

UNIVERSIDAD NACIONAL “HERMILIO VALDIZÁN”

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**“MEJORAMIENTO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL BLOQUE
"A" DE LA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA DE LA
UNIVERSIDAD NACIONAL HERMILIO VALDIZAN, APLICANDO LA
NORMATIVIDAD ASCE 7-16 Y ACI 318-19 , 2022”**

LINEA DE INVESTIGACIÓN DE ESTRUCTURAS

TESIS PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

TESISTA

Sukker Stivie, Angel Vertiz

ASESOR

Msc. Ing. Elisa Raquel, Quintanilla Herrera

HUÁNUCO – PERÚ

2023

INDICE

DEDICATORIA	16
AGRADECIMIENTO	17
RESUMEN	18
ABSTRACT	20
INTRODUCCIÓN	22
CAPITULO I: PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	24
1.1 FUNDAMENTACIÓN DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.....	24
1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	25
1.2.1 Problema General.....	25
1.2.2 Problema Especifico	25
1.3 FORMULACIÓN DEL OBJETIVO GENERAL Y ESPECÍFICOS	26
1.3.1 Objetivo General.....	26
1.3.2 Objetivos Específicos.....	26
1.4 JUSTIFICACIÓN	26
1.5 LIMITACIONES	27
1.6 FORMULACIÓN DE HIPÓTESIS GENERAL Y ESPECIFICA	28
1.6.1 Hipótesis general.....	28
1.6.2 Hipótesis Especificas	28
1.7 VARIABLES	29
1.7.1 Variable 1 (V.D): Derivas De Entrepiso.....	29
1.7.2 Variable 2 (V.I): Sismo de Diseño.....	29
1.7.3 Variable 3 (V.I): Ductilidad de la Estructura.....	30
1.8 DEFINICIÓN TEÓRICA Y OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES	30

CAPITULO II: MARCO TEÓRICO	33
2.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN.....	33
2.1.1 Antecedentes Internacionales.....	33
2.1.2 Antecedentes Nacionales	34
2.1.3 Antecedentes Locales.....	34
2.2 BASES TEÓRICAS.....	35
2.2.1 Acción Sísmica	35
2.2.2 Análisis Dinámico Modal Espectral	80
2.2.3 Análisis No Lineal	96
2.3 BASES CONCEPTUALES	124
CAPITULO III: METODOLOGÍA	126
3.1 ÁMBITO.....	126
3.2 POBLACIÓN Y SELECCIÓN DE LA MUESTRA	126
3.2.1 Determinación Del Universo/Población	126
3.3 MUESTRA	126
3.3.1 Selección De La Muestra	126
3.4 NIVEL, TIPO Y DISEÑO ESTUDIO	126
3.4.1 Tipo De Investigación.....	127
3.4.2 Nivel De Investigación	127
3.5 DISEÑO DE INVESTIGACIÓN	128
3.6 MÉTODOS, TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.	
128	
3.6.1 Fuentes/Métodos.....	128

3.6.2	Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos	129
3.7	PROCEDIMIENTO Y PRESENTACIÓN DE DATOS.	129
3.8	PLAN DE TABULACIÓN Y ANÁLISIS DE DATOS ESTADÍSTICOS.	131
3.9	CONSIDERACIONES ÉTICAS.	132
CAPITULO IV: RESULTADOS Y DISCUSIÓN		134
4.1	CASO DE ESTUDIO.	134
4.1.1	Sistema Estructural Propuesto	134
4.1.2	Definición de Demanda Sísmica.....	150
4.2	RESULTADOS Y DISCUSIÓN	153
4.2.1	Análisis lineal dinámico.....	153
4.2.2	Diseño Estructural.....	163
4.2.3	Análisis No Lineal Estático - Pushover	178
4.2.4	Análisis No Lineal Dinámico – Tiempo Historia	203
CONCLUSIONES:.....		231
RECOMENDACIONES:.....		234
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....		236
ANEXOS	239	

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura N°01. Vista 3D del bloque “A” de la facultad de ingeniería civil y arquitectura	27
Figura N°02. Construcción de espectro de respuesta	36
Figura N°03. Construcción de espectro de respuesta, mediante osciladores de un grado de libertad 37	37
Figura N°04. Construcción de espectro de respuesta, mediante diferentes sistemas	38
Figura N°05. Construcción del espectro normalizado	39
Figura N°06. Periodos de retorno.....	41
Figura N°07. Cálculo de cambio de periodos de retorno de un espectro de diseño.....	42
Figura N°08. Relación entre el número de personas que ocupan una edificación y el riesgo de colapso 43	43
Figura N°09. Factor de importancia por factor de riesgo.....	44
Figura N°10. Factor de importancia o uso, E.030.....	45
Figura N°11. Factor de importancia por factor de riesgo.....	46
Figura N°12. Curva de histéresis	47
Figura N°13. Curva de capacidad de una estructura	48
Figura N°14. Factor de sobre-resistencia	49
Figura N°15. Requerimientos para que cada nivel resista mas del 35% del cortante de la base	50
Figura N°16. Espectro de diseño según el ASCE 7	51
Figura N°17. Espectro de diseño y espectro de respuesta según E.030.....	52
Figura N°18. Coeficientes y factores de diseño para sistemas resistentes a fuerzas sísmicas	53
Figura N°19. Coeficientes básicos de reducción de respuesta	54

Figura N°20. Factores y coeficientes de diseño para un sistema de pórticos especiales resistente a momentos de concreto armado.....	55
Figura N°21. Espectros de diseño para muros estructurales y pórticos de concreto armado.....	56
Figura N°22. Procedimientos de análisis permitidos según ASCE 7.....	56
Figura N°23. Irregularidades características - I	57
Figura N°24. Irregularidades características - II.....	58
Figura N°25. Irregularidades características - III.....	58
Figura N°26. Irregularidades verticales	59
Figura N°27. Irregularidades horizontales	59
Figura N°28. Irregularidades estructurales horizontales	60
Figura N°29. Irregularidades estructurales verticales	61
Figura N°30. Irregularidad torsional	62
Figura N°31. Irregularidad de retrocesos de esquinas	63
Figura N°32. Irregularidad del diafragma.....	64
Figura N°33. Irregularidad del diafragma.....	65
Figura N°34. Irregularidad del diafragma.....	65
Figura N°35. Irregularidad de piso flexible	66
Figura N°36. Cálculo de la irregularidad por piso flexible o piso blando	67
Figura N°37. Irregularidad de retrocesos de esquinas	68
Figura N°38. Irregularidad del diafragma.....	69
Figura N°39. Irregularidad del diafragma.....	70
Figura N°40. Irregularidad del diafragma.....	71
Figura N°41. Factores de irregularidad de la norma E.030.....	72

Figura N°42. derivas	73
Figura N°43. Derivas permisibles por el ASCE 7-16	74
Figura N°44. Derivas permisibles por la E.030	75
Figura N°45. Efecto de segundo orden	76
Figura N°46. Efecto P-Delta	77
Figura N°47. Sobre-resistencia	79
Figura N°48. Espectro de diseño (periodo vs aceleración espectral).....	80
Figura N°49. Masa participativa en análisis dinámico lineal – ASCE 7-16.....	81
Figura N°50. Masa participativa en análisis dinámico lineal – ASCE 7-16.....	82
Figura N°51. Desplazamientos para el modo 1.....	82
Figura N°52. Fuerzas y momentos para el modo 1	83
Figura N°53. Pórtico de 03 niveles – método CQC	86
Figura N°54. Ejemplo de método CQC	86
Figura N°55. Combinación de sismos horizontales	88
Figura N°56. Ubicación del “Sds”	89
Figura N°57. Combinaciones de sismos – criterio 100-30	90
Figura N°58. Combinaciones del criterio 100-30	91
Figura N°59. Combinación SRSS.....	92
Figura N°60. Combinación CQC3	93
Figura N°61. Condición de diafragma flexible.....	95
Figura N°62. Ejemplo de un diafragma flexible.....	95
Figura N°63. Ejemplo de un diafragma rígido.....	96
Figura N°64. Objetivos de desempeño según el FEMA 274	99

Figura N°65. Objetivos de desempeño según ASCE 41-17.....	104
Figura N°66. Objetivos de desempeño según ASCE 41-17.....	105
Figura N°67. Curva de capacidad de una estructura idealizado.....	109
Figura N°68. Curva de capacidad de una estructura real	109
Figura N°69. Formación de rotulas plásticas-método Pushover.....	110
Figura N°70. Patrón de carga lateral – caso 1	111
Figura N°71. Patrón de carga lateral – caso 2.....	112
Figura N°72. Patrón de carga lateral – caso 3.....	112
Figura N°73. Patrón de carga lateral – caso 4.....	113
Figura N°74. Curva de capacidad – método Pushover	114
Figura N°75. Cálculo del punto de desempeño en ETABS	115
Figura N°76. Espectro de capacidad	116
Figura N°77. Método espectro de capacidad - 2.....	117
Figura N°78. Método de los coeficientes de desplazamiento	118
Figura N°79. Límites de derivas propuestos por ATC-40	119
Figura N°80. Límites de derivas propuestos por VISION 2000	119
Figura N°81. Objetivos de desempeño por VISION 2000.....	120
Figura N°82. Curva de capacidad por SEAOC - VISION 2000.....	121
Figura N°83. Verificación de desempeño por estados limites	122
Figura N°84. Elevación en planta del bloque A de la facultad de Ingeniería Civil	134
Figura N°85. Planteamiento estructural en planta.....	135
Figura N°86. Planteamiento en 3D del bloque A en estudio	136
Figura N°87. Elevación A-A, de la estructura propuesta.....	138

Figura N°88. Elevación B-B, de la estructura propuesta	139
Figura N°89. Elevación 10-10, de la estructura propuesta.....	139
Figura N°90. Elevación 5-5, de la estructura propuesta.....	140
Figura N°91. Propiedades mecánicas del concreto FC 350 kg/cm ²	142
Figura N°92. Propiedades mecánicas del concreto FC 280 kg/cm ²	143
Figura N°93. Propiedades mecánicas del acero de refuerzo FY 4200kg/cm ²	144
Figura N°94. Propiedades mecánicas del acero de A500	145
Figura N°95. Resistencia esperada de los materiales según el ACI 318-19	146
Figura N°96. Resistencia esperada de los materiales según el ASCE 41-17	146
Figura N°97. Modelo de Mander	147
Figura N°98. Modelo de Park	147
Figura N°99. Modelos No lineales de elementos estructurales.....	148
Figura N°100. Modelos de curva momento – rotación del ASCE41-17.....	149
Figura N°101. Tabla 10-7 del ASCE41-17, valores típicos de rotula plástica	149
Figura N°102. Resultados de un modelo no lineal tipo fibra.....	150
Figura N°103. Espectro de pseudo aceleraciones a usar en el diseño estructural.....	151
Figura N°104. Centro de Masa y Rigidez-ETABS	153
Figura N°105. Peso sísmico de la edificación.....	154
Figura N°106. Modos de vibración de la estructura	154
Figura N°107. Comparación de derivas del expediente técnico vs propuesta en el análisis lineal dinámico	162
Figura N°108. Criterio de Ductilidad, requisitos para acero longitudinal	164
Figura N°109. Configuración de Design Overwrites	164

Figura N°110. Aceros calculados en el programa ETABS del eje 9-9	165
Figura N°111. Aceros calculados manualmente	166
Figura N°112. Acero por cortante calculado manualmente	166
Figura N°113. Acero por cortante calculado en ETABS	167
Figura N°114. Viga 30x110 cm del expediente técnico	167
Figura N°115. Cuantía de columnas en la estructura en estudio.....	168
Figura N°116. Relación Demanda – Capacidad (D/C) a flexo-compresión en Columnas	169
Figura N°117. Relación columna fuerte viga débil.....	170
Figura N°118. Diagrama de interacción de la columna 110x110 cm en el eje 10-A.....	171
Figura N°119. Diagrama de interacción de la columna 110x110 cm en el eje 10-A, elaboración propia	171
Figura N°120. Cálculo de acero por cortante, ETABS	172
Figura N°121. Cálculo de acero por cortante, manual	172
Figura N°122. Acero preliminar propuesto para diseño estructural de placas.....	173
Figura N°123. Verificación de la necesidad de elementos de borde en muros estructurales.....	175
Figura N°124. Diseño del muro estructural del eje 10-10	177
Figura N°125. Rotula plástica de la viga 40x110 del eje 9-9 nivel 1.....	179
Figura N°126. Rotula plástica de la viga 40x110 del eje A-A entre 10-9 nivel sótano	179
Figura N°127. Ductilidad de la viga 40x110 del eje 9-9 del nivel 1.....	180
Figura N°128. Fibra en columna.....	180
Figura N°129. Reforzamiento del muro estructural en ETABS	181
Figura N°130. Asignación de fibra en muro estructural en ETABS.....	182
Figura N°131. Caso de carga Pushover en X-X.....	183

Figura N°132. Caso de carga Pushover en X-X.....	184
Figura N°133. Curva de capacidad en X-X de estructura propuesta con disipadores SLB	185
Figura N°134. Curva de capacidad en Y-Y de estructura propuesta con disipadores SLB	186
Figura N°135. Comparativa de Curva de capacidad en dirección x-x.....	186
Figura N°136. Comparativa de Curva de capacidad en dirección y-y.....	187
Figura N°137. Desempeño de la propuesta estructural en dirección X-X	188
Figura N°138. Evaluación del desempeño de la propuesta estructural en dirección X-X, SEAOC2000	189
Figura N°139. Respuesta inelástica de la propuesta en dirección X-X.....	190
Figura N°140. Desempeño de la estructura del expediente técnico en dirección X-X.....	191
Figura N°141. Evaluación del desempeño de la estructura del expediente técnico en dirección X- X, SEAOC2000.....	191
Figura N°142. Respuesta inelástica de la estructura del expediente técnico en dirección X-X..	192
Figura N°143. Desempeño de la estructura del expediente técnico sin disipadores SLB en dirección X-X	193
Figura N°144. Desempeño de la propuesta estructural en dirección Y-Y	194
Figura N°145. Evaluación del desempeño de la propuesta estructural en dirección Y-Y, SEAOC2000	195
Figura N°146. Respuesta inelástica de la propuesta en dirección Y-Y.....	196
Figura N°147. Desempeño de la estructura del expediente técnico en dirección Y-Y	197
Figura N°148. Evaluación del desempeño de la estructura del expediente técnico en dirección Y- Y, SEAOC2000.....	198
Figura N°149. Respuesta inelástica de la estructura del expediente técnico en dirección Y-Y..	199

Figura N°150. Desempeño de la estructura del expediente técnico sin disipadores SLB en dirección Y-Y	200
Figura N°151. Escalamiento de registro sísmico y creación de sismo sintético.....	203
Figura N°152. Caso de carga Gravitacional No Lineal.....	206
Figura N°153. Caso de carga No Lineal Tiempo Historia – Sismo Lima 1966.....	207
Figura N°154. Parámetros de amortiguamiento para un análisis no lineal tiempo historia.....	208
Figura N°155. Parámetros de integración del tiempo para un análisis no lineal tiempo historia	208
Figura N°156. Comparación de derivas debido al sismo de Lima 1966.....	209
Figura N°157. Comparación de derivas debido al sismo de Lima 1970.....	210
Figura N°158. Comparación de derivas debido al sismo de Lima 1974.....	211
Figura N°159. Comparación de derivas debido al sismo de Ica 2007	212
Figura N°160. Comparación de derivas debido al sismo de California 1940.....	213
Figura N°161. Comparación de derivas debido al sismo de California 1979.....	214
Figura N°162. Comparación de derivas debido al sismo de Tokio 2000.....	215
Figura N°163. Derivas promedio en dirección X-X del Analisis No Lineal Tiempo Historia...	216
Figura N°164. Derivas promedio en dirección X-X del Analisis No Lineal Tiempo Historia...	216
Figura N°165. Desempeño del caso de estudio (1) para el sismo 1966.....	218
Figura N°166. Desempeño del caso de estudio (2) para el sismo 1966.....	218
Figura N°167. Desempeño del caso de estudio (1) para el sismo 1966.....	219
Figura N°168. Desempeño del caso de estudio (2) para el sismo 1966.....	219
Figura N°169. Revisión de D/C en rotulas de frames del caso (1)	220
Figura N°170. Revisión de D/C en rotulas de frames del caso (2)	221
Figura N°171. Revisión de D/C en rotulas de frames del caso (3)	221

Figura N°172. Revisión de D/C en rotulas de frames del caso (4)	222
Figura N°173. Comparación de la Cortante basal en los 04 casos de estudio	223
Figura N°174. Historia de cortante basal del caso de estudio (4)	224
Figura N°175. Relación D/C de disipadores SLB del caso (4) – propuesta con disipadores	225
Figura N°176. Relación D/C de disipadores SLB del caso (2) – expediente técnico con disipadores 226	
Figura N°177. Deformación del disipador K8 del caso de estudio (4) – propuesta con disipadores 227	
Figura N°178. Verificación del cortante del ANLTH en el muro del eje 5 del caso de estudio (2) – Estructura con disipadores del Expediente Técnico	229
Figura N°179. Verificación del cortante del ANLTH en el muro del eje 5 del caso de estudio (4) – Propuesta de Estructura con disipadores.....	230

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla N°1. Operacional de variables dimensiones e indicadores	30
Tabla N°2. Nivel de desempeño estructural y no estructural.....	101
Tabla N°3. Niveles de desempeño de la edificación.....	103
Tabla N°4. Sismos de diseño comisión VISION 2000	107
Tabla N°5. Sismos propuestos ATC-40.....	107
Tabla N°6. Derivas globales según el tipo de daño	122
Tabla N°7. Tipo de investigación.....	127
Tabla N°8. Plan de tabulación.....	131
Tabla N°9. Modos de vibración – masa participativa	156
Tabla N°10. Evaluación de irregularidades en x-x	157
Tabla N°11. Evaluación de irregularidades en y-y	158
Tabla N°12. Cortante en la base de la estructura con disipadores SLB.....	159
Tabla N°13. Cortante en la base de la estructura Sin disipadores SLB	159
Tabla N°14. Derivas en x-x de la estructura propuesta con disipadores SLB	159
Tabla N°15. Derivas en y-y de la estructura propuesta con disipadores SLB	160
Tabla N°16. Derivas en x-x de la estructura propuesta Sin disipadores SLB.....	160
Tabla N°17. Derivas en y-y de la estructura propuesta Sin disipadores SLB.....	160
Tabla N°18. Derivas en x-x de la estructura propuesta con disipadores SLB-Expediente Técnico	161
Tabla N°19. Derivas en y-y de la estructura propuesta con disipadores SLB-Expediente Técnico	161

Tabla N°20. Derivas en x-x de la estructura propuesta Sin disipadores SLB-Expediente Técnico	
161	
Tabla N°21. Derivas en y-y de la estructura propuesta Sin disipadores SLB-Expediente Técnico	
162	
Tabla N°22. Cálculo del coeficiente “R” de la propuesta estructural (4) en dirección X-X.....	201
Tabla N°23. Cálculo del coeficiente “R” de la estructura del expediente técnico (2) en dirección X-X	202
Tabla N°24. Cálculo del coeficiente “R” de la propuesta estructural (4) en dirección Y-Y.....	202
Tabla N°25. Cálculo del coeficiente “R” de la estructura del expediente técnico (2) en dirección Y-Y	202
Tabla N°26. R final	203
Tabla N°27. Registros sísmicos que se usaron.....	205
Tabla N°28. Resumen de cortantes en los modelos (2) y (4) en ANLTH	228

DEDICATORIA

La presente tesis va dedicado a mis padres, por su soporte durante la elaboración de la presente tesis, y por su apoyo durante toda mi vida, ya que sin ellos no hubiera podido realizarme en esta magnífica carrera de Ingeniería Civil y en la gran Universidad Nacional Hermilio Valdizan.

AGRADECIMIENTO

Agradecimiento a mi alma mater, La Universidad Hermilio Valdizan, especialmente a mi Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura, por haberme inculcado conocimiento a través de sus docentes.

Y un agradecimiento inconmensurable a mis padres quienes me apoyaron durante toda mi vida, asimismo a las personas que aportaron conocimiento y consejos en la elaboración del presente trabajo de tesis.

RESUMEN

Los eventos sísmicos de mediana a gran magnitud frecuentemente suelen provocar daños a los componentes estructurales y no estructurales de una edificación, los cuales generan heridos, muertes y pérdidas económicas; estos daños en componentes estructurales que causan estragos se debe a que en los diseños estructurales clásicos, a los cuales llamaremos lineales con el cual ha sido diseñado la estructura en estudio, no pueden capturar la deformación inelástica y por tanto la rotura de estos elementos; es por esto que es necesario analizar el comportamiento no lineal de una estructura.

En la presente investigación se tiene 04 casos de estudios; (1) Estructura del Expediente Técnico sin disipadores SLB, (2) Estructura del Expediente Técnico con disipadores SLB, (3) Propuesta de mejora estructural sin disipadores SLB, (4) Propuesta de mejora estructural con disipadores SLB. El procedimiento a seguir es analizar el caso (4), primero hacerle un análisis lineal dinámico considerando los criterios del ASCE 7-16, luego diseñar la estructura con los lineamientos del ACI 318-19, una vez diseñado se colocan los aceros colocados en el software ETABS y es donde inicia el análisis No Lineal.

El análisis No Lineal se divide en dos, análisis no lineal estático conocido también como Pushover y el análisis no lineal dinámico o conocido como análisis no lineal tiempo historia, ambos se rigen bajo la normativa del ASCE 41-17 y el apéndice A del ACI 318-19. El análisis no lineal se empieza con el análisis no lineal estático en el cual se evalúa resultados como la curva de capacidad, el punto de desempeño, desempeño de la estructura en función de la D/C de los estados límites de los elementos estructurales. Finalmente se evalúa mediante un análisis no lineal tiempo historia, en el cual para este caso usamos 07 registros sísmicos que deben ser espectros compatibles

a nuestra zona y de igual manera que un análisis no lineal estático se evalúan los resultados de los elementos estructurales a través del tiempo mediante la relación D/C en estos.

