZA MARCOS DAVID estudiante de la FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA de la escuela profesional de INGENIERÍA CIVIL de la UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO SAC - TRUJILLO, declaro bajo juramento que todos los datos e información que acompañan la Tesis titulada: "ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN UTILIZANDO LA NORMA E.060 DEL RNE Y EL CÓDIGO AMERICANO ACI318S-19 – TRUJILLO.", es de mi autoría, por lo tanto, declaro que la Tesis:

1. No ha sido plagiada ni total, ni parcialmente.
2. He mencionado todas las fuentes empleadas, identificando correctamente toda cita textual o de paráfrasis proveniente de otras fuentes.
3. No ha sido publicada, ni presentada anteriormente para la obtención de otro grado académico o título profesional.
4. Los datos presentados en los resultados no han sido falseados, ni duplicados, ni copiados.

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

Nombres y Apellidos	Firma
MARCOS DAVID PLASENCIA REBAZA DNI: 47937621 ORCID 0000-0002-6204-9112	Firmado digitalmente por: MAPLASENCIA el 20-12- 2021 18:18:50

Código documento Trilce: TRI - 0235561