Finalmente se hace un comparativo entre los cuatro casos de estudio, con el fin de demostrar que la ductilidad ayuda a que la estructura tenga un mejor comportamiento inelástico.

Palabras clave: Analisis lineal, Analisis No Lineal Estático, Analisis No Lineal tiempo historia, Disipadores SLB, daños en elementos estructurales, diseño estructural, ASCE 7-16, ASCE 41-17, ACI 318-19.

ABSTRACT

Medium to large magnitude seismic events frequently cause damage to the structural and non-structural components of a building, which generate injuries, deaths and economic losses; These damages in structural components that cause havoc is due to the fact that in the classic structural designs, which we will call linear with which the structure under study has been designed, they cannot capture the inelastic deformation and therefore the breakage of these elements; This is why it is necessary to analyze the nonlinear behavior of a structure.

In the present investigation there are 04 case studies; (1) Structure of the Technical File without SLB heatsinks, (2) Structure of the Technical File with SLB heatsinks, (3) Proposal for structural improvement without SLB heatsinks, (4) Proposal for structural improvement with SLB heatsinks. The procedure to follow is to analyze the case (4), first make a dynamic linear analysis considering the criteria of ASCE 7-16, then design the structure with the guidelines of ACI 318-19, once designed, the steels placed in the ETABS software and is where the non-linear analysis begins.

Nonlinear analysis is divided into two, static nonlinear analysis also known as Pushover and dynamic nonlinear analysis or known as time history nonlinear analysis, both are governed by ASCE 41-17 regulations and ACI 318 appendix A. -19. The nonlinear analysis begins with the static nonlinear analysis in which results such as the capacity curve, the performance point, performance of the structure as a function of the D/C of the limit states of the structural elements are evaluated. Finally, it is evaluated through a nonlinear time history analysis, in which for this case we use 07 seismic records that must be compatible spectra to our area and in the same way as a static nonlinear analysis, the results of the structural elements are evaluated through the time using the D/C ratio on these.

Finally, a comparison is made between the four study cases, in order to demonstrate that ductility helps the structure to have a better inelastic behavior.

Keywords: Linear Analysis, Nonlinear Static Analysis, Nonlinear Time History Analysis, SLB Heatsinks, damage to structural elements, structural design, ASCE 7-16, ASCE 41-17, ACI 318-19.

INTRODUCCIÓN

La ingeniería sísmica ha avanzado considerablemente en los últimos 20 años gracias al desarrollo computacional, estando el análisis no lineal dinámico o análisis no lineal tiempo historia en la cúspide de todos los análisis por su precisión en los resultados. Sin embargo, la mayoría de ingenieros estructurales no aplican este método por su alto gasto computacional; por otro lado, los sismos a través del tiempo han causado daños irreparables hasta colapsos en las edificaciones y esto nos hace preguntarnos si es confiable el diseño tradicional en el rango lineal o es necesario ir más allá.

El análisis sísmico comúnmente empleado en nuestro país y en la mayoría de países de nuestro continente se basa en un método lineal elástico que se basa en fuerzas, este método está basado en el método americano LRFD “*load and resistance factor design*”, el cual se aplica amplifica las cargas se reduce la resistencia de los elementos bajo coeficientes de seguridad, entre otros. No obstante, este método lineal no contempla las fallas que le ocurren al elemento o material cuando son superados sus límites de fluencia de los materiales que los componen o incluso no capturan las irregularidades estructurales; siendo así que estas posibles omisiones pueden llevar al colapso sin que el análisis lineal lo haya detectado.

Por otro lado, el diseño de estructuras de acuerdo a la E0.60 de Perú no establece criterios para el detallamiento de elementos con alta ductilidad, siendo la ductilidad muy importante para la disipación de la energía. Tampoco la normativa peruana exige la verificación de la curva de capacidad de la estructura siendo esta indispensable para conocer el comportamiento no lineal de la estructura, con esta curva conocemos cuánto puede deformarse la estructura y cuánto cortante puede soportar. Es por ello que en los últimos años los países con gran conocimiento sísmico

consideran en sus códigos el diseño en base a desempeño o también conocido como diseño en base a desplazamientos.

Y, todo lo contrario, al método lineal es el análisis no lineal, el cual si captura el comportamiento de la estructura luego de superar sus límites elásticos de los materiales y sus elementos estructurales. Es por ello que las normas americanas tienen códigos en donde se brinda los lineamientos para realizar un análisis no lineal, entre estos códigos tenemos el ASCE 41-17, y el ACI 318-19. El diseño no lineal contempla al diseño basado en desempeño en donde se da importancia a dar gran ductilidad para que la estructura disipe energía y así darle un mecanismo de defensa de la estructura.

El desempeño de una estructura se mide en base a la formación de rotulas plásticas y estas pueden incursionar en tres estados; *immediate occupancy*, *life security* y *collapse prevention*; siendo clasificada el nivel de desempeño de una estructura en función de su importancia, para este caso la edificación es de gran importancia por ende debe permanecer operativo ante un evento sísmico muy raro o máximo.

Sin embargo, se debe poner en igual jerarquía a la rigidez de la estructura pues esta se encarga de mantener la integridad de los elementos no estructurales, los elementos estructurales son los que mayormente ocasionan mayores lesiones o muertes, se da énfasis a la rigidez de una estructura pues esta se degrada conforme la estructura disipe energía y esta degradación de la rigidez solamente se puede capturar mediante un análisis no lineal tiempo historia.

CAPITULO I: PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1 FUNDAMENTACIÓN DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

En el Perú, el diseño y la construcción de estructuras de edificaciones esta reglamentada por la normativa E.030 “Diseño Sismorresistente” y la E.060 “Concreto Armado”, estas normas solamente contemplan el diseño estático y dinámico lineal de las estructuras; sin embargo, en eventos sísmicos de gran magnitud se ha evidenciado que se pueden producir grandes deformaciones inelásticas (Paredes Jaramillo, 2021); en resumen, estas normas no contemplan en sus acápite requisitos para que la estructura tenga un comportamiento inelástico estable proveyendo así cierta incertidumbre al comportamiento de la estructura durante un evento sísmico.

Es necesario tener en cuenta que en muchas ocasiones los daños producidos por un sismo ocasionan que las estructuras colapsen o queden inservibles para uso ocupacional, esto debido a que a la estructura no se le proveyó con una ductilidad necesaria para deformarse y de esta manera asegurar un comportamiento inelástico estable. Es por este problema que en un diseño estructural se debe proporcionar a la estructura la capacidad de recuperarse y volver a funcionar normalmente después de un evento adverso, es decir, la estructura debe ser resiliente (Lafontaine, 2020).

La presenta investigación busca realizar un análisis no lineal, ya que en el artículo N°23 de la norma E0.30 Diseño sismorresistente, se menciona que se permite la utilización de aisladores o disipadores cuando se cumpla los requisitos del código ASCE/SEI 7 (ASCE 7-16 y el ASCE 41-17); Además que, el análisis no lineal optimiza la estructura con la finalidad de lograr un nivel de desempeño según la función e importancia de esta. Añadir que el articulo N° 30 de la norma E0.30 comenta que puede emplearse un análisis dinámico tiempo – historia, que es un análisis no lineal, de forma complementaria.

Que, debido a que la estructura en estudio presenta una configuración rígida y un desplazamiento lateral relativo máximo de 0.003299 en el expediente técnico, se podría afirmar que la estructura no necesita de disipadores sísmicos pues al ser muy rígido el nivel de daño que presenta durante un sismo es leve y podría ser aceptable, la única forma de validar esto es con un análisis no lineal.

Es importante el dimensionado y detallado de los elementos estructurales, de manera que a niveles especificados de movimiento sísmico la estructura no se dañe más de los estados límites ya calculados, esto lo conocemos como rotulas plásticas. A consecuencia de lo mencionado, en Estados Unidos y Europa se ha tornado común el análisis No Lineal a través del concepto de análisis Push-Over, el cual permite estimar con mayor precisión el comportamiento que tendrán las estructuras ante una demanda sísmica (Terán, 2020).

1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.2.1 Problema General

- Cuál será el comportamiento no lineal del Bloque “A” de la facultad de ingeniería civil y arquitectura de la Universidad Nacional Hermilio Valdizan, con la aplicación de la norma ASCE 7-16, ACI 318-19 y ASCE 41-17.

1.2.2 Problema Especifico

- “Como afecta haber diseñado linealmente el bloque “A” de la facultad de ingeniería civil y arquitectura de la Universidad Nacional Hermilio Valdizan, en el comportamiento inelástico de la misma”.
- “Como afecta a la respuesta no lineal de la estructura en análisis, la no consideración de disipadores sísmicos SLB”.

- “Cuál será el coeficiente de reducción sísmica “R” real de la estructura diseñada linealmente”.

1.3 FORMULACIÓN DEL OBJETIVO GENERAL Y ESPECÍFICOS

1.3.1 *Objetivo General*

- Determinar el comportamiento no lineal del Bloque “A” de la facultad de ingeniería civil y arquitectura de la Universidad Nacional Hermilio Valdizan, optimizando el diseño estructural con la aplicación de la norma ASCE 7-16, ACI 318-19 y ASCE 41-17.

1.3.2 *Objetivos Específicos*

- Hacer un análisis no lineal del bloque “A” del expediente técnico, el cual fue diseñado con un análisis lineal dinámico.
- Hacer un análisis no lineal del bloque “A” del expediente técnico, sin considerar los disipadores sísmicos SLB.
- Calcular la curva de capacidad de la estructura del expediente técnico, para calcular la ductilidad de la misma, y posteriormente su coeficiente de reducción sísmica “R”

1.4 JUSTIFICACIÓN

Este estudio se justifica porque permitirá a los estudiantes de ingeniería civil y afines ser conscientes de la importancia de realizar un análisis no lineal, e incentivar al uso de la normativa americana porque este brinda un alto grado de confiabilidad, por estar juzgado que con su uso la estructura tenga una incursión estable en el rango inelástico durante un evento sísmico. Mencionar que la estructura en mención, ver figura N°01, fue diseñado con un análisis lineal y por tanto el diseño encontrado en el expediente técnico no brinda precisión por lo mencionado con anterioridad.

Se tendrá un ahorro económico importante para la entidad si se demuestra que la estructura sin disipadores tenga un buen desempeño según su objetivo de desempeño, el cual depende del nivel de desempeño y amenaza sísmica a la que esta expuesta. El ahorro económico es considerable ya que cada disipador esta aproximadamente 3000 dólares sin considerar sus conexiones ni arriostres metálicos, ni los muros desacoplados.

Figura N°01. Vista 3D del bloque “A” de la facultad de ingeniería civil y arquitectura



Nota. Adaptado de *Expediente técnico*, por GS&Y ARQUITECTOS E INGENIEROS, 2020, Expediente técnico.

1.5 LIMITACIONES

- Las limitaciones de información de la normativa americana son pocas, debido a que la mayor parte de la información se encuentra disponible en las páginas webs de las organizaciones, como: ASCE, ACI, NEHRP, etc.
- Tener estudios de inglés de intermedio ha avanzado para lograr comprender la bibliografía americana.

- Tener el expediente técnico completo del proyecto “MEJORAMIENTO Y AMPLIACIÓN DE LOS SERVICIOS ACADÉMICOS DE LA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL HERMILIO VALDIZAN, DISTRITO DE PILLCO MARCA, PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE HUÁNUCO”. Principalmente lo siguiente: planos de arquitectura, planos de estructuras, estudio geotécnico y memoria de cálculo de la especialidad de estructuras.

1.6 FORMULACIÓN DE HIPÓTESIS GENERAL Y ESPECIFICA

1.6.1 Hipótesis general

Hi: Diseñar la estructura utilizando normativa americana para el análisis no lineal a falta de un código peruano permitirá a la estructura incursionar en el rango inelástico de forma estable durante la ocurrencia de un evento sísmico.

1.6.2 Hipótesis Específicas

H1: Diseñar el bloque “A” con un análisis lineal, como fue diseñada en el expediente técnico, sin la verificación de un análisis no lineal aumentará la incertidumbre del comportamiento de la estructura en el rango inelástico.

H2: No considerar los disipadores sísmicos SLB en la estructura diseñada en el expediente técnico, no influenciara considerablemente en la respuesta de la misma.

H3: El coeficiente de reducción sísmica real calculada con un análisis no lineal tendrá una disminución del “R” considerado en diseño del bloque “A” del expediente técnico.

1.7 VARIABLES

1.7.1 *Variable 1 (V.D): Derivas De Entrepiso*

1.7.1.1 Definición Conceptual

Diferencia de los desplazamientos relativos entre dos pisos de niveles consecutivos dividido entre la altura del entrepiso.

1.7.1.2 Dimensión

- Desplazamientos relativos de entrepiso
- Altura de entrepiso

1.7.1.3 Indicadores

Las derivas de entrepiso están ligados a controlar los daños que sufren las estructuras, valores altos están vinculados a mayores daños en los elementos estructurales.

1.7.2 *Variable 2 (V.I): Sismo de Diseño*

1.7.2.1 Definición Conceptual

Representa el sismo que tiene una probabilidad de ocurrencia de 10% en 50 años, este sismo se escala del sismo elástico máximo en función de: factor de zona (Z), factor de importancia (U), factor de tipo de suelo (S), factor de amplificación sísmica (C) y factor de reducción de respuesta (R) el cual está en función de la ductilidad, sobre-resistencia y redundancia estructural (ASCE, 2016)

1.7.2.2 Dimensión

- Factor de zona.
- Factor de importancia.
- Factor de tipo de suelo.
- Factor de amplificación sísmica.

- Factor de reducción de respuesta.

1.7.2.3 Indicadores

- El factor de zona se evidencia de acuerdo a la ubicación geográfica de la estructura.
- El factor de importancia se evidencia de acuerdo al uso que tendrá la estructura.
- El factor de tipo de suelo se evidencia de acuerdo al estudio geotécnico y geológico del lugar donde se emplazará la estructura.
- El factor de amplificación sísmica se evidencia de acuerdo al periodo de vibración de la estructura.
- El factor de reducción de respuesta se evidencia de acuerdo a la ductilidad que posee la estructura.

1.7.3 Variable 3 (V.I): Ductilidad de la Estructura

1.7.3.1 Definición Conceptual

La ductilidad de la estructura se refiere a la capacidad de la estructura para deformarse bajo la influencia de cargas, sin romperse y sin perder significativamente su capacidad de resistencia (INESA TECH, 2020).

1.7.3.2 Dimensión

- Sección del elemento estructural
- Cuantía del elemento estructural

1.7.3.3 Indicadores

La ductilidad de la estructura depende de la sección del elemento, cuantía de acero del elemento estructural y de los materiales que los componen (INESA TECH, 2020).

1.8 DEFINICIÓN TEÓRICA Y OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

Tabla N°1. Operacional de variables dimensiones e indicadores

<i>Variables</i>	<i>Definición Conceptual</i>	<i>Definición Operacional</i>	<i>Dimensión</i>	<i>Indicadores</i>	<i>Unidad de medida</i>	<i>Escala</i>	<i>Medida de valoración</i>
<i>Derivas de entrepiso (V.D)</i>	Diferencia de los desplazamientos relativos entre dos pisos de niveles consecutivos dividido entre la altura del entrepiso.	<i>Calcular las derivas de entrepiso, considerando los límites establecidos en la E.030 Y ASCE 7-16.</i>	<i>Desplazamientos relativos de entrepiso</i>	<i>Desplazamiento ante una carga sísmica</i>	<i>Milímetros, metros, centímetros, etc</i>		
				<i>Control de daños</i>	<i>Adimensional</i>		<i>Seguridad estructural y nivel daños después de un sismo.</i>
			<i>Altura de entrepiso</i>	<i>Altura</i>	<i>Milímetros, metros, centímetros, etc</i>		
<i>Sismo de Diseño (V.I)</i>	Evento sísmico con una cierta probabilidad de ser excedido en un determinado tiempo, que es determinado a partir de un análisis de la peligrosidad sísmica del sitio de la estructura o mediante un mapa de zonificación de peligrosidad sísmica.	<i>Analizar y establecer los parámetros (Z, S, U y R), de acuerdo a las características de la infraestructura, para luego asignar el sismo de diseño correspondiente.</i>	<i>Factor de Zona</i>	<i>Ubicación geográfica</i>	<i>Coordenadas UTM</i>	<i>En Perú (Z1-Z4), En U.S.A (A, B, C, D, E, F)</i>	<i>En función de la aceleración "g" m/s²</i>
				<i>Localización</i>	<i>Coordenadas UTM</i>		
			<i>Factor de Importancia</i>	<i>Función de la estructura</i>	<i>Adimensional</i>		
			<i>Factor de Tipo de Suelo</i>	<i>Estudio geotécnico</i>	<i>Clasificación geotécnica de suelos</i>	<i>S₀-S₄</i>	<i>Velocidad de propagación de ondas de corte (Vs) m/s</i>
			<i>Factor de Amplificación Sísmica</i>	<i>Periodo de la Estructura</i>	<i>Segundos</i>	<i>0 < C</i>	<i>Rigidez y Masa</i>
			<i>Factor de Reducción de Respuesta</i>	<i>Ductilidad de la estructura</i>	<i>Clasificación de la estructura</i>	<i>ρ > 0</i>	<i>-Cortante basal -Deformación</i>

<i>Ductilidad de la Estructura (V.I)</i>	La ductilidad de la estructura se refiere a la capacidad de la estructura para deformarse bajo la influencia de cargas, sin romperse y sin perder significativamente su capacidad de resistencia	<i>Calcular la ductilidad del sistema, después de proveer a la misma con secciones y acero, la ductilidad se calcula en función del cortante basal y la deformación de la estructura producto de este cortante basal.</i>	<i>Sección del elemento estructural</i>	<i>Desplazamiento de la estructura</i>	<i>Milímetros, metros, centímetros, etc</i>	<i>Desplazamiento>0</i>	
			<i>Cuantía del elemento estructural</i>	<i>Desplazamiento de la estructura</i>	<i>Milímetros, metros, centímetros, etc</i>	<i>Desplazamiento>0</i>	

CAPITULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

El Perú es un país con alta actividad sísmica debido a que se encuentra en el Cinturón de Fuego del Pacífico, en esta zona la tierra libera alrededor del 85% de la energía que se acumula en sus capas debido a los procesos de convección del manto (Instituto Geofísico del Perú & Tavera, 2018).

La gran mayoría de los diseños estructurales en nuestro país presentan, únicamente un análisis modal espectral y muy pocas edificaciones son verificadas mediante un análisis no lineal, por lo que pueden estar muy bien diseñadas en el rango lineal, pero no se podrán estimar con gran precisión el comportamiento que tendrán estos ante un sismo severo (Villacís Carrera, 2021). El análisis estático no lineal, se desarrolla usando el método Pushover, el cuál es una metodología para el diseño sismorresistente que fue desarrollada por Chopra and Goel (2001). Este método permite verificar el desempeño y comportamiento de una estructura durante un sismo, así como también permite hallar las zonas donde ocurren las rotulas plásticas de la estructura.

2.1.1 *Antecedentes Internacionales*

A nivel internacional se ha revisado varios estudios entre ellos el de (Baque De Los Santos & Suárez Rodríguez , 2021); que aborda el análisis sísmico no lineal entre dos estructuras hasta llegar al punto de desempeño ultimo de falla, en este estudio se concluye que a través de la aplicación del método Pushover aparecen las rotulas plásticas, por mecanismo de fallas dúctiles, en vigas antes que columnas; y así esta predisposición cumple con el ACI 318-19 capítulo 18 sección 18.7.3 en el cual se hace énfasis que toda edificación sismorresistente cumpla con el criterio columna fuerte viga débil el cual propicia la aparición de rotulas plásticas en vigas antes que columnas. El trabajo comenta principalmente en apreciar la importancia de la alta ductilidad en elementos

estructurales para lograr un desempeño sísmico estable y un buen comportamiento global que sea capaz de resistir fuerzas sísmicas, pero siempre cumpliendo el control de derivas permisibles.

2.1.2 Antecedentes Nacionales

A nivel nacional se revisó diferentes estudios entre ellos el más destacable es el de (Poma de la Cruz, 2018); quien menciona que el diseño de una estructura de concreto armado no termina cuando se han obtenido sus secciones y refuerzos de acero, sino por el contrario, es cuando inicia la verificación del desempeño en función de la ductilidad que va tener la estructura ante eventos sísmicos. El método no lineal – Pushover es el más utilizado para evaluar la capacidad sísmica resistente de las estructuras y los mecanismos de falla, conocido como rotulas plásticas, frente a un sismo severo.

Otro trabajo como referente nacional es el de (Paredes Azaña, 2016), el cual aborda el diseño por desempeño de un edificio en Lima aplicando el análisis No Lineal Pushover en una edificación destinada a vivienda, Paredes establece que el comportamiento no lineal de las estructuras es tan importante como el comportamiento lineal en la práctica de cualquier diseño sismorresistente. Paredes concluye que los elementos estructurales correctamente diseñados al superar su límite elástico entrarán al rango inelástico comportándose establemente, pero no perderán su capacidad resistente evitando así la formación de fallas frágiles, esto se logra gracias a una correcta distribución de estribos diseñados por capacidad.

2.1.3 Antecedentes Locales

A nivel local se ha consultado el trabajo de (Chiuvari Veramende & Olivas Inocente, 2018); que aborda el tema de evaluación y propuesta de reparación estructural de una institución aplicando el análisis no lineal Pushover; en el cual concluyen que, de acuerdo al análisis lineal y no lineal

realizado a la estructura, esta no podrá soportar las cargas que serán solicitadas en su vida útil de la estructura.

2.2 BASES TEÓRICAS

2.2.1 *Acción Sísmica*

Los sismos son repentinas liberaciones de energía que salen de la corteza terrestre por consecuencia de las enormes presiones que suceden en su interior y que se manifiestan en forma de movimientos y/o vibraciones en la superficie terrestre.

Para comprender la respuesta sísmica del terreno debemos entender primeramente la sismología, la sismología abarca la acción sísmica como ciencias de la tierra. La ingeniería sísmica nace de la sismología, lo cual permite abrir un puente entre ambas disciplinas. La primera aporta información básica de geofísica para ser aplicado por la segunda en el diseño de estructuras con un objetivo, preparar a las estructuras para resistir las fuerzas producidas por un evento sísmico. Esta preparación es conocida como, capacidad de resistencia de la estructura y también se le conoce como sismorresistencia y es una propiedad para la mitigación de la amenaza sísmica.

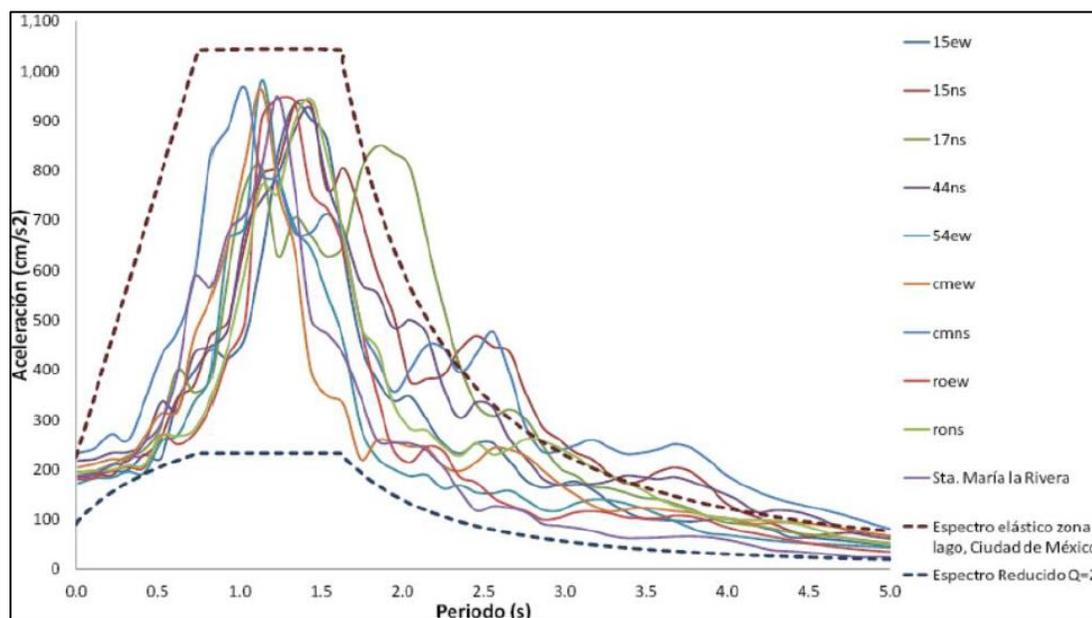
En los últimos años una vasta cantidad de edificaciones sufrieron daños considerables debido a acciones sísmicas, ocasionando una gran cantidad de pérdidas materiales y humanas, a pesar que estas edificaciones fueron diseñadas con normativas vigentes de la época. Debido a esto el estudio de la respuesta sísmica ha sido uno de los mayores retos de la ingeniería civil, a fin de lograr edificaciones de poco riesgo sísmico (INESA TECH, 2020).

El riesgo sísmico se obtiene del producto de la amenaza sísmica por la vulnerabilidad estructural. La amenaza sísmica depende de las condiciones de sitio como son; el tipo de suelo y la aceleración máxima esperada del suelo. Mientras que, la vulnerabilidad depende de la capacidad de resistencia que tiene la edificación para enfrentar o resistir las acciones sísmicas y darle

estabilidad a la estructura frente a estas. Para ello es fundamental un detallado importante y remarcan un gran nivel de ductilidad (INESA TECH, 2020).

Conocer la respuesta de estructuras ante el movimiento del terreno es crucial para la determinación de las fuerzas a las cuales estará sometida una edificación ante un evento sísmico. Esto se puede lograr mediante simplificaciones de la estructura sometidas a desplazamientos y aceleraciones máximas obtenidas de suavizar las curvas de respuesta de sistemas equivalentes cuando experimenten comportamientos del terreno de acuerdo a la zona de estudio, magnitud del sismo, distancia de fallas a la zona de estudio, mecanismo de ruptura de falla, condiciones locales del suelo y geología del camino de las ondas sísmicas.

Figura N°02. Construcción de espectro de respuesta



Nota. Adaptado de *Espectro de respuesta*, por INESA TECH, 2020, Especialización de ingeniería estructural y sismorresistente.

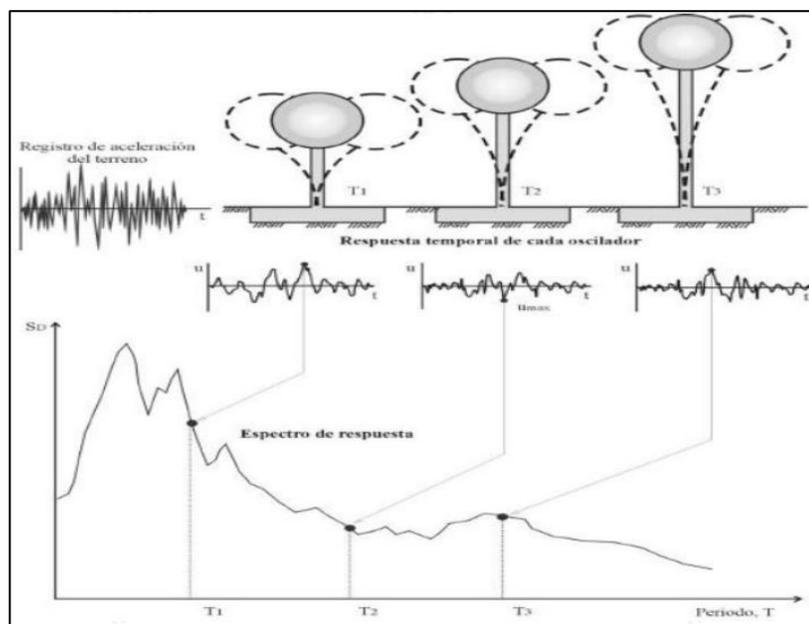
2.2.1.1 Espectro de respuesta

Un espectro es la representación gráfica de un conjunto de respuestas máximas de varios osciladores de 1 grado de libertad dinámico, de masa y amortiguamiento constantes, sometidos a

múltiples registros. Dependiendo de la variable a ser graficada pueden definirse espectros de desplazamiento, velocidad y aceleración; todas estas variables en función del periodo natural de vibración de la estructura.

Con el afán de establecer espectros estadísticamente confiables y aplicables a diferentes condiciones geotécnicas, los códigos de diseños proponen espectros de respuesta tipificados, basados de procesar y analizar información de la respuesta de múltiples edificaciones instrumentadas y también de estaciones de mediciones. Estos registros son evaluados sobre osciladores de un grado de libertad con diferentes periodos, la cuales representan las diferentes configuraciones estructurales posibles, con el fin de definir posteriormente los espectros de diseño (INESA TECH, 2020).

Figura N°03. Construcción de espectro de respuesta, mediante osciladores de un grado de libertad

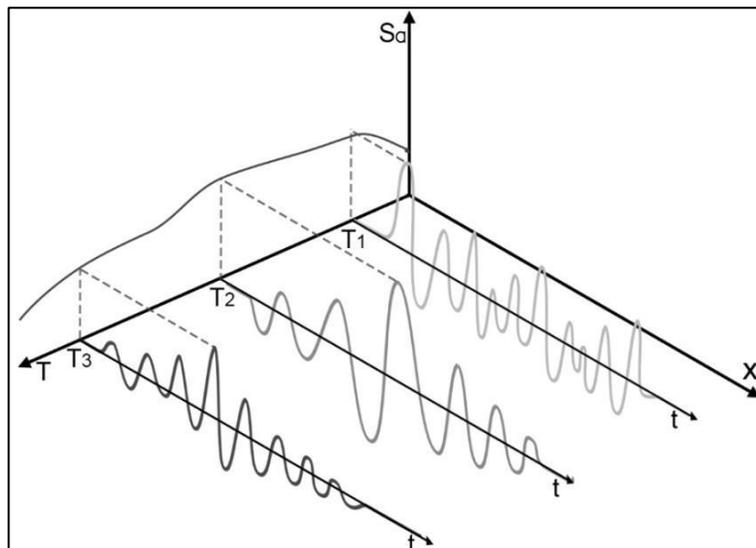


Nota. Adaptado de *Espectro de respuesta*, por INESA TECH, 2020, Especialización de ingeniería estructural y sismorresistente.

Los registros de la respuesta sísmica de cada uno de los sistemas se organizan en función de su periodo. En la figura N°3 se ve un claro ejemplo de este procedimiento, de la imagen se

aprecia que $T_1 < T_2 < T_3$ los cuales corresponden respectivamente a los sistemas 1, 2 y 3, luego se aprecia que se graficó el máximo de cada respuesta.

Figura N°04. Construcción de espectro de respuesta, mediante diferentes sistemas

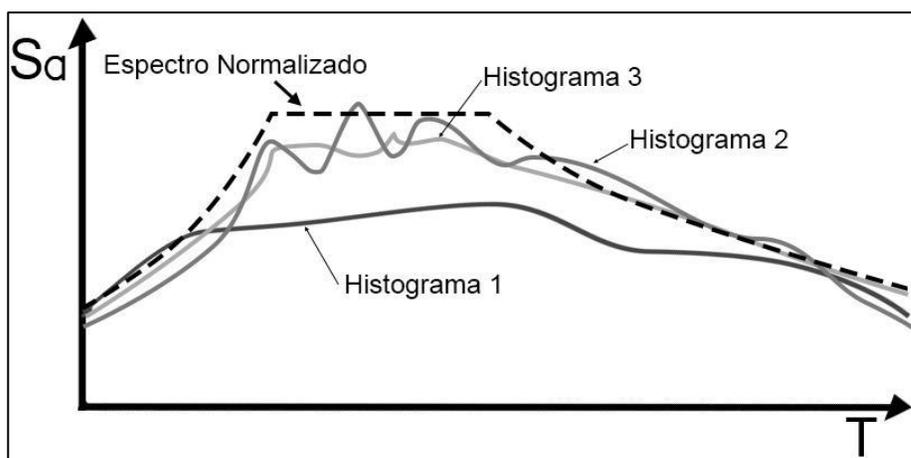


Nota. Adaptado de *Espectro de respuesta*, por INESA TECH, 2020, Especialización de ingeniería estructural y sismorresistente.

En la figura N°3 se puede apreciar que en el plano X-Sa se ha formado por registro de acelerogramas máximos, las aceleraciones de los “n” sistemas de periodos sometidos a un movimiento S_a se convierten en la ordenada espectral, aceleración espectral, que corresponde a cualquier oscilador asociado a dichos periodos.

El procedimiento de construcción de espectros se repite, siendo la base fundamental tener una gran cantidad de registros de eventos sísmicos para luego superponerlos y el resultado quedaría como se aprecia en la figura N°1 y 4. En la figura N°4 el eje vertical corresponde a la ordenada espectral o aceleración espectral, mientras que el eje horizontal corresponde al periodo de vibración.

Figura N°05. Construcción del espectro normalizado



Nota. Adaptado de *Espectro normalizado*, por INESA TECH, 2020, Especialización de ingeniería estructural y sismorresistente.

Por tanto, el espectro normalizado que también lo llamamos espectro de respuesta es el tratamiento de una variedad de histogramas, registro de respuestas máximas de diversos sismos aplicados a los mismos osciladores, este tratamiento es tipo una envolvente. Para llegar a este espectro de respuesta existen varios procedimientos entre los más usados; es usar la media geométrica de los histogramas y luego someterlo a una atenuación, como resultado se tiene un espectro de respuesta cuya geometría simplificada puede ser expresada en base a ecuaciones, estos espectros gozan de una validez estadística basada en un margen de excedencia para un determinado número de años y que convergen con cada uno de los espectros usados en su construcción.

Consideraciones del espectro de respuesta

- Estos espectros están definidos en base acelerogramas, histogramas de aceleración, medidos en roca y como casi nunca se cumple esta condición se emplean coeficientes de corrección en función del tipo de suelo existente en la zona del proyecto.
- Generalmente para la construcción de espectros de respuesta se usa un amortiguamiento equivalente a $\xi=5\%$, sin embargo, existen situaciones en donde no se

puede admitir daños asociados a este nivel de amortiguamiento, caso de hospitales, para lo cual es necesario construir un espectro de amortiguamiento modificado.

- En consecuencia, que las edificaciones tienen diferentes importancias y diferente ocupación se utilizan coeficientes de mayoración que afectan a las ordenadas del espectro.
- Los espectros de respuesta coinciden con la respuesta elástica de los osciladores empleados, sin embargo, **es posible considerar la respuesta inelástica de la estructura teniendo en cuenta su ductilidad de la misma**. Esto se traduce en que, si se analizan dos edificaciones de igual geometría apoyadas en un suelo de propiedades equivalentes y ubicadas en la misma zona sísmica, el espectro de diseño a utilizarse será diferente si las edificaciones poseen diferentes sistemas estructurales, ejemplo, uno es de pórticos de concreto armado y el otro de muros estructurales.

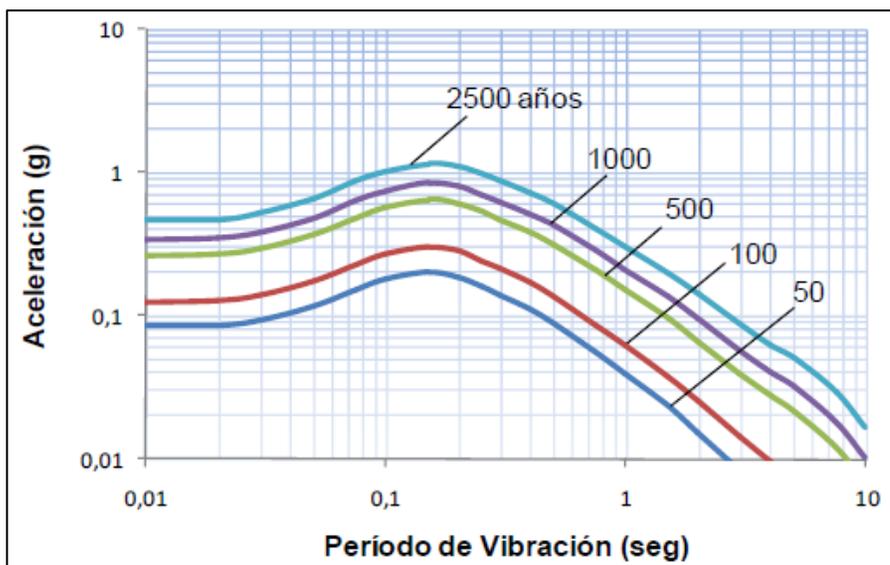
2.2.1.1.1 Periodos de Retorno

La mayoría de códigos emplean espectros de diseño considerando sismos con periodos de retorno de 475 años, que tiene una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años, sin embargo, algunas obras civiles requieren considerar un periodo de retorno mayor para su diseño, debido a su objetivo de desempeño, considerando su importancia.

Los periodos de retorno se clasifican en frecuente, ocasional, raro y muy raro con un intervalo de recurrencia de 43, 72, 475 y 950 años respectivamente.

En la imagen N°5 se observa como incrementa la aceleración a medida que aumenta el periodo de retorno.

Figura N°06. Periodos de retorno



Nota. Adaptado de *Ejemplos de espectro de diseño*, por INESA TECH, 2020,

Especialización de ingeniería estructural y sismorresistente.

Otras normas basadas su diseño en desempeño utilizan tres niveles de movimientos sísmicos: el sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo con periodos de retorno de 75, 475 y entre 975 – 2475 años respectivamente. El primero se considera como un sismo frecuente que puede ocurrir más de una vez durante la vida útil de la estructura; el segundo como un sismo raro que puede ocurrir al menos una vez durante la vida útil de la estructura y finalmente al máximo movimiento de terreno que puede ser esperado en el sitio en el cual se emplaza la estructura y es utilizado para estructuras esenciales.

Incrementar el periodo de retorno en un diseño es un procedimiento sencillo, primero se tiene que multiplicar la ordenada del espectro por un escalar, el cual se obtiene de ecuaciones que relacionan el periodo de retorno con una mayoración de las acciones para ofrecer mayor seguridad desde el punto de vista estadístico, se puede cambiar el espectro de diseño para diferentes periodos de retorno siguiendo las siguientes ecuaciones:

$$T_R = \frac{t}{\ln(1-p_e)}$$

$$\frac{a_2}{a_1} = \left(\frac{T_{R_2}}{T_{R_1}}\right)^{0.4}$$

Un claro ejemplo se puede apreciar en la figura N°6.

Figura N°07. Cálculo de cambio de periodos de retorno de un espectro de diseño

Sismo de Diseño		
$p_{diseño} := 0.10$	$t := 50$	$a_{diseño} := 0.30 \text{ g} = 2.942 \frac{m}{s^2}$
Probabilidad de excedencia del 10%	Vida útil (años)	Aceleración del sismo de diseño
$T_{diseño} := -\frac{t}{\ln(1-p_{diseño})} = 474.56$		Período de Retorno
Sismo de Máximo		
$p_{máximo} := 0.05$	Probabilidad de excedencia del 5%	$t := 50$ Vida útil (años)
$T_{máximo} := -\frac{t}{\ln(1-p_{máximo})} = 974.79$		Período de Retorno
$a_{máximo} := \left(\frac{T_{máximo}}{T_{diseño}}\right)^{0.4} \cdot a_{diseño} = 3.924 \frac{m}{s^2}$		$F_{máximo} := \frac{a_{máximo}}{a_{diseño}} = 1.33$

Nota. Adaptado de *Análisis dinámico modal espectral*, elaboración propia, 2022, Tesis para título profesional.

2.2.1.2 Espectro de diseño

2.2.1.2.1 Factor de Importancia.

El ASCE clasifica las edificaciones según el riesgo de cuantas vidas humanas se ponen en peligro al colapsar la edificación que las alberga. En la figura N°7 se puede apreciar cómo se clasifican las edificaciones en base a su importancia según el ASCE. El ASCE tiene una nomenclatura para el factor de importancia de “I”, mientras que la E.030 de “U”.

Figura N°08. Relación entre el número de personas que ocupan una edificación y el riesgo de colapso

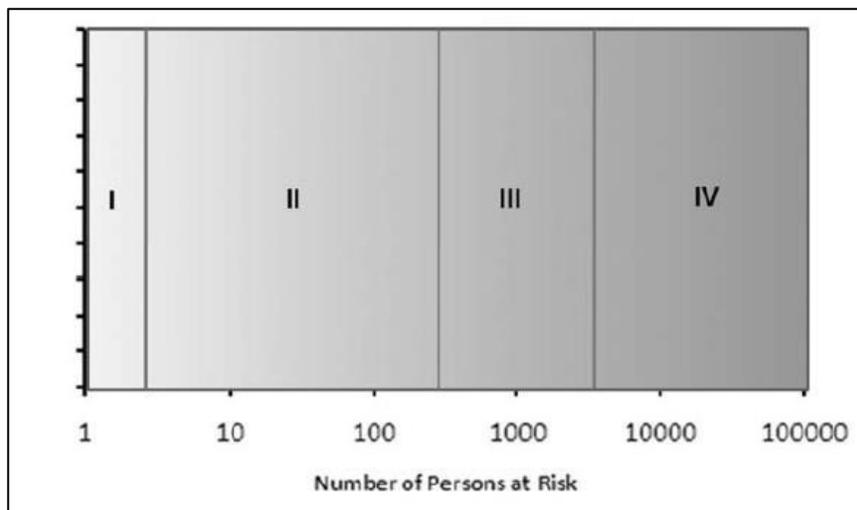


Table 1.5-1 Risk Category of Buildings and Other Structures for Flood, Wind, Snow, Earthquake, and Ice Loads

Use or Occupancy of Buildings and Structures	Risk Category
Buildings and other structures that represent low risk to human life in the event of failure	I
All buildings and other structures except those listed in Risk Categories I, III, and IV	II
Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial risk to human life	III
Buildings and other structures, not included in Risk Category IV, with potential to cause a substantial economic impact and/or mass disruption of day-to-day civilian life in the event of failure	IV
Buildings and other structures not included in Risk Category IV (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, hazardous waste, or explosives) containing toxic or explosive substances where the quantity of the material exceeds a threshold quantity established by the Authority Having Jurisdiction and is sufficient to pose a threat to the public if released ^a	IV
Buildings and other structures designated as essential facilities	IV
Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial hazard to the community	IV
Buildings and other structures (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, or hazardous waste) containing sufficient quantities of highly toxic substances where the quantity of the material exceeds a threshold quantity established by the Authority Having Jurisdiction and is sufficient to pose a threat to the public if released ^a	IV

Nota. Adaptado de *General table 1.5-1*, por ASCE 7-16, 2017, Minimum design loads and associated criteria for buildings and other.

La categoría I, aplica a los edificios que en su rutina diaria están desocupadas, por tanto, su colapso no produciría afectaciones a las personas, entre estas edificaciones tenemos; graneros y cobertizos.

La categoría II, aplica a los edificios que no se clasifican en las demás categorías.

La categoría III, aplica a los edificios con concentración importante de las personas, como; centros educativos, bibliotecas, teatros, hospitales, centrales de energía, centrales de agua, centrales de comunicaciones, etc.

La categoría IV, aplica a los edificios que albergan instalaciones indispensables, como centrales militares.

Como se mencionó anteriormente el factor de importancia “I” de una edificación amplifica al espectro de respuesta elástico, los factores de importancia, proveídos por el ASCE, en función la categoría de la edificación se muestra en la figura N°8.

Figura N°09. Factor de importancia por factor de riesgo

Risk Category from Table 1.5-1	Snow Importance Factor, I_s	Ice Importance Factor—Thickness, I_i	Ice Importance Factor—Wind, I_w	Seismic Importance Factor, I_e
I	0.80	0.80	1.00	1.00
II	1.00	1.00	1.00	1.00
III	1.10	1.15	1.00	1.25
IV	1.20	1.25	1.00	1.50

Note: The component importance factor, I_p , applicable to earthquake loads, is not included in this table because it depends on the importance of the individual component rather than that of the building as a whole, or its occupancy. Refer to Section 13.1.3.

Nota. Adaptado de *General table 1.5-2*, por ASCE 7-16, 2017, Minimum design loads and associated criteria for buildings and other.

Mientras que el factor de importancia o factor de uso, como se lo llama en la E.030, para la norma peruana, se muestra en la figura N°9.

Figura N°10. Factor de importancia o uso, E.030

Tabla N° 5 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones: <ul style="list-style-type: none"> - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones. - Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. - Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. - Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. - Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado. 	1,5
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Nota. Adaptado de *Factor de uso-tabla N°5*, por E.030, 2018, Diseño sismorresistente.

De los coeficientes dados por el ASCE y la E.030, inferimos que el factor de importancia sísmico de una edificación varía entre 1 y 1.5, y estos están vinculados al riesgo de cuantas vidas se ponen en peligro si la edificación colapsara.

2.2.1.2.2 Categoría Diseño Sísmico “SDS” o Factor de Zona “Z”

La clasificación de un edificio en una categoría de diseño sísmico “SDC”, depende principalmente de la severidad del movimiento del terreno y la categoría de riesgo de la edificación (ASCE/SEI, 2017).

El ASCE clasifica la categoría de diseño sismo en; “A, B, C, D, E, F”; en base a la magnitud de aceleración S_1 , aceleración espectral para un periodo $T=1s$, de la siguiente manera:

- $S_1 > 0.75$; y una categoría de riesgo I, II, III; pertenecen a una categoría de diseño sísmico “E”.
- $S_1 > 0.75$; y una categoría de riesgo IV; pertenecen a una categoría de diseño sísmico “F”.
- $S_1 \leq 0.75$; ver la tabla 11.6-2 del ASCE 7, (figura N°10).

Figura N°11. Factor de importancia por factor de riesgo

Value of S_{D1}	Risk Category	
	I or II or III	IV
$S_{D1} < 0.067$	A	A
$0.067 \leq S_{D1} < 0.133$	B	C
$0.133 \leq S_{D1} < 0.20$	C	D
$0.20 \leq S_{D1}$	D	D

Nota. Adaptado de *Seismic design criteria table 11.6-2*, por ASCE 7-16, 2017, Minimum design loads and associated criteria for buildings and other.

2.2.1.2.3 Factor de Reducción de Respuesta

Para fines de diseño sismorresistente las normas proponen lo que se conoce como el “espectro de diseño”, el cual se obtiene de aplicar un factor de reducción de respuesta “R”,

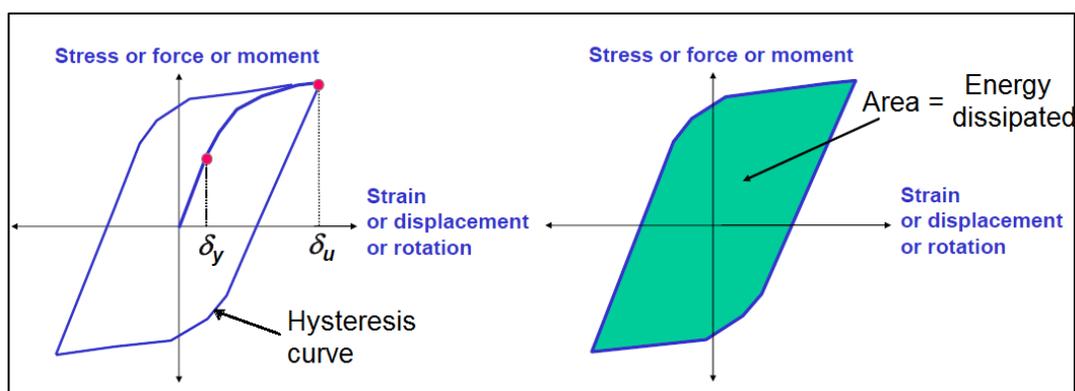
El factor “R” está en función de tres parámetros: la redundancia estructural, la sobre-resistencia y la ductilidad; en líneas generales el valor de “R” varía entre 1.5 y 8 en la mayoría de códigos de diseño sísmico.

$$R = R_u \times R_\Omega \times R_\rho$$

La ductilidad " R_u " se asocia a la capacidad de deformarse de la estructura en el rango inelástico sin pérdida apreciable de su capacidad resistente, esto quiere decir que la estructura es capaz de resistir daños controlados, pero manteniendo su estabilidad y capacidad de disipar energía.

La ductilidad para un elemento estructural aislado se halla mediante ensayos de carga y se interpreta estos resultados con la construcción de la curva de histéresis, ver figura N°10, para hallar la ductilidad de un elemento solo se tiene dividir la deformación última y la deformación en el punto de fluencia. Además, el área que encierra la curva de histéresis es toda la energía que puede disipar el elemento.

Figura N°12. Curva de histéresis

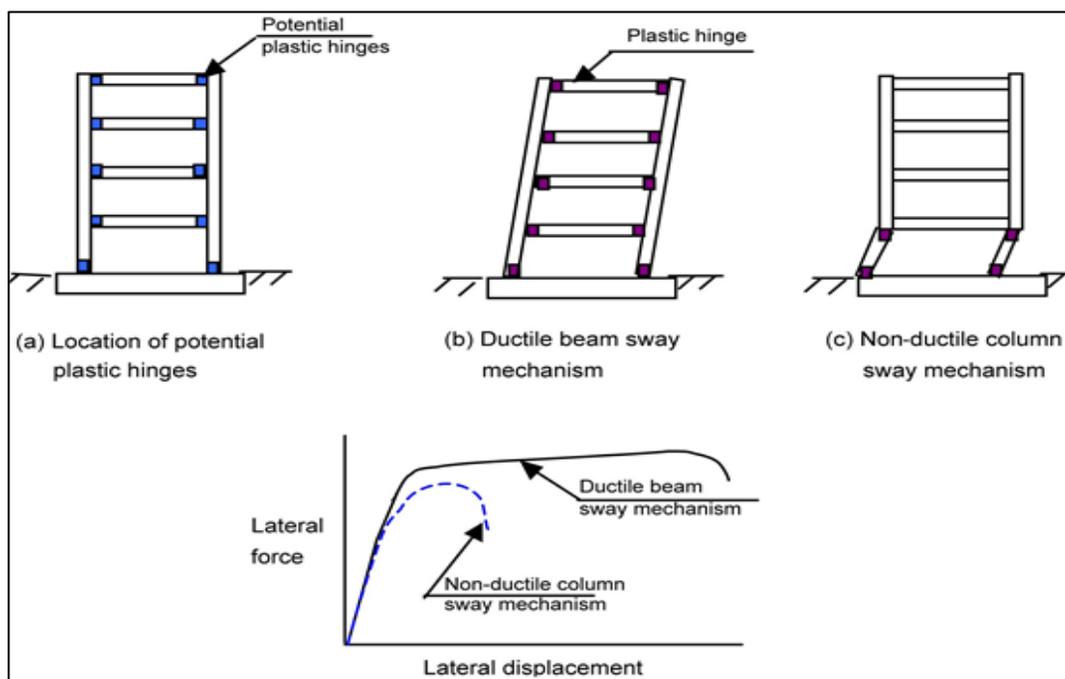


Nota. Adaptado de *Curva de histéresis*, por INESA TECH, 2020, Especialización de ingeniería estructural y sismorresistente.

A modo de comentario siempre la ductilidad de la estructura es mucho menor que la ductilidad de un elemento estructural que la compone, diversos ensayos y modelaciones computacionales han demostrado que dicha relación es como mínimo de 1 a 3 (Hernández, 2020).

La ductilidad de una estructura se calcula mediante un análisis no lineal, el método más usado es el Pushover, en el cual se dibuja la curva de capacidad de la estructura, ver figura N°12, y para hallar la ductilidad de la estructura solo se tiene que dividir la deformación última y la deformación en el punto de fluencia. Hernández, 2020, menciona que en una estructura sismorresistente se tiene que procurar que las rotulas se desarrollen en las vigas más que en las columnas, porque de desarrollarse en columnas estas causarían el colapso de la estructura.

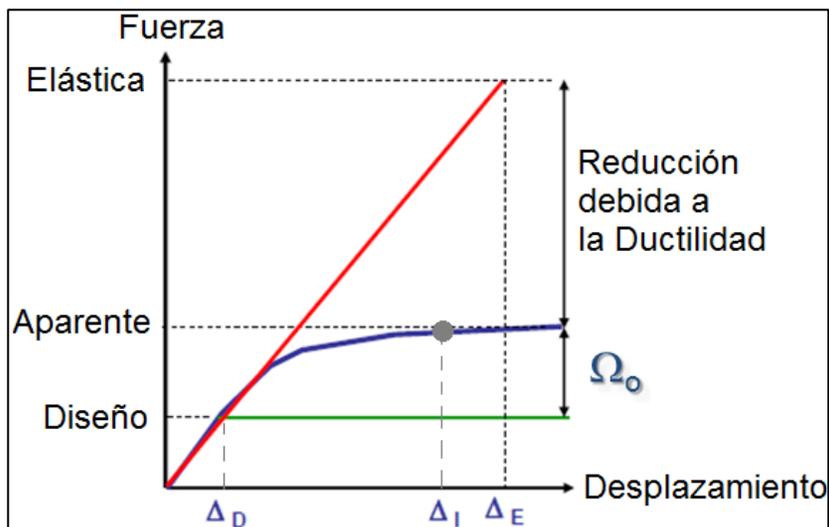
Figura N°13. Curva de capacidad de una estructura



Nota. Adaptado de *Curva de capacidad*, por INESA TECH, 2020, Especialización de ingeniería estructural y sismorresistente.

La sobre-resistencia se asocia a la diferencia entre la demanda esperada y la capacidad resistente de la estructura en el rango elástico, ver figura N° 13.

Figura N°14. Factor de sobre-resistencia



Nota. Adaptado de *Sobre-resistencia* por Hernández, 2020, Ductilidad.

El factor de sobre-resistencia es cuantas veces más puede resistir un elemento antes de romperse comparado con su límite lineal con el cual se diseña.

La redundancia estructural se asocia a la cantidad de elementos que posee la estructura en sus ejes resistente a sismo, mientras más elementos estructurales más redundancia estructural.

Para el factor de redundancia $R\rho$, se tomará 1 o 1.3, dependiendo del Seismic design category de la edificación, teniendo en cuenta que el factor de redundancia no tiene que ser igual para cada dirección principal de la estructura, el factor de redundancia se tomara de la siguiente manera:

- $R\rho = 1.3$, cuando hay irregularidades torsionales extremas y en las categorías D hasta F, de acuerdo al Seismic design category.
- $R\rho = 1.0$, cuando se cumple algunas situaciones, esto se explica en 12.3.4.1 del ASCE 7; por ejemplo:

- Estructuras asignadas a la categoría B o C según el Seismic design category.
- Para cálculo de derivas de entrepiso y efectos P-delta
- Para el diseño de componentes no estructurales.
- Diseño de elementos estructurales en ellos se ha considerado el coeficiente de sobre-resistencia “ Ω ”.

En general para el cálculo de redundancia estructural, deberemos usar la tabla 12.3-3 del ASCE 7-16, ver figura N°14.

Figura N°15. Requerimientos para que cada nivel resista mas del 35% del cortante de la base

Table 12.3-3 Requirements for Each Story Resisting More than 35% of the Base Shear	
Lateral Force-Resisting Element	Requirement
Braced frames	Removal of an individual brace, or connection thereto, would not result in more than a 33% reduction in story strength, nor does the resulting system have an extreme torsional irregularity (horizontal structural irregularity Type 1b).
Moment frames	Loss of moment resistance at the beam-to-column connections at both ends of a single beam would not result in more than a 33% reduction in story strength; nor does the resulting system have an extreme torsional irregularity (horizontal structural irregularity Type 1b).
Shear walls or wall piers with a height-to-length ratio greater than 1.0	Removal of a shear wall or wall pier with a height-to-length ratio greater than 1.0 within any story, or collector connections thereto, would not result in more than a 33% reduction in story strength; nor does the resulting system have an extreme torsional irregularity (horizontal structural irregularity Type 1b). The shear wall and wall pier height-to-length ratios are determined as shown in Fig. 12.3-2.
Cantilever columns	Loss of moment resistance at the base connections of any single cantilever column would not result in more than a 33% reduction in story strength; nor does the resulting system have an extreme torsional irregularity (horizontal structural irregularity Type 1b).
Other	No requirements.

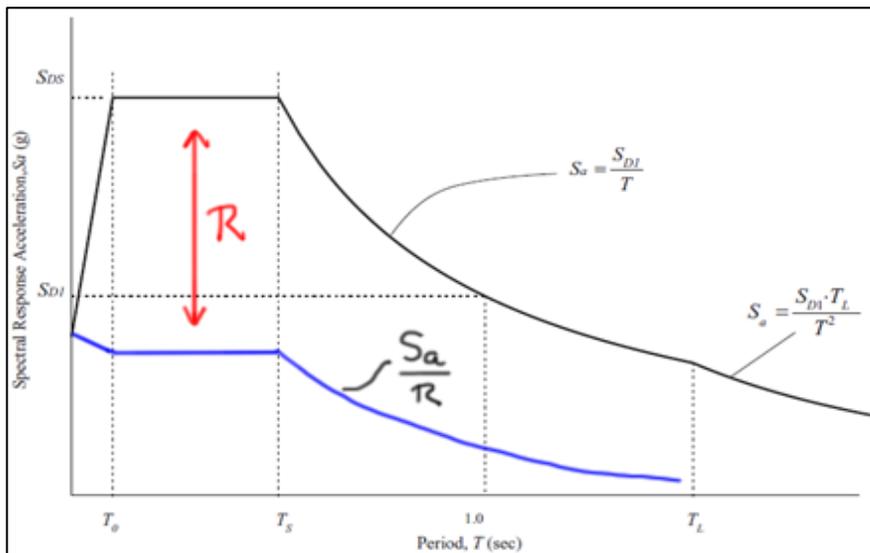
Nota. Adaptado de *Seismic design requirements for building structures*, por ASCE 7-16,

2017, Minimum design loads and associated criteria for buildings and other.

Después de analizar y calcular todos los factores del que está compuesto; ductilidad “ R_u ”, sobre-resistencia “ R_Q ”, redundancia estructural “ R_p ”; el coeficiente de reducción de respuesta básico “ R ” queda determinado de una manera más precisa; pero recalcar que esto se hallara con un análisis No Lineal, de esta forma se tiene un análisis más refinado.

En la figura N°15 se muestra el espectro de respuesta según el ASCE 7, con la representación de aplicar el factor de reducción de respuesta “R” (ASCE/SEI, 2017).

Figura N°16. Espectro de diseño según el ASCE 7

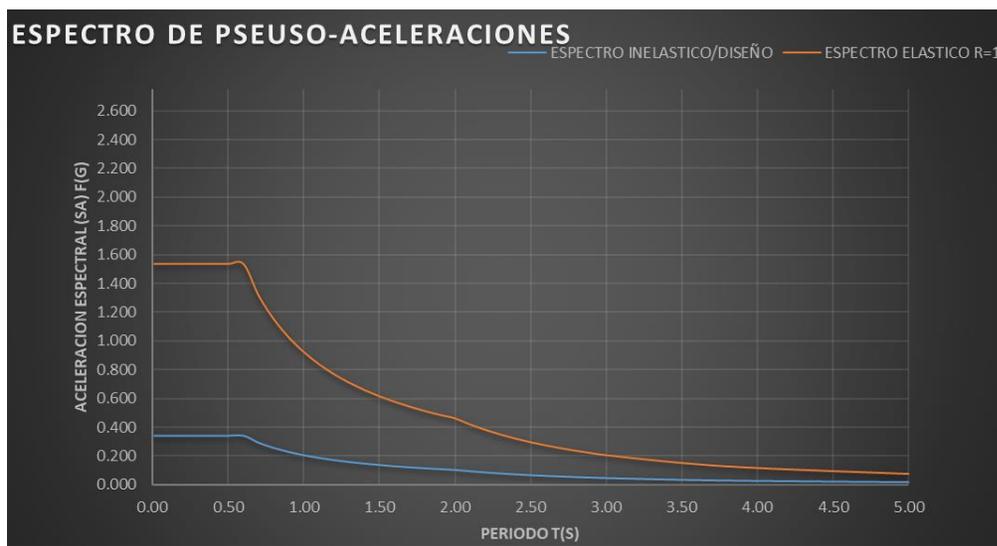


Nota. Adaptado de *Espectro de diseño*, por ASCE 7, 2020, Especialización de ingeniería estructural y sismorresistente

Para poder utilizar el factor de reducción de respuesta “R” establecidos en el ASCE 7; tabla 12.2-1, ver figura N° 17; se debe de dotar a la estructura de mecanismos de alta ductilidad, pero sin embargo alcanzar un “R” como el propuesto en el ASCE 7 es bastante complicado; por tal motivo, si se quisiera un análisis más realista y refinado se tendría que concurrir a un análisis no lineal para determinar un “R” más preciso.

En la figura N°16 se muestra el espectro de respuesta según nuestra norma E.030, con la representación de aplicar el factor de reducción de respuesta “R”.

Figura N°17. Espectro de diseño y espectro de respuesta según E.030



Nota. Adaptado de *Análisis dinámico modal espectral*, elaboración propia, 2022, Tesis para título profesional.

Para realizar un análisis dinámico modal espectral, el ASCE 7-16 propone factores de reducción de respuesta y sus componentes; factor ductilidad y factor de sobre-resistencia; en función de los sistemas estructurales.

El ASCE 7, agrupa los sistemas de resistencia o sistemas estructurales en los siguientes grupos:

- A. Bearing wall systems; Sistemas de muros de carga.
- B. Building frame systems: Sistemas de porticos.
- C. Moment resisting frame systems: Sistema de pórticos resistente a momentos.
- D: Dual system with SMRF: Sistema dual con sistema especial de pórticos resistente a momentos.
- E: Dual system with IMRF: Sistema dual con sistema intermedio de pórticos resistente a momentos.

- F: Ordinary shear-wall frame interactive systems: Sistema pórticos interactivos con muros de corte ordinarios
- G: Cantilever column systems: Sistema de columnas de cantiléver.
- H: Steel systems not detailed for seismic: Sistema de acero que no tiene detalles sísmicos.

Estas categorías descritas se pueden apreciar en la tabla 12.2-1, design coefficients and factor for Seismic force-resisting systems.

El código ASCE 7-16 propone valores de reducción de respuesta en función al sistema estructural usado, de la misma manera nuestra norma E.030, estos se muestran en las figuras N°17 y 18 respectivamente.

Figura N°18. Coeficientes y factores de diseño para sistemas resistentes a fuerzas sísmicas

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, R^a	Overstrength Factor, Ω_e^b	Deflection Amplification Factor, C_d^b	Structural System Limitations Including Structural Height, h_x (ft) Limits ^c				
					Seismic Design Category				
					B	C	D ^d	E ^d	F ^e
C. MOMENT-RESISTING FRAME SYSTEMS									
1. Steel special moment frames	14.1 and 12.2.5.5	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
2. Steel special truss moment frames	14.1	7	3	5½	NL	NL	160	100	NP
3. Steel intermediate moment frames	12.2.5.7 and 14.1	4½	3	4	NL	NL	35 ^b	NP ^b	NP ^b
4. Steel ordinary moment frames	12.2.5.6 and 14.1	3½	3	3	NL	NL	NP ^d	NP ^d	NP ^d
5. Special reinforced concrete moment frames ^a	12.2.5.5 and 14.2	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
6. Intermediate reinforced concrete moment frames	14.2	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	NP
7. Ordinary reinforced concrete moment frames	14.2	3	3	2½	NL	NP	NP	NP	NP
8. Steel and concrete composite special moment frames	12.2.5.5 and 14.3	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL

Nota. Adaptado de *requerimientos de sismo de diseño para estructuras de edificio*, por ASCE 7-16, 2017, Minimum design loads and associated criterion for buildings and other structures.

Figura N°19. Coeficientes básicos de reducción de respuesta

Tabla N° 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coefficiente Básico de Reducción R_d (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	4
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	7
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	4
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera	7(**)

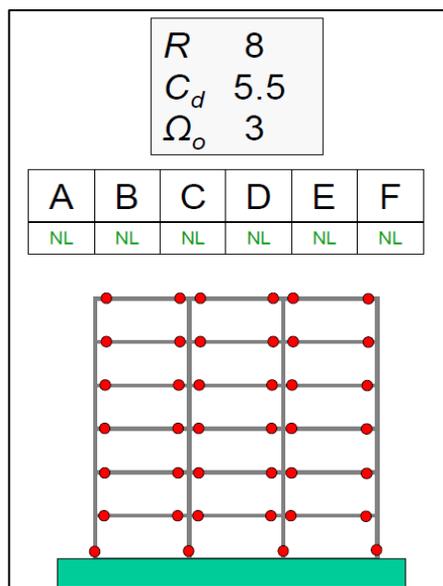
Nota. Adaptado de *Sistemas estructurales y coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas*, por E0.30, 2017, Diseño sismorresistente.

En concordancia a lo antes mencionado, dependiendo del sistema estructural que trabajemos, tendremos diferentes parámetros aplicables al análisis y diseño aun si estos tienen las mismas condiciones geotécnicas y configuración estructural.

Por ejemplo; para un edificio de pórticos especiales resistente a momentos de concreto armado, este según la tabla 12.2-1 del ASCE 7 debe tener un coeficiente de reducción de respuesta sísmica “R” de 8, un factor de amplificación de la deflexión o ductilidad “Cd” de 5.5 y una sobre-resistencia “ Ω ” de 3; ver figura N°19. Sin embargo, estos valores tienen que ser tomados con pinzas porque son valores ideales del código ASCE 7-16, para tener un valor más refinado, preciso y confiable se recomienda realizar un análisis no lineal y de esta manera conocer los verdaderos valores de ductilidad y por ende de “R”. Diferentes estudios han demostrado que alcanzar un coeficiente “R” de 8 es complicado. Por tanto, se puede concluir que, para la primera revisión, análisis dinámico modal espectral, si se puede utilizar los valores referidos por el código ASCE 7-16 en la tabla 12.2-1; pero para mayor confiabilidad será necesario realizar un análisis no lineal

para determinar los valores más refinados de ductilidad y consecuentemente el coeficiente de reducción respuesta sísmica “R”.

Figura N°20. Factores y coeficientes de diseño para un sistema de pórticos especiales resistente a momentos de concreto armado

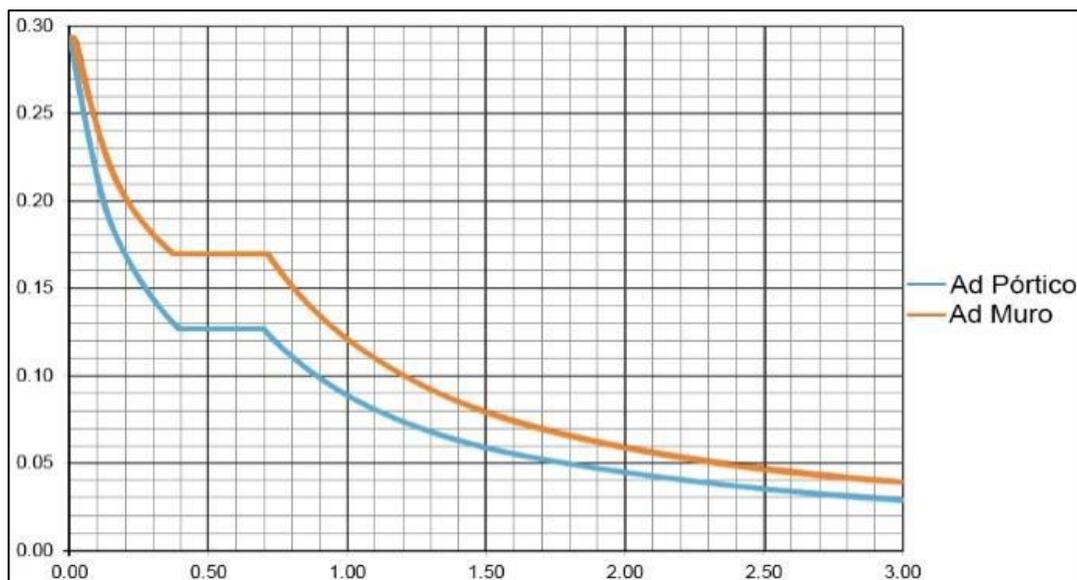


Nota. Adaptado de *Sistemas estructurales*, por INESA TECH, 2020, Especialización de ingeniería estructural y sismorresistente.

Por otro lado, el coeficiente de sobre-resistencia “ Ω ” se usa para el diseño por capacidad de los elementos estructurales que resisten las fuerzas sísmicas.

En la figura N°20 se muestra a modo de ejemplo, dos diferentes espectros de diseño, uno para sistema de muros estructurales y otro para pórticos especiales resistente a momentos de concreto armado; que tienen el mismo tipo de suelo, misma importancia, misma zonificación y solo se diferencian en su ductilidad. Se aprecia que a mayor ductilidad de la estructura esta recibirá menor fuerza sísmica, esto debido que a mayor ductilidad de la estructura existe mayor probabilidad de formación de rotulas plásticas, por ende, mayor disipación de energía y consecuentemente una mayor incursión en el rango inelástico de forma estable.

Figura N°21. Espectros de diseño para muros estructurales y pórticos de concreto armado



Nota. Adaptado de *Ejemplos de espectro de diseño*, por INESA TECH, 2020, Especialización de ingeniería estructural y sismorresistente.

Requerimientos de análisis estructural según ASCE-7.

En el apartado 12.6 del ASCE 7-16, se describen condiciones para la elección del tipo de análisis según la edificación a diseñar, ver figuran N°21.

Figura N°22. Procedimientos de análisis permitidos según ASCE 7

Seismic Design Category	Structural Characteristics	Equivalent Lateral Force Procedure, Section 12.8 ^a	Modal Response Spectrum Analysis, Section 12.9.1, or Linear Response History Analysis, Section 12.9.2 ^a	Nonlinear Response History Procedures, Chapter 16 ^a
B, C	All structures	P	P	P
D, E, F	Risk Category I or II buildings not exceeding two stories above the base	P	P	P
	Structures of light-frame construction	P	P	P
	Structures with no structural irregularities and not exceeding 160 ft (48.8 m) in structural height	P	P	P
	Structures exceeding 160 ft (48.8 m) in structural height with no structural irregularities and with $T < 3.5T_s$	P	P	P
	Structures not exceeding 160 ft (48.8 m) in structural height and having only horizontal irregularities of Type 2, 3, 4, or 5 in Table 12.3-1 or vertical irregularities of Type 4, 5a, or 5b in Table 12.3-2	P	P	P
	All other structures	NP	P	P

^aP: Permitted; NP: Not Permitted; $T_s = S_{D1}/S_{DS}$.

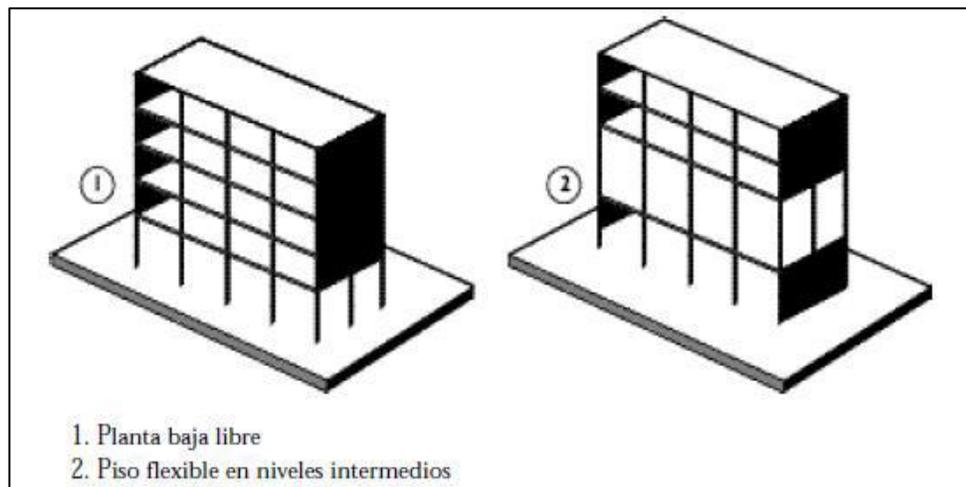
Nota. Adaptado de *Seismic design requirements*, por ASCE 7-16, 2017, Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures.

2.2.1.2.4 *Influencia de Irregularidades y Redundancia en el Espectro de Diseño.*

La gran mayoría de códigos internacionales establecen coeficientes de minoración para estructuras que presentan irregularidades a excepción del ASCE 7, quien no permite estas irregularidades en zonas sísmicas “D”, “E” y “F”. Estos factores de minoración sirven para ajustar el factor de reducción de respuesta sísmica que se aplicara en el espectro de diseño, esta aplicación de estos factores amplifica indirectamente el sismo de diseño a modo de castigo por ser una estructura irregular.

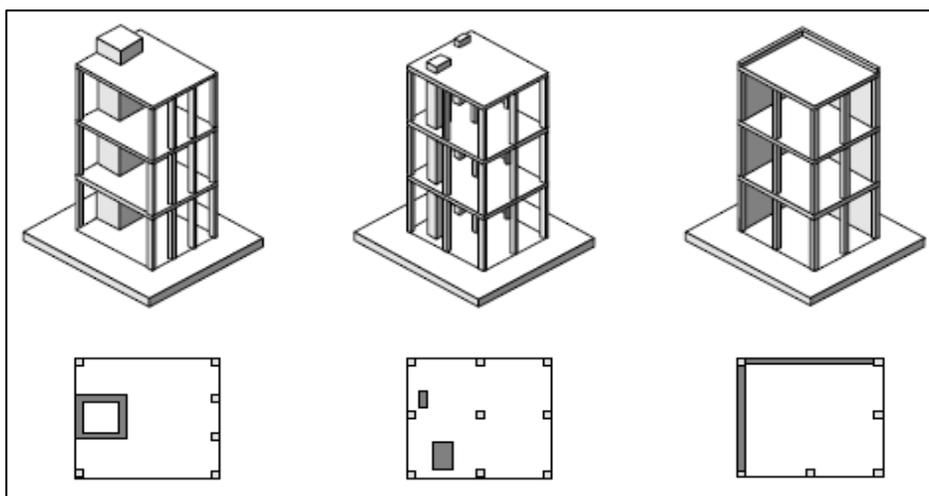
En lo que respecta a irregularidades se puede destacar algunas en función de su forma, rigidez y resistencia; por ejemplo; piso blando (figura N° 22-1), piso débil (figura N° 22-1), flexibilidad estructural (figura N° 22-2), falta de redundancia estructural (figura N° 23) y excesiva flexibilidad del diafragma (figura N° 24).

Figura N°23. Irregularidades características - I



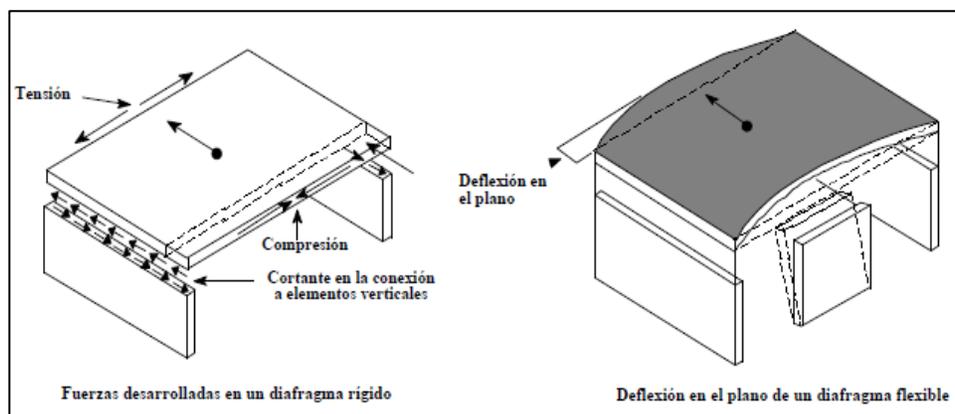
Nota. Adaptado de *Irregularidades*, por INESA TECH, 2020, Especialización de ingeniería estructural y sismorresistente.

Figura N°24. Irregularidades características - II



Nota. Adaptado de *Irregularidades*, por INESA TECH, 2020, Especialización de ingeniería estructural y sismorresistente.

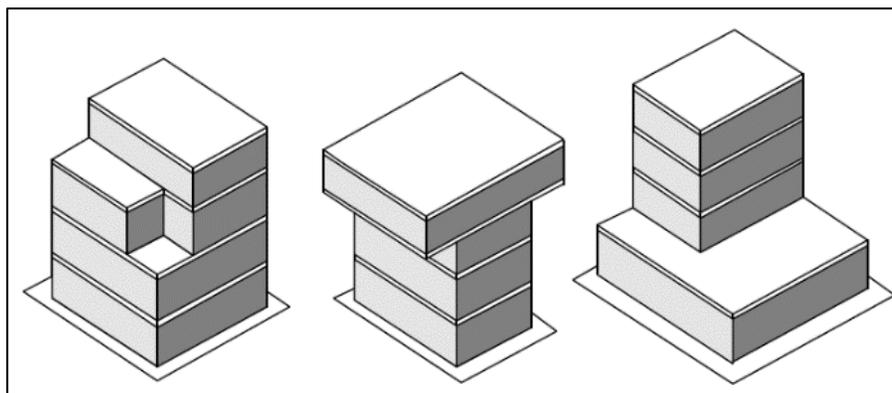
Figura N°25. Irregularidades características - III



Nota. Adaptado de *Irregularidades*, por INESA TECH, 2020, Especialización de ingeniería estructural y sismorresistente.

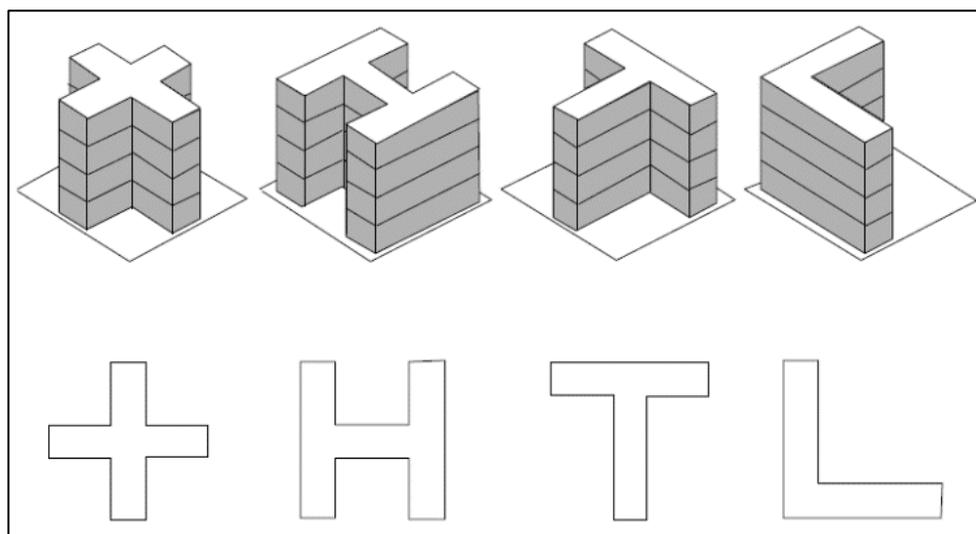
El ASCE 7-16 clasifica las irregularidades en 02 formas principalmente, irregularidades verticales (figura N°25) e irregularidades horizontales (figura N°26).

Figura N°26. Irregularidades verticales



Nota. Adaptado de *Irregularidades*, por INESA TECH, 2020, Especialización de ingeniería estructural y sismorresistente.

Figura N°27. Irregularidades horizontales



Nota. Adaptado de *Irregularidades*, por INESA TECH, 2020, Especialización de ingeniería estructural y sismorresistente.

El ASCE 7-16 en las tablas 12.3-1 y 12.3-2, explica en que categorías de diseño, Seismic design category “SDC” (zonas) las irregularidades horizontales y verticales respectivamente pueden ser permitidos, ver figura N°27 y 23.

Figura N°28. Irregularidades estructurales horizontales

Table 12.3-1 Horizontal Structural Irregularities			
Type	Description	Reference Section	Seismic Design Category Application
1a.	Torsional Irregularity: Torsional irregularity is defined to exist where the maximum story drift, computed including accidental torsion with $A_x = 1.0$, at one end of the structure transverse to an axis is more than 1.2 times the average of the story drifts at the two ends of the structure. Torsional irregularity requirements in the reference sections apply only to structures in which the diaphragms are rigid or semirigid.	12.3.3.4	D, E, and F
		12.7.3	B, C, D, E, and F
		12.8.4.3	C, D, E, and F
		12.12.1	C, D, E, and F
		Table 12.6-1	D, E, and F
1b.	Extreme Torsional Irregularity: Extreme torsional irregularity is defined to exist where the maximum story drift, computed including accidental torsion with $A_x = 1.0$, at one end of the structure transverse to an axis is more than 1.4 times the average of the story drifts at the two ends of the structure. Extreme torsional irregularity requirements in the reference sections apply only to structures in which the diaphragms are rigid or semirigid.	16.3.4	B, C, D, E, and F
		12.3.3.1	E and F
		12.3.3.4	D
		12.3.4.2	D
		12.7.3	B, C, and D
2.	Reentrant Corner Irregularity: Reentrant corner irregularity is defined to exist where both plan projections of the structure beyond a reentrant corner are greater than 15% of the plan dimension of the structure in the given direction.	12.8.4.3	C and D
		12.12.1	C and D
		Table 12.6-1	D
		16.3.4	B, C, and D
		12.3.3.4	D, E, and F
3.	Diaphragm Discontinuity Irregularity: Diaphragm discontinuity irregularity is defined to exist where there is a diaphragm with an abrupt discontinuity or variation in stiffness, including one that has a cutout or open area greater than 50% of the gross enclosed diaphragm area, or a change in effective diaphragm stiffness of more than 50% from one story to the next.	Table 12.6-1	D, E, and F
		12.3.3.4	D, E, and F
		Table 12.6-1	D, E, and F
		12.3.3.3	B, C, D, E, and F
		12.3.3.4	D, E, and F
4.	Out-of-Plane Offset Irregularity: Out-of-plane offset irregularity is defined to exist where there is a discontinuity in a lateral force-resistance path, such as an out-of-plane offset of at least one of the vertical elements.	12.7.3	B, C, D, E, and F
		Table 12.6-1	D, E, and F
		16.3.4	B, C, D, E, and F
		12.5.3	C, D, E, and F
		12.7.3	B, C, D, E, and F
5.	Nonparallel System Irregularity: Nonparallel system irregularity is defined to exist where vertical lateral force-resisting elements are not parallel to the major orthogonal axes of the seismic force-resisting system.	Table 12.6-1	D, E, and F
		16.3.4	B, C, D, E, and F

Nota. Adaptado de *Seismic design requirements*, por ASCE 7-16, 2017, Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures.

De las figuras N° 27 y 28 y el apartado 12.3.3 del ASCE 7-16; se concluye primero que irregularidades extremas horizontales y verticales están prohibidas en las categorías de diseño sísmico (zona) de la “D” hasta “F”, segundo que se puede permitir irregularidades horizontales tipo 1a, 1b, 2, 3 o 4 o irregularidades verticales tipo 4, pero incrementando la fuerza sísmica en un 25%.

Para estructuras que tengan irregularidad horizontal tipo 5 (irregularidad de sistemas no paralelos), según el apartado 12.5.3, se utilizara un procedimiento especial para la aplicación del efecto sísmico, que se detalla a continuación:

- Combinación ortogonal. Se considerará diseñar para todos los elementos y sus fundaciones para el 100% de las fuerzas en una dirección más el 30% de las fuerzas para una dirección perpendicular (ASCE/SEI, 2017).
- Aplicación simultánea de ortogonal movimiento de tierra. La estructura debe ser analizada utilizando el procedimiento de historia de la respuesta lineal acorde a la sección 16.1 del ASCE 7-16 o el historial de respuesta no lineal acorde a la sección 16.2 del ASCE 7-16; ambos con pares ortogonales de aceleraciones de historia de movimiento de tierra aplicadas simultáneamente.

Figura N°29. Irregularidades estructurales verticales

Type	Description	Reference Section	Seismic Design Category Application
1a.	Stiffness–Soft Story Irregularity: Stiffness–soft story irregularity is defined to exist where there is a story in which the lateral stiffness is less than 70% of that in the story above or less than 80% of the average stiffness of the three stories above.	Table 12.6-1	D, E, and F
1b.	Stiffness–Extreme Soft Story Irregularity: Stiffness–extreme soft story irregularity is defined to exist where there is a story in which the lateral stiffness is less than 60% of that in the story above or less than 70% of the average stiffness of the three stories above.	12.3.3.1 Table 12.6-1	E and F D, E, and F
2.	Weight (Mass) Irregularity: Weight (mass) irregularity is defined to exist where the effective mass of any story is more than 150% of the effective mass of an adjacent story. A roof that is lighter than the floor below need not be considered.	Table 12.6-1	D, E, and F
3.	Vertical Geometric Irregularity: Vertical geometric irregularity is defined to exist where the horizontal dimension of the seismic force-resisting system in any story is more than 130% of that in an adjacent story.	Table 12.6-1	D, E, and F
4.	In-Plane Discontinuity in Vertical Lateral Force-Resisting Element Irregularity: In-plane discontinuity in vertical lateral force-resisting element irregularity is defined to exist where there is an in-plane offset of a vertical seismic force-resisting element resulting in overturning demands on supporting structural elements.	12.3.3.3 12.3.3.4 Table 12.6-1	B, C, D, E, and F D, E, and F D, E, and F
5a.	Discontinuity in Lateral Strength–Weak Story Irregularity: Discontinuity in lateral strength–weak story irregularity is defined to exist where the story lateral strength is less than 80% of that in the story above. The story lateral strength is the total lateral strength of all seismic-resisting elements sharing the story shear for the direction under consideration.	12.3.3.1 Table 12.6-1	E and F D, E, and F
5b.	Discontinuity in Lateral Strength–Extreme Weak Story Irregularity: Discontinuity in lateral strength–extreme weak story irregularity is defined to exist where the story lateral strength is less than 65% of that in the story above. The story strength is the total strength of all seismic-resisting elements sharing the story shear for the direction under consideration.	12.3.3.1 12.3.3.2 Table 12.6-1	D, E, and F B and C D, E, and F

Nota. Adaptado de *Seismic design requirements*, por ASCE 7-16, 2017, Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures.

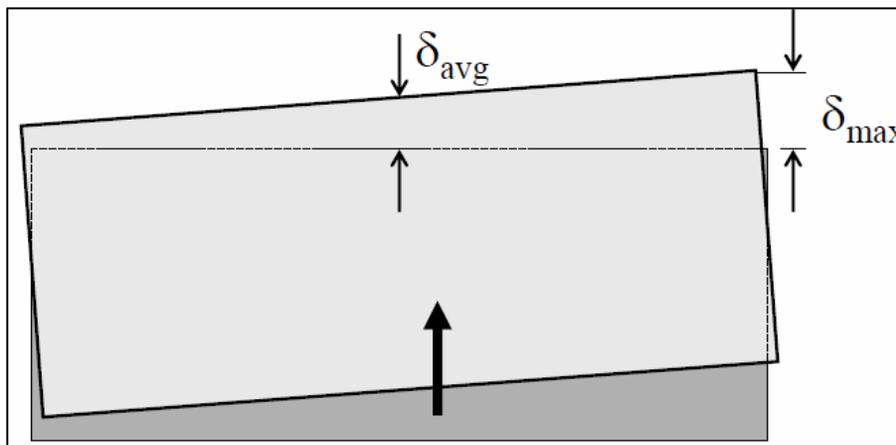
Irregularidades horizontales

Un edificio a pesar de tener una forma geométrica simétrica en planta puede aun ser considerado irregular, esto debido a que puede haber una irregularidad en distribución de sus masas en los niveles, en la tabla 12.3-1 del ASCE 7-16 (figura N°27), se presentaron las irregularidades horizontales.

A) Irregularidad torsional (1a) y torsional extrema (1b).

El efecto más grave que tratan los ingenieros estructurales es la torsión debida aun haciendo coincidir los centros de masa y rigidez se pueden producir daños por torsión. Por ese tal motivo para evitar efectos torsionales debido al sismo se recomienda que la concentración de rigideces se focalice en el perímetro de la estructura. La irregularidad torsional se puede calcular concorde a la figura N° 29.

Figura N°30. Irregularidad torsional



Nota. Adaptado de *Seismic design requirements*, por ASCE 7-16, 2017, Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures.

La irregularidad existe si:

$\delta_{max} < 1.2\delta_{avg}$ la estructura es regular

$1.2\delta_{avg} \leq \delta_{max} < 1.4\delta_{avg}$ la estructura es irregular

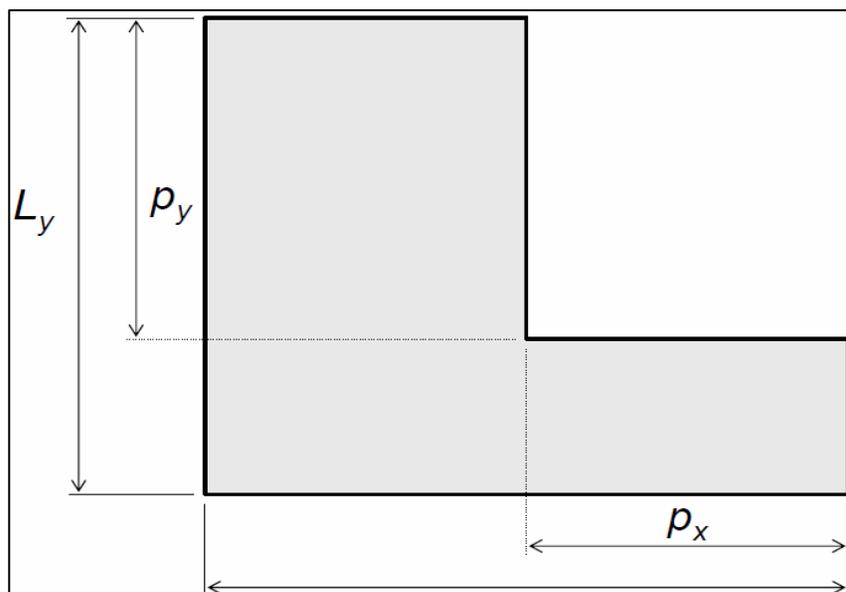
$\delta_{max} > 1.4\delta_{avg}$ la estructura es irregular extrema

Acotar que la irregularidad extrema “1b” está prohibida en las zonas E y F; al igual que en nuestra norma peruana la cual no permite irregularidades extremas en las zonas 4 y 3, y dependiendo de la importancia de la edificación también en la zona 2.

B) Irregularidad retrocesos de esquinas o esquinas entrantes (2)

Estructuras con esquinas entrantes grandes producen una configuración irregular, donde se ha evidenciado que el comportamiento de las alas es diferente al comportamiento del edificio como un todo, produciendo enormes deformaciones en las uniones, la irregularidad (2) se puede calcular de la siguiente forma, ver figura N°30.

Figura N°31. Irregularidad de retrocesos de esquinas



Nota. Adaptado de *Seismic design requirements*, por ASCE 7-16, 2017, Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures.

La irregularidad existe si:

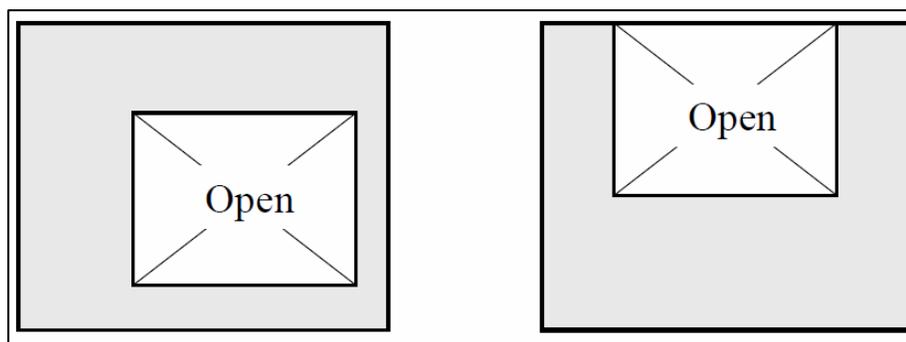
$$p_y > 0.15L_y$$

$$p_x > 0.15L_x$$

C) Irregularidad del diafragma (3).

Estructuras con diferencias significativas en la rigidez de un diafragma de un determinado nivel, también se clasifica como irregular, ya que causan un cambio en la distribución de fuerzas sísmicas en los componentes verticales y crean fuerzas de torsión no computadas en la distribución normalmente considerada para un edificio regular.

Figura N°32. Irregularidad del diafragma



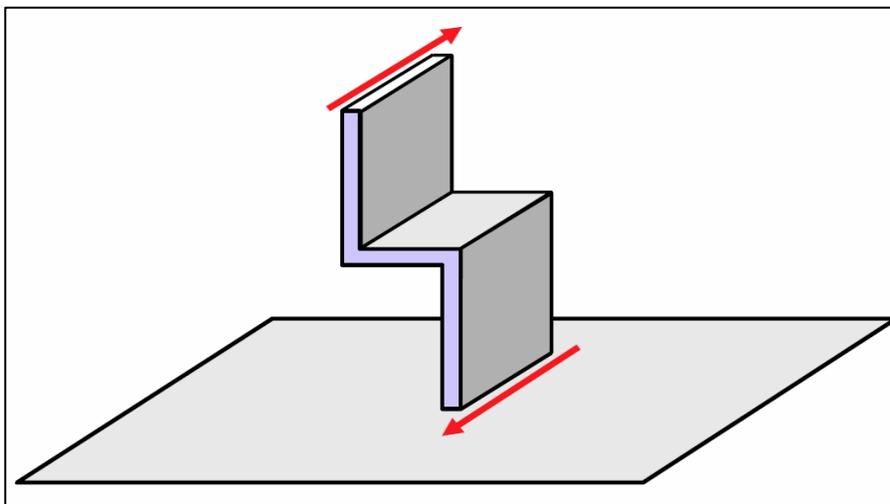
Nota. Adaptado de *Seismic design requirements*, por ASCE 7-16, 2017, Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures.

Por tanto, hay irregularidad por diafragma rígido cuando hay una abrupta discontinuidad o variación de rigidez, incluyendo un área abierta más grande que el 50% o un cambio en la rigidez efectiva del diafragma es más que el 50% de un piso a otro.

D) Irregularidad de desplazamiento de los planos de acción (4).

La estructura se considera irregular cuando existen discontinuidad en las trayectorias de las fuerzas inducidas por los efectos sísmicos, ver figura N°32, como cuando se traslada el plano que contiene a un grupo de elementos verticales del sistema de resistencia sísmica en una dirección perpendicular a él, generando un nuevo plano.

Figura N°33. Irregularidad del diafragma

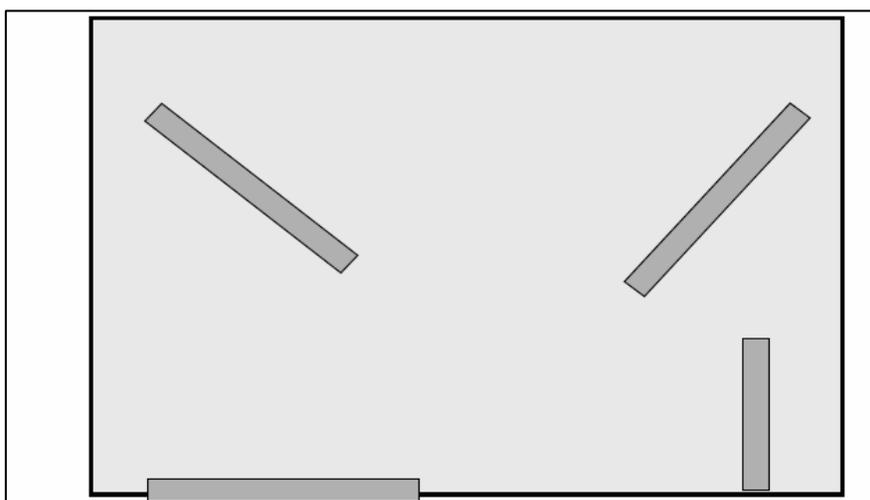


Nota. Adaptado de *Seismic design requirements*, por ASCE 7-16, 2017, Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures.

E) Irregularidad de sistemas no paralelos (5).

Cuando los elementos verticales del sistema de resistencia lateral a la fuerza no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura, la estructura se considera irregular.

Figura N°34. Irregularidad del diafragma



Demarcar, que el sistema de fuerza lateral equivalente, que en nuestro país se llamaría análisis estático lineal, de la norma no puede aplicarse de forma apropiada, por tanto, se considera que método estático lineal no puede aplicarse en edificaciones irregulares.

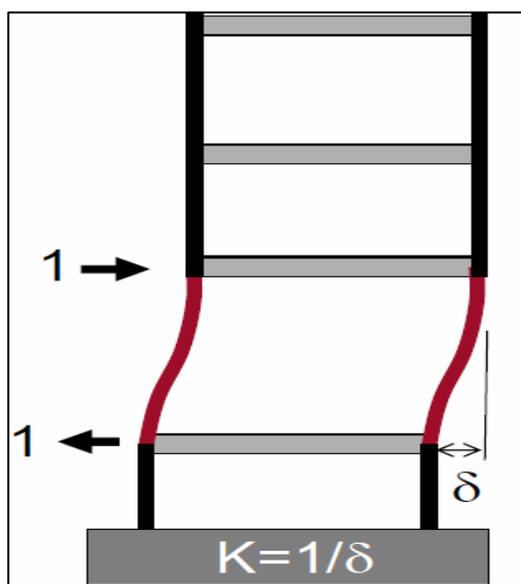
Irregularidades Verticales

Las irregularidades de configuración vertical afectan las respuestas en los diversos niveles e inducen a cargas de estos niveles que difieren significativamente de la distribución asumida en el procedimiento de fuerza lateral equivalente, en la tabla 12.3-2 del ASCE 7-16 (figura N°28), se presentaron las irregularidades verticales.

A. Irregularidad piso flexible (1a) y flexible extrema (1b) / rigidez y rigidez extrema.

Una estructura resistente a momentos podría clasificarse como irregular vertical, si un piso es mucho más alto que los pisos contiguos y el diseño no compenso la disminución resultante en la rigidez que normalmente ocurre por este fenómeno, esto se aprecia en la figura N°34.

Figura N°35. Irregularidad de piso flexible



Nota. Adaptado de *Seismic design requirements*, por ASCE 7-16, 2017, Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures.

La irregularidad flexible según el ASCE 7-16 o irregularidad de rigidez según la E.030, se produce cuando la rigidez ante fuerzas horizontales de un piso es menor del 70% pero superior o igual al 60% de la rigidez del piso superior; o menor del 80% pero superior o igual al 70% del promedio de la rigidez de los tres pisos superiores adyacentes, si se cumple esto la estructura es irregular vertical caso flexible (1a), ver figura N° 35 se muestra un ejemplo propio de la determinación de este efecto.

Figura N°36. Cálculo de la irregularidad por piso flexible o piso blando

								ASCE 7	E.030
Story	Load Case	Shear X (tonf)	Desplaz Relativo X (m)	Stiffness X (tonf/m)		k_i/K_{i+1}	$k_i/(K_{i+1} K_{i+2} K_{i+3})$		
Story10	SH1_0°	251.85	0.002824	89175.13					
Story9	SH1_0°	607.79	0.003438	176780.73		1.98		Regular	Regular
Story8	SH1_0°	915.44	0.003948	231850.38		1.31		Regular	Regular
Story7	SH1_0°	1176.69	0.004508	261016.17		1.13	1.57	Regular	Regular
Story6	SH1_0°	1395.24	0.004894	285101.96		1.09	1.28	Regular	Regular
Story5	SH1_0°	1574.60	0.005082	309831.38		1.09	1.19	Regular	Regular
Story4	SH1_0°	1715.78	0.004996	343456.03		1.11	1.20	Regular	Regular
Story3	SH1_0°	1817.55	0.004467	406918.08		1.18	1.30	Regular	Regular
Story2	SH1_0°	1879.57	0.003294	570602.51		1.40	1.61	Regular	Regular
Story1	SH1_0°	1903.96	0.001842	1033447.07		1.81	2.35	Regular	Regular

Nota. Adaptado de *Análisis dinámico modal espectral*, elaboración propia, 2022, Tesis para título profesional.

La irregularidad flexible extrema según el ASCE 7-16 o irregularidad de rigidez extrema según la E.030, se produce cuando la rigidez ante fuerzas horizontales de un piso es menor del 60% del piso superior; o menor del 70% del promedio de la rigidez de los tres pisos superiores adyacentes, si se cumple esto la estructura es irregular vertical caso flexible extrema (1b).

La irregularidad no existe si:

$$\delta_i < 1.3\delta_{i+1} \dots \dots \dots \dots \dots \text{la estructura es regular}$$

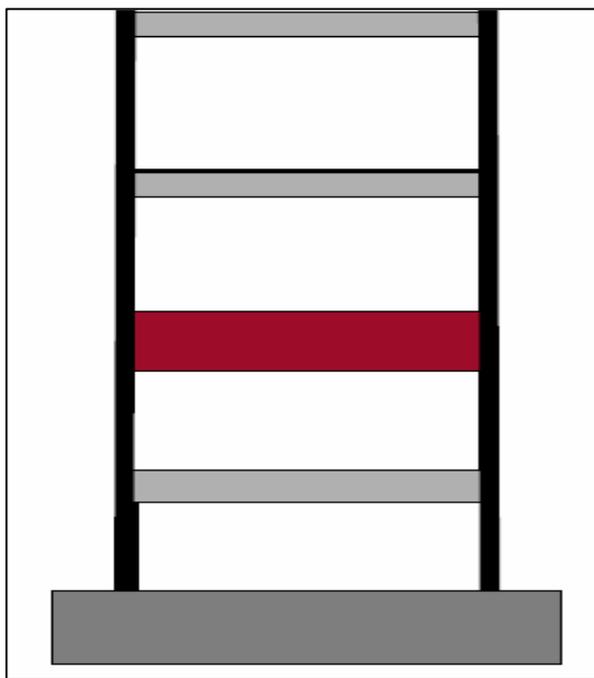
Acotar que la irregularidad vertical extrema “1b” está prohibida en las zonas E y F; al igual que en nuestra norma peruana la cual no permite irregularidades extremas en las zonas 4 y 3, y dependiendo de la importancia de la edificación también en la zona 2.

B. Irregularidad de distribución de masas (2)

Un edificio también presenta irregularidad vertical cuando la masa de un piso es significativamente mayor a sus pisos adyacentes, esto ocurre cuando se pone cuarto de bombas de agua en un piso intermedio.

Esta irregularidad existe cuando la masa “ m_i ” de cualquier piso es mayor que 1.5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes a este, ver figura N°36.

Figura N°37. Irregularidad de retrocesos de esquinas

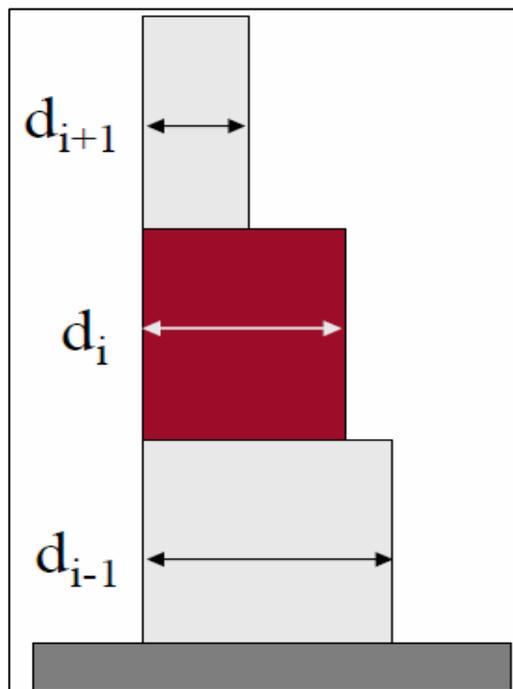


Nota. Adaptado de *Seismic design requirements*, por ASCE 7-16, 2017, Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures.

C. Irregularidad vertical de Geometría (3).

Esta irregularidad existe cuando la dimensión horizontal del sistema de resistencia sísmica en cualquier piso es mayor que 1.3 veces la misma dimensión de un piso adyacente, ver figura N°37, si ocurre esto la estructura es irregular.

Figura N°38. Irregularidad del diafragma

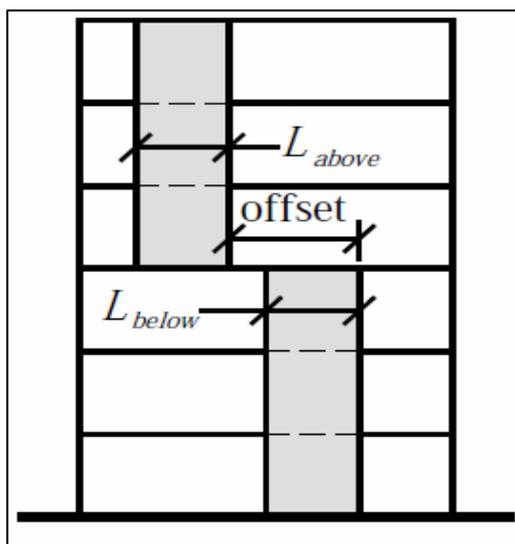


Nota. Adaptado de *Seismic design requirements*, por ASCE 7-16, 2017, Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures.

D. Irregularidad de desplazamiento de los planos de acción (4).

La estructura se considera irregular cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, ver figura N°38, dentro del mismo plano que los contienen, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento. Este criterio también aplica cuando existe una reducción de la rigidez del piso inferior.

Figura N°39. Irregularidad del diafragma



Nota. Adaptado de *Seismic design requirements*, por ASCE 7-16, 2017, Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures.

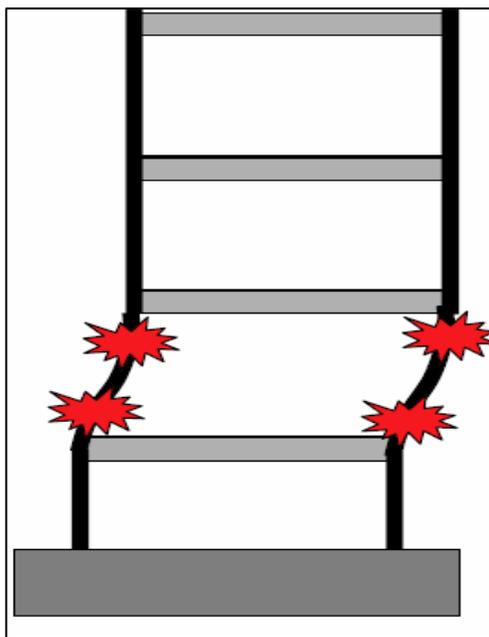
E. Irregularidad de piso débil (5a) y débil extremo (5b) / resistencia y resistencia extrema

Edificio con irregularidad vertical de piso débil, tienden a desarrollar toda su conducta inelástica y un daño focalizado en el piso débil en mención y finalmente lo llevara al colapso, este fenómeno principalmente se ocurre cuando se destina estacionamientos en el primer nivel sin proveer de suficiente rigidez a este nivel comparado con los niveles adyacentes.

La irregularidad de piso débil ocurre cuando, la resistencia del piso es menor del 80% la del piso inmediatamente superior, pero superior o igual al 65%, entendiendo la resistencia del piso como la suma de la resistencia de todos los elementos estructurales que comparten el cortante del piso para la dirección considerada; si esto ocurre la estructura es irregular.

La irregularidad de piso débil extrema ocurre cuando, la resistencia del piso es menor del 65%, entendiendo la resistencia del piso como la suma de la resistencia de todos los elementos estructurales que comparten el cortante del piso para la dirección considerada; si esto ocurre la estructura es irregular extrema.

Figura N°40. Irregularidad del diafragma



Nota. Adaptado de *Seismic design requirements*, por ASCE 7-16, 2017, Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures.

Acotar que la irregularidad vertical extrema “5b” está prohibida en las zonas E y F; al igual que en nuestra norma peruana la cual no permite irregularidades extremas en las zonas 4 y 3, y dependiendo de la importancia de la edificación también en la zona 2.

En las tablas N°8 y 9 de la norma E.030, ver figura N°40, se dan criterios para la evaluación de irregularidades tanto en altura y en planta, además nos brindan su correspondiente factor de irregularidad el cual si el caso lo amerita multiplica al coeficiente de reducción de respuesta sísmica “R”.

Figura N°41. Factores de irregularidad de la norma E.030.

Tabla N° 8 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de Irregularidad I_e
<p>Irregularidad de Rigidez – Piso Blando Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p> <p>Irregularidades de Resistencia – Piso Débil Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0,75
<p>Irregularidad Extrema de Rigidez (Ver Tabla N° 10) Existe irregularidad extrema de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p> <p>Irregularidad Extrema de Resistencia (Ver Tabla N° 10) Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0,50

Nota. Adaptado de *Irregularidades*, por E0.30, 2018, Diseño sismorresistente

2.2.1.3 Derivas y Efecto P-Delta

2.2.1.3.1 Derivas

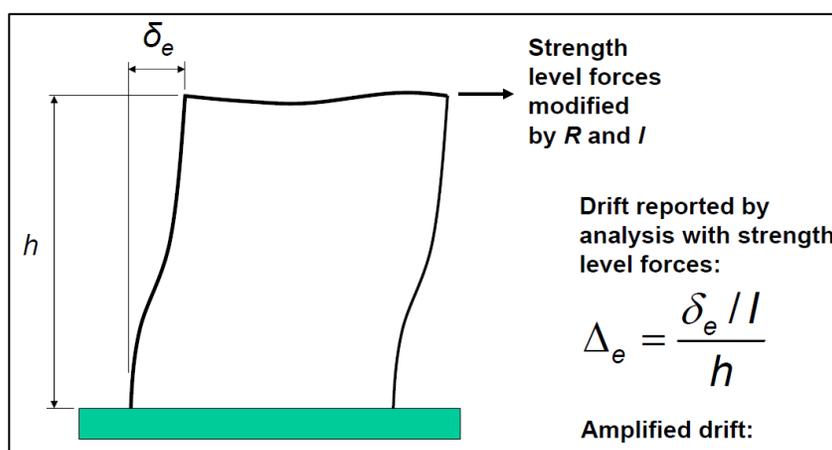
Las derivas conocidas también como desplazamiento relativo inelástico de entrepiso; se cuantifica de la diferencia de desplazamientos, producidos por una fuerza lateral que en este caso es una acción sísmica, de dos niveles consecutivos entre la altura del nivel, ver figura N°41.

Según (ASCE/SEI, 2017); para calcular las derivas inelásticas, las derivas que calculamos por el método de análisis dinámico lineal, llamadas derivas elásticas, tienen que ser amplificadas por el coeficiente de factor de deflexión “Cd”, figura N°17, para convertirse en derivas inelásticas a modo de aproximar las derivas a como si se realizaría un análisis No Lineal. Esta metodología es un método de aproximación.

Entonces la deriva inelástica quedaría:

$$\delta_{elastica} = \Delta_{inelastica} = C_d \Delta_{elastica}$$

Figura N°42. derivas



Nota. Adaptado de *Seismic design requirements*, por ASCE 7-16, 2017, Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures.

Por otro lado, la normativa (E.030, 2018); para determinar las derivas inelásticas o desplazamientos relativos de entrepiso inelásticos menciona lo siguiente.

Para estructuras sin presencia de irregularidades las derivas inelásticas resultaran de la multiplicación de las derivas elásticas y “0.75R”, siendo R el coeficiente de reducción de respuesta.

Para el caso de que la estructura presente irregularidades las derivas inelásticas resultaran de la multiplicación de las derivas elásticas y “0.85R”, siendo R el coeficiente de reducción de respuesta.

Limites permisibles de las derivas inelásticas

El ASCE 7 limita las derivas amplificadas, derivas inelásticas, en la tabla 12.12-1 en la cual se proveen de límites de derivas admisibles. El ASCE limita las derivas para de una u otra manera hacer un control de daños en la estructura sin la necesidad de realizar un análisis No Lineal, las derivas admisibles provistas por el ASCE 7-16 se muestra en la figura N°42.

Figura N°43. Derivas permisibles por el ASCE 7-16

Table 12.12-1 Allowable Story Drift, $\Delta_a^{a,b}$			
Structure	Risk Category		
	I or II	III	IV
Structures, other than masonry shear wall structures, four stories or less above the base as defined in Section 11.2, with interior walls, partitions, ceilings, and exterior wall systems that have been designed to accommodate the story drifts	$0.025h_{xx}^c$	$0.020h_{xx}$	$0.015h_{xx}$
Masonry cantilever shear wall structures ^d	$0.010h_{xx}$	$0.010h_{xx}$	$0.010h_{xx}$
Other masonry shear wall structures	$0.007h_{xx}$	$0.007h_{xx}$	$0.007h_{xx}$
All other structures	$0.020h_{xx}$	$0.015h_{xx}$	$0.010h_{xx}$

^a h_{xx} is the story height below level x .
^bFor seismic force-resisting systems solely comprising moment frames in Seismic Design Categories D, E, and F, the allowable story drift shall comply with the requirements of Section 12.12.1.1.
^cThere shall be no drift limit for single-story structures with interior walls, partitions, ceilings, and exterior wall systems that have been designed to accommodate the story drifts. The structure separation requirement of Section 12.12.3 is not waived.
^dStructures in which the basic structural system consists of masonry shear walls designed as vertical elements cantilevered from their base or foundation support that are so constructed that moment transfer between shear walls (coupling) is negligible.

Nota. Adaptado de *Seismic design requirements*, por ASCE 7-16, 2017, Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures.

El ASCE 7-16 para el caso de concreto armado limita las derivas inelásticas a ser menores que 0.015.

Por otro lado, la norma E.030 limita las derivas inelásticas, en su tabla N°11, en la cual se proveen de límites de derivas admisibles. La norma E.030 limita demasiado las derivas y de una u otra manera hace que la estructura sea más robusta y rígida incrementado sus secciones para

cumplir sus límites, las derivas admisibles provistas por la norma E.030 se muestra en la figura N°43.

Figura N°44. Derivas permisibles por la E.030

Tabla N° 11 LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Nota: Los límites de la distorsión (deriva) para estructuras de uso industrial son establecidos por el proyectista, pero en ningún caso exceden el doble de los valores de esta Tabla.

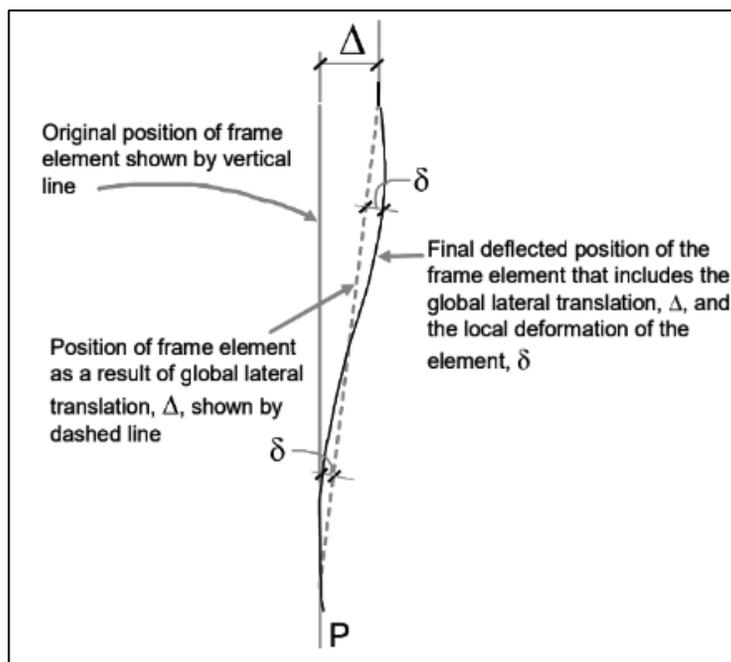
Nota. Adaptado de *Irregularidades*, por E0.30, 2018, Diseño sismorresistente

La norma E.030 para el caso de concreto armado limita las derivas inelásticas a ser menores que 0.007; siendo estas la mitad de las que provee el ASCE 7-16, esta diferencia hace que las estructuras en Perú tengan una mayor rigidez, hasta duplicando la rigidez de la estructura si usáramos los límites permisibles del ASCE, consecuentemente incrementando notablemente las secciones y costo. Por lo anterior mencionado es necesario realizar un análisis no lineal para determinar el comportamiento y desempeño de una estructura, y de esta manera optimizar el diseño estructural.

2.2.1.3.2 Efecto P-Delta

El efecto P-delta también conocido como efecto de segundo orden (ver figura N°44); el efecto P-Delta generalmente se aplica en el análisis no lineal, involucra que cuando la estructura se ha deformado se producen fuerzas adicionales por el efecto de deformación y también la estructura pierde rigidez. Esto resultante preocupante en edificios medianos y altos, ya que, debido al aumento de fuerzas y disminución de la rigidez, las derivas de piso se incrementan.

Figura N°45. Efecto de segundo orden



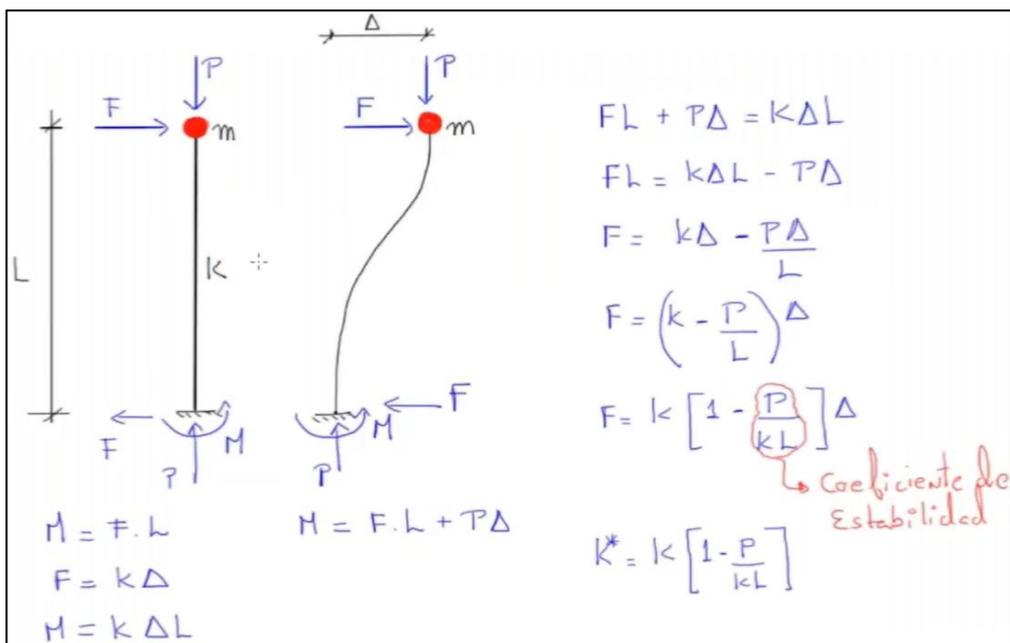
Nota. Adaptado de *Second order P-Delta effects*, por AISC 360-16, 2017, Specification for Structural Steel Buildings.

El efecto P-delta también conocido como efecto de segundo orden (ver figura N°44); el efecto P-Delta generalmente se aplica en el análisis no lineal, involucra que cuando la estructura se ha deformado se producen fuerzas adicionales por el efecto de deformación y también la estructura pierde rigidez. Esto resultante preocupante en edificios medianos y altos, ya que, debido al aumento de fuerzas y disminución de la rigidez, las derivas de piso se incrementan.

En lo que respecta a los efectos P-Delta según el ASCE 7, este establece que deberán ser considerados en función del coeficiente de estabilidad de la estructura

La condición inestabilidad (figura N°45), esta cuando se produce un desplazamiento de la estructura, ese desplazamiento en la estructura produce hace que la estructura produzca momentos y también que la estructura pierda rigidez. El efecto P-Delta depende del coeficiente de estabilidad “P/KL” y cuando este coeficiente tienda a cero, la estructura esta en completa inestabilidad.

Figura N°46. Efecto P-Delta



Nota. Adaptado de *Ejemplos de efectos P-Delta*, por INESA TECH, 2020,

Especialización de ingeniería estructural y sismorresistente.

El ASCE 7 define el coeficiente de estabilidad de la estructura de la siguiente manera:

$$\theta = \frac{P\Delta}{V_x h_{sx} C_d}$$

Donde:

- P_x : carga total encima del nivel x
- Δ : deriva amplificada
- V_x : cortante total en el nivel x
- h_{sx} : altura de piso

$$\theta_{max} = \frac{0.5}{\beta C_d} < 0.25$$

Para saber cuándo aplicar el efecto P-Delta se debe seguir el siguiente procedimiento:

- Cuando $\theta > 0.1$, debe realizarse un análisis P-Delta.

- Cuando $\theta > \theta_{\max}$, deben rediseñarse los miembros estructurales

Lo que sucede cuando nosotros incluimos el efecto P-Delta en un análisis dinámico lineal es que se incrementan los momentos, disminuye la rigidez y por tanto aumenta el periodo de vibración de la estructura. Como se mencionó el efecto P-Delta está ligado al análisis no lineal porque en este se puede crear combinaciones no lineales que varían con el efecto P-Delta; en cambio para un análisis lineal la variación que se crearía solo sería para una combinación mas no para las otras combinaciones, en unas combinaciones serias conservador mientras en otros nada conservador. Debido a esto (Hernández, 2020), recomienda utilizar la opción “Non-Interactive-Based on Mass” para tratar de hacer encajar el efecto P-Delta en un análisis lineal y poder de esta manera contemplar sus efectos sin necesariamente realizar un análisis no lineal.

2.2.1.4 Combinaciones de Carga y Factor de Sobre-resistencia en el Diseño

Las combinaciones para el diseño por resistencia según el ASCE 7 son:

1. 1.4D
2. 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r o S o R)
3. 1.2D + 1.6(L L_r o S o R) + (L o W)
4. 1.2D + 1W + L + 0.5(L L_r o S o R)
5. 0.9D + 1W
6. 1.2D + 1E + 0.5L + 0.2S

Según 12.4.3 del ASCE 7: $E = \Omega_0 Q_E + 0.2S_{DS}D$

Según 12.4.2.2 el $E_v = 0.2S_{DS}D$

Siendo S_{DS} la ordenada del espectro en la meseta o punto más alto del espectro.

Quedando la combinación 6 para efectos de diseño de la siguiente manera:

$$(1.2 + 0.2S_{DS}) D + \Omega_0 Q_E + 0.5L + 0.2S$$

7. $0.9D + 1E$

Según 12.4.3 del ASCE 7: $E = \Omega_o Q_E - 0.2S_{DS}D$

Según 12.4.2.2 el $E_v = 0.2S_{DS}D$

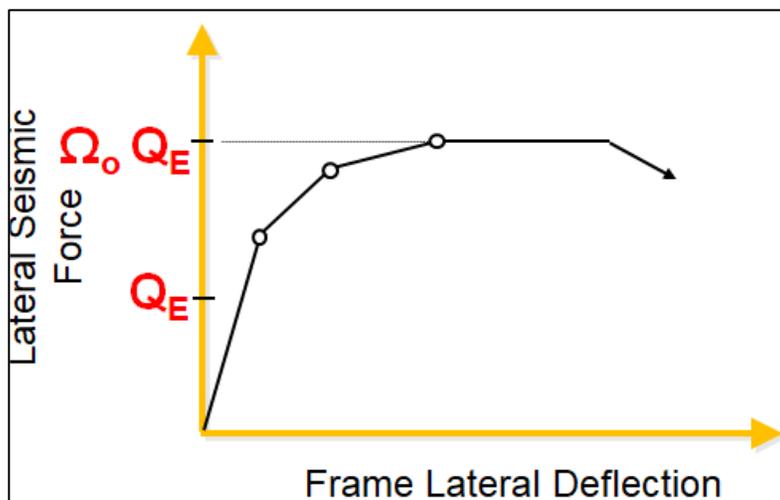
Quedando la combinación 6 para efectos de diseño de la siguiente manera:

$$(0.9 - 0.2S_{DS}) D + \Omega_o Q_E$$

La carga sísmica amplificada “ $\Omega_o Q_E$ ”, es considerada porque produce una estimación de la resistencia lateral plástica del sistema resistente, ver figura N°46.

Cuando las disposiciones sísmicas requieran cargas sísmicas amplificadas, la porción horizontal de la carga sísmica E se multiplicará por el factor de sobre-resistencia Ω_o , establecido por el código de construcción aplicable (Hernández, 2020).

Figura N°47. Sobre-resistencia



Nota. Adaptado de *Sobre-resistencia*, por INESA TECH, 2020, Especialización de ingeniería estructural y sismorresistente.

Las combinaciones para el diseño por resistencia según la norma E.060 son:

1. $1.4D + 1.7L$
2. $1.25(D+L) + (E)$

3. $0.9(D+L) \pm (E)$

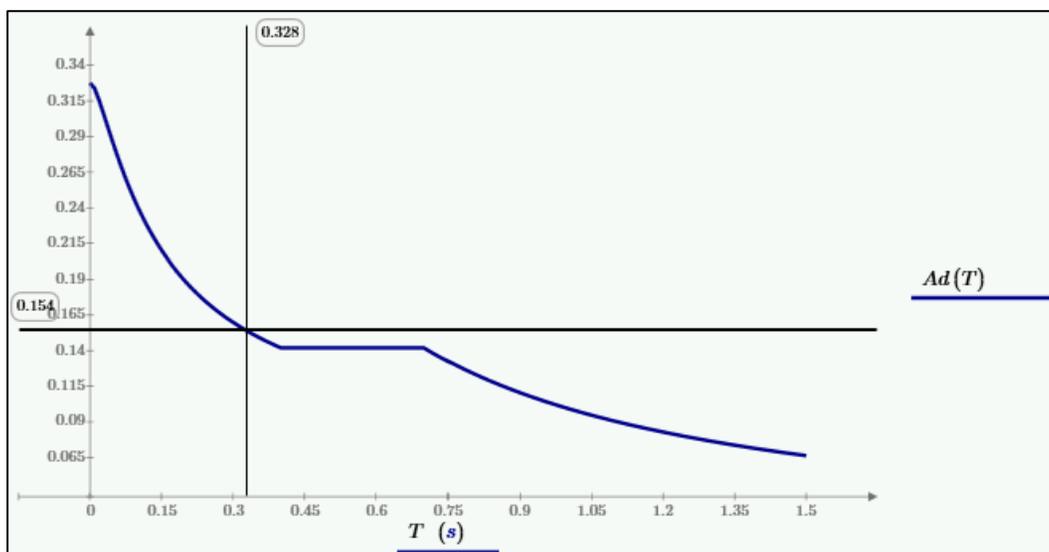
Indicar que cuando se aplica el análisis dinámico modal espectral no es necesario ponerle signo al sismo porque este fluctúa y cambia su dirección automáticamente, más por el contrario en un análisis No Lineal si se tiene que especificar el signo pues este le da dirección al sismo.

2.2.2 *Análisis Dinámico Modal Espectral*

2.2.2.1 Respuestas máximas modales

Teniendo un espectro de diseño, ver figura N°47, y el periodo de vibración de la estructura de cada modo “i”, este se ingresa al espectro correspondiente y se obtienen el coeficiente de aceleración horizontal correspondiente; esto nos permitirá determinar la aceleración horizontal y desplazamiento relativo espectral.

Figura N°48. Espectro de diseño (periodo vs aceleración espectral)



Nota. Adaptado de *Análisis modal espectral dinámico*, por INESA TECH, 2020,

Especialización de ingeniería estructural y sismorresistente.

Por ejemplo, supongamos que tenemos un modo con un periodo de vibración de 0.328, entonces su coeficiente de aceleración horizontal (A_{di}) para ese periodo será 0.154, ver figura N°47.

$A_{di} = Ad(T_i)$, siendo A_{di} el coeficiente de aceleración horizontal para el periodo del modo “i”.

Ya conociendo en coeficiente A_{di} , se puede hallar la aceleración horizontal espectral del modo “i”, con la siguiente ecuación:

$A_i = A_{di}g$, siendo A_i la aceleración horizontal espectral del modo “i” y “g” la gravedad que es 9.81 m²/s.

Finalmente se puede hallar el desplazamiento relativo espectral del modo “i”, “ D_i ”.

$D_i = A_{di} \times \left(\frac{1}{w_i}\right)^2$ siendo D_i el desplazamiento relativo espectral del modo “i” y “ w_i ” la frecuencia del mismo modo.

Acotar que tanto el ASCE 7-16 como la norma E.030 establecen que para aplicar este diseño la suma de las masas participativas de los modos tiene que ser mínimo el 90% de la masa total.

Figura N°49. Masa participativa en análisis dinámico lineal – ASCE 7-16

12.9 LINEAR DYNAMIC ANALYSIS

12.9.1 Modal Response Spectrum Analysis

12.9.1.1 Number of Modes. An analysis shall be conducted to determine the natural modes of vibration for the structure. The analysis shall include a sufficient number of modes to obtain a combined modal mass participation of 100% of the structure’s mass. For this purpose, it shall be permitted to represent all modes with periods less than 0.05 s in a single rigid body mode that has a period of 0.05 s.

EXCEPTION: Alternatively, the analysis shall be permitted to include a minimum number of modes to obtain a combined modal mass participation of at least 90% of the actual mass in each orthogonal horizontal direction of response considered in the model.

Nota. Adaptado de *Seismic design requirements*, por ASCE 7-16, 2017, Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures.

Figura N°50. Masa participativa en análisis dinámico lineal – ASCE 7-16

<p>29.1. Modos de Vibración</p> <p>29.1.1. Los modos de vibración pueden determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas.</p> <p>29.1.2. En cada dirección se consideran aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa total, pero se toma en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.</p>
--

Nota. Adaptado de *Análisis dinámico modal espectral*, por E0.30, 2018, Diseño sismorresistente

Luego, tomando en cuenta la masa participativa y el factor de participación sísmica del modo i , se define su vector desplazamiento, vector fuerza y corte basal.

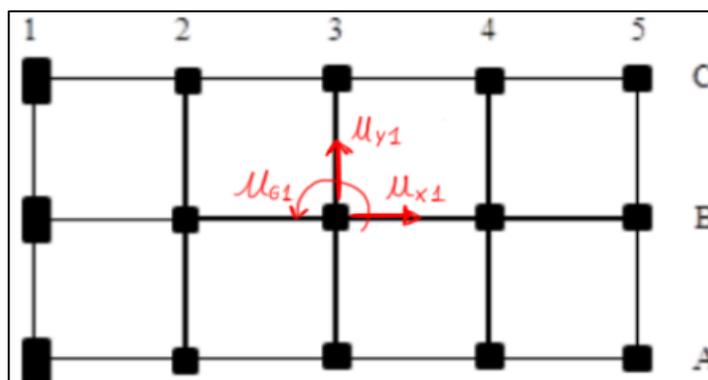
$u_i = \Gamma_i D_i \mathcal{P}_i$, siendo u_i el vector desplazamiento para el modo i .

$F_i = \Gamma_i A_i m \mathcal{P}_i$, siendo F_i el vector fuerza para el modo i .

$V_{bi} = \beta_i A_i$, siendo V_{bi} el vector desplazamiento para el modo i .

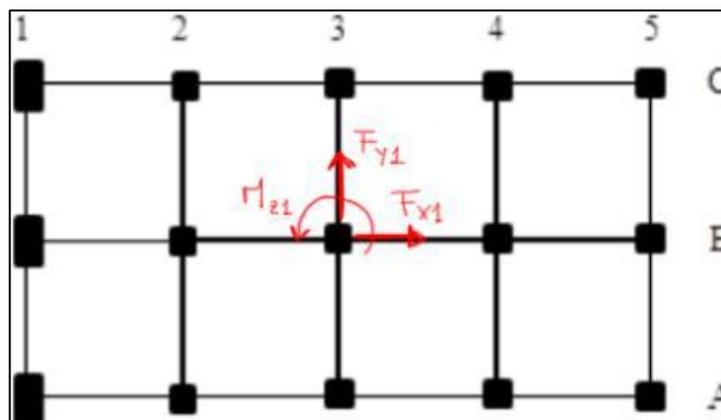
Por ejemplo, en la figura N°50 y 51 se tiene el primer modo de una estructura, y sus respectivos desplazamientos y fuerzas correspondientes a su primer modo.

Figura N°51. Desplazamientos para el modo 1



Nota. Adaptado de *Análisis modal espectral dinámico*, por INESA TECH, 2020, Especialización de ingeniería estructural y sismorresistente

Figura N°52. Fuerzas y momentos para el modo 1



Nota. Adaptado de *Análisis modal espectral dinámico*, por INESA TECH, 2020, Especialización de ingeniería estructural y sismorresistente.

En el anexo N° 1 del proyecto de tesis, se muestra un ejemplo demostrativo de un pórtico bidimensional a modo de comprobar los resultados que brindan los diferentes softwares como ETABS, SAP y MIDASGEN.

En una edificación con diafragma rígido, el vector fuerza y desplazamiento se definen en el centro de masas. Luego se obtienen desplazamientos y fuerzas en cada pórtico, tomando en cuenta la rigidez de los mismos (INESA TECH, 2020).

2.2.2.2 Combinación modal de respuestas máximas

Al realizar el análisis modal dinámico espectral de una estructura, se obtiene una respuesta de fuerzas y desplazamientos específica para cada modo de vibración de la estructura durante un evento sísmico, pero acotar que cada modo de vibración sucede en diferente periodo de vibración, y dichos modos no se van a presentar de forma individual, sino que se van solapar producto del rango de frecuencias en el movimiento del terreno. De lo antes mencionado nos obliga a realizar una combinación de las respuestas máximas de cada modo, a fin de definir lo que serían las fuerzas máximas probables de la acción sísmica.

Remarcar que las respuestas modales, fuerzas y desplazamientos, alcanzan sus valores máximos en distintos periodos de vibración; por lo que al combinarlos se obtienen valores máximos probables de diseño de la estructura, en el cual las fuerzas máximas probables no se mantienen en equilibrio. Por ejemplo, si se sumaran las fuerzas de todos los niveles en una dirección y el cortante basal en esa dirección también, el valor resultante sería distinto a cero.

Para la combinación modal de respuestas máximas se tienen dos métodos:

- Método SRSS (Square root of the sum of the squares)
- Método CQC (Complete quadratic combination)

2.2.2.2.1 Método SRSS – raíz cuadrada de la suma de los cuadrados

El método SRSS “square root of the sum of the squares”, el cual consiste en obtener los valores máximos probables en la estructura, a partir de la raíz cuadrada de la suma de todos los modos de análisis, ejemplo.

$$r_0 \approx \sqrt{\sum_{n=1}^N r_{no}^2}$$

Este método proporciona estimaciones excelentes para estructuras con frecuencias naturales alejadas, por consiguiente, en estructuras irregulares es ineficiente debido a que las frecuencias de la estructura de cada modo están muy próximas.

Como comentario, el problema más grande de este método es que el aporte de cada modo de vibración siempre se considera positivo por estar elevado al cuadrado, aun si su forma de vibrar de la estructura fuese opuesta a un modo de frecuencia cercana.

2.2.2.2.2 Método CQC– combinación cuadrática completa

El método CQC “complete quadratic combination”, es aplicable a un rango más amplio de estructuras y vence las limitaciones del método SRSS ya que toma en cuenta el factor de

correlación ρ_{in} entre los modos de la estructura, los cuales que tiene especial incidencia entre los que tienen frecuencias cercanas, consideremos que “ r_{no} ” representa la respuesta máxima del modo “ n ”.

$$r_0 \approx \sqrt{\sum_{n=1}^N r_{no}^2 + \sum_{i=1}^N \sum_{n=1}^N \rho_{in} r_{io} r_{no}}$$

La doble suma incluye todos los términos cuando $i \neq n$, siendo r_{io} y r_{no} respuestas máximas de dos en estudio, y cada uno de ellos pueden ser positivo o negativo. Un término $i \neq n$ es negativo cuando las respuestas modales estáticas r_i^{st} y r_n^{st} asumen signos contrarios. La respuesta estimada de r_0 obtenida mediante este método CQC es más preciso que la respuesta estimada proveniente del método SRSS.

El factor de correlación ρ_{in} trata de descifrar cuan cercanos están los modos en estudio i, n ; y se calcula con la siguiente formulación.

$$\rho_{in} = \frac{8E^2(1 + a_{in})a_{in}^{3/2}}{(1 - a_{in}^2)^2 + 4E^2a_{in}(1 + a_{in})^2}$$

En el cual a_{in} , es la relación entre las frecuencias de los modos en estudio.

El factor ρ_{in} varía entre 0 y 1; cuando es 1 significa que los modos en estudio están 100% correlacionados y cuando es 0 no hay correlación.

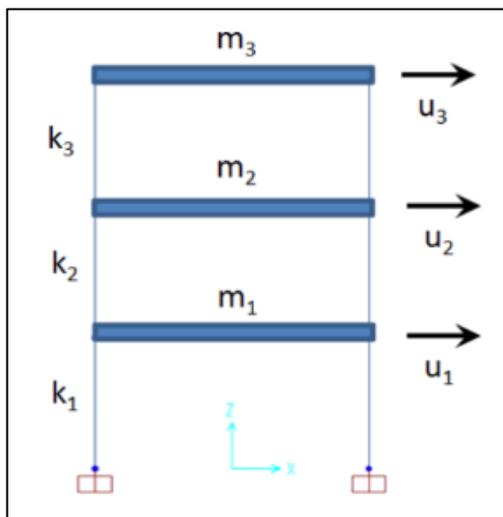
Una vez hallado el factor ρ_{in} , se combinan las respuestas del modo i y n ; por ejemplo.

- Si r_{1o} y r_{2o} (respuesta máxima del modo 1 versus la respuesta máxima del modo 2), tienen el mismo signo, el resultado del método SRSS serán menor o igual que los resultados del método CQC, $SRSS \leq CQC$.
- Si r_{1o} y r_{2o} , tienen el signo contrario, $SRSS \geq CQC$.

- Si $|r_{1o}| = |r_{2o}|$, tienen el mismo signo, la respuesta sería $r_o = 2r_o$.
- Si $|r_{1o}| = |r_{2o}|$, tienen diferente signo, la respuesta sería $r_o = 0$.

En la figura N° 52 y 53 se muestra un ejemplo del método CQC, método la combinación cuadrática completa, para un pórtico de 03 niveles en dos dimensiones.

Figura N°53. Pórtico de 03 niveles – método CQC



Nota. Adaptado de *Análisis dinámico modal espectral*, elaboración propia, 2022, Tesis para título profesional.

Figura N°54. Ejemplo de método CQC

Factores de Correlación Modal		
$a_{12} := \frac{\omega_1}{\omega_2} = 0.481$	$\rho_{12} := \frac{8 \cdot \zeta^2 \cdot (1 + a_{12}) \cdot a_{12}^{\frac{3}{2}}}{(1 - a_{12}^2)^2 + 4 \cdot \zeta^2 \cdot a_{12} \cdot (1 + a_{12})^2} = 0.0165$	Correlación Modal Modos 1 y 2
$a_{13} := \frac{\omega_1}{\omega_3} = 0.277$	$\rho_{13} := \frac{8 \cdot \zeta^2 \cdot (1 + a_{13}) \cdot a_{13}^{\frac{3}{2}}}{(1 - a_{13}^2)^2 + 4 \cdot \zeta^2 \cdot a_{13} \cdot (1 + a_{13})^2} = 0.0043$	Correlación Modal Modos 1 y 3
$a_{23} := \frac{\omega_2}{\omega_3} = 0.575$	$\rho_{23} := \frac{8 \cdot \zeta^2 \cdot (1 + a_{23}) \cdot a_{23}^{\frac{3}{2}}}{(1 - a_{23}^2)^2 + 4 \cdot \zeta^2 \cdot a_{23} \cdot (1 + a_{23})^2} = 0.0297$	Correlación Modal Modos 2 y 3

<u>Factores de Correlación Modal</u>		
$a_{12} := \frac{\omega_1}{\omega_2} = 0.481$	$\rho_{12} := \frac{8 \cdot \zeta^2 \cdot (1 + a_{12}) \cdot a_{12}^{\frac{3}{2}}}{(1 - a_{12}^2)^2 + 4 \cdot \zeta^2 \cdot a_{12} \cdot (1 + a_{12})^2} = 0.0165$	Correlación Modal Modos 1 y 2
$a_{13} := \frac{\omega_1}{\omega_3} = 0.277$	$\rho_{13} := \frac{8 \cdot \zeta^2 \cdot (1 + a_{13}) \cdot a_{13}^{\frac{3}{2}}}{(1 - a_{13}^2)^2 + 4 \cdot \zeta^2 \cdot a_{13} \cdot (1 + a_{13})^2} = 0.0043$	Correlación Modal Modos 1 y 3
$a_{23} := \frac{\omega_2}{\omega_3} = 0.575$	$\rho_{23} := \frac{8 \cdot \zeta^2 \cdot (1 + a_{23}) \cdot a_{23}^{\frac{3}{2}}}{(1 - a_{23}^2)^2 + 4 \cdot \zeta^2 \cdot a_{23} \cdot (1 + a_{23})^2} = 0.0297$	Correlación Modal Modos 2 y 3
<u>Desplazamientos elásticos máximos probables</u>		
$u_3 := \sqrt{u_{31}^2 + u_{32}^2 + u_{33}^2 + 2 \cdot \rho_{12} \cdot u_{31} \cdot u_{32} + 2 \cdot \rho_{13} \cdot u_{31} \cdot u_{33} + 2 \cdot \rho_{23} \cdot u_{32} \cdot u_{33}} = 0.51 \text{ cm}$		
$u_2 := \sqrt{u_{21}^2 + u_{22}^2 + u_{23}^2 + 2 \cdot \rho_{12} \cdot u_{21} \cdot u_{22} + 2 \cdot \rho_{13} \cdot u_{21} \cdot u_{23} + 2 \cdot \rho_{23} \cdot u_{22} \cdot u_{23}} = 0.223 \text{ cm}$		
$u_1 := \sqrt{u_{11}^2 + u_{12}^2 + u_{13}^2 + 2 \cdot \rho_{12} \cdot u_{11} \cdot u_{12} + 2 \cdot \rho_{13} \cdot u_{11} \cdot u_{13} + 2 \cdot \rho_{23} \cdot u_{12} \cdot u_{13}} = 0.075 \text{ cm}$		

Nota. Adaptado de *Análisis dinámico modal espectral*, elaboración propia, 2022, Tesis para título profesional.

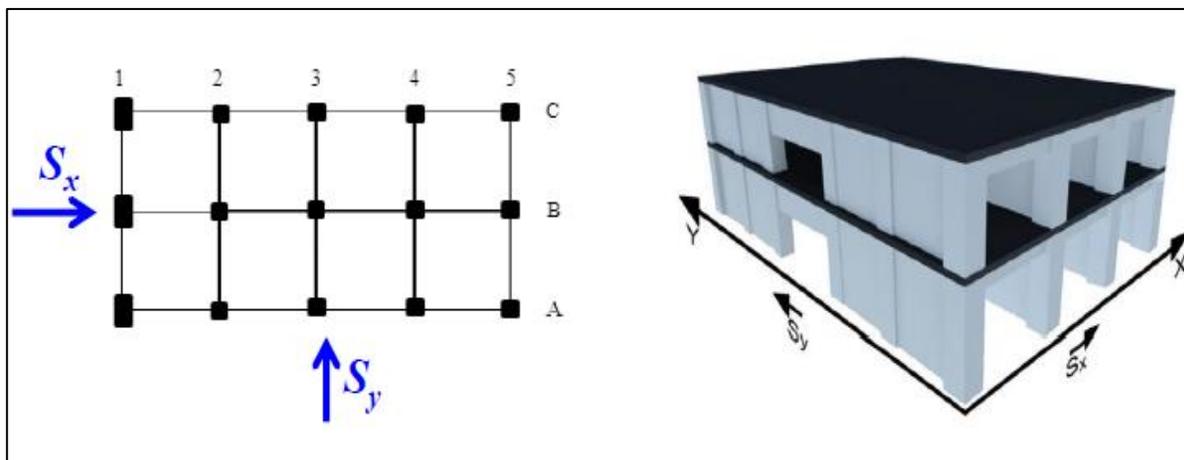
2.2.2.3 Combinación Direccional de Sismos

Según el ASCE 7-16; en las zonas, Seismic design category, “C, D, E y F” es necesario aplicar una combinación ortogonal de sismos y modos.

Por tanto, las estructuras deberán diseñarse para la acción simultánea de dos componentes sísmicas horizontales, ver figura N°54. En los elementos estructurales; cada sollicitación debido a un componente horizontal, incluidos los efectos de torsión accidental; se combinará con la misma sollicitación debida a la componente sísmica ortogonal, de acuerdo con uno de los siguientes criterios de combinación.

- Criterio 100-30
- Criterio SRCC
- Criterio CQC3

Figura N°55. Combinación de sismos horizontales



Nota. Adaptado de *Análisis modal espectral dinámico*, por INESA TECH, 2020, Especialización de ingeniería estructural y sismorresistente.

Estos son los criterios más aceptados por la mayoría de códigos que rigen la acción sísmica a nivel internacional y están incluidos en los softwares de cálculo estructural como ETABS, SAP y MIDASGEN.

2.2.2.3.1 Sismo Vertical

Hasta este momento, solo hemos visto los sismos horizontales en el plano lo cuales están en la superficie del terreno, sin embargo, es evidente que existe un movimiento perpendicular a la superficie de terreno por efecto de las ondas cortantes. A través de una revisión de los registros se ha logrado una convención aceptada por la mayoría de códigos y es que el parámetro del sismo vertical es aproximadamente el 70% del seno horizontal.

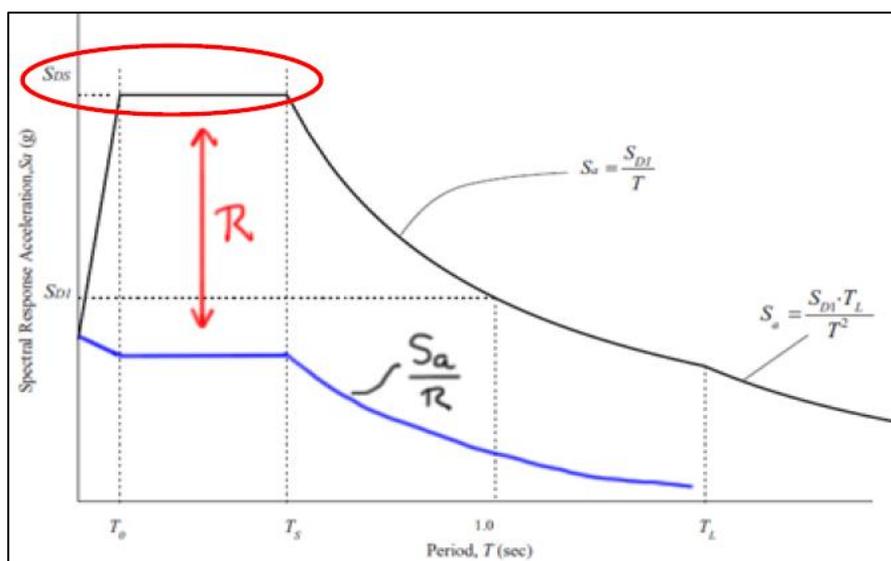
La respuesta de las edificaciones ante la acción del sismo vertical toma en cuenta múltiples factores, en algunas situaciones, esta no genera un efecto apreciable por lo que en la práctica

muchos profesionales suelen menospreciar su participación, y solo considerándola como un incremento de la carga vertical de naturaleza estática; sin embargo, en muchos casos su efecto puede ser tan influyente, que no considerar la magnitud de las aceleraciones verticales o su alternancia, por su naturaleza dinámica, puede modificar seriamente la respuesta estructural (Hernández, 2020).

Estructuras con grandes volados, diafragmas flexibles, domos que no se cierran sobre ellos mismos; son altamente susceptibles a los efectos de las cargas verticales, por lo que se deberá tomar especial interés en la componente vertical del seno en las combinaciones direccionales y de solicitaciones. En todo caso, el componente vertical del sismo debe combinar con las acciones horizontales de acuerdo al criterio seleccionado.

El código ASCE 7-16, permite definir la acción del seno vertical en función de la aceleración máxima para periodos cortos “ S_{ds} ”, ver figura N° 55”, que representa la máxima ordenada del espectro de respuesta, la cual se multiplica por el 20% de la carga permanente.

Figura N°56. Ubicación del “ S_{ds} ”



Nota. Adaptado de *Análisis modal espectral dinámico*, por INESA TECH, 2020, Especialización de ingeniería estructural y sismorresistente.

$$E_v = (0.2S_{DS})C_P$$

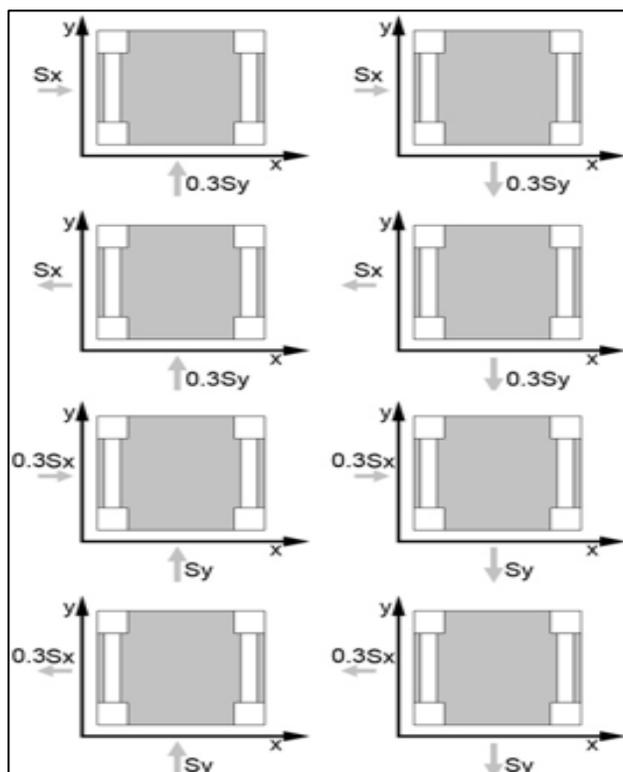
Donde:

- S_{DS} : aceleración máxima para periodos cortos
- C_P : carga permanente

2.2.2.3.2 Criterio 100-30

Consiste en obtener la demanda a partir del valor absoluto de las solicitaciones en una dirección, más el 30% del valor absoluto de las solicitaciones debidas al sismo en la dirección ortogonal, y viceversa para la otra dirección, ver las posibles combinaciones de este criterio en la figura N°56.

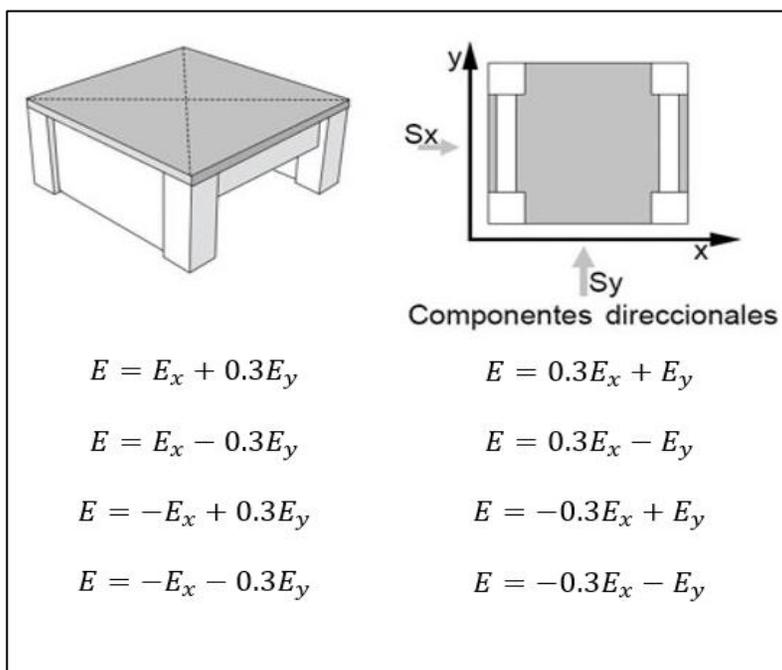
Figura N°57. Combinaciones de sismos – criterio 100-30



Nota. Adaptado de *Combinación de sismos*, por ZIGURAT, 2020, Master internacional de Estructuras.

Este criterio 100-30, es ampliamente aceptado en la mayoría de los códigos internacionales, aun cuando puede se esté subestimando la acción sísmica en edificaciones irregulares, edificaciones de geometría compleja. A continuación, se muestran las combinaciones de sismos, que ya están consideradas internamente en los softwares de cálculo estructural.

Figura N°58. Combinaciones del criterio 100-30



Nota. Adaptado de *Combinación de sismos*, por ZIGURAT, 2020, Master internacional de Estructuras.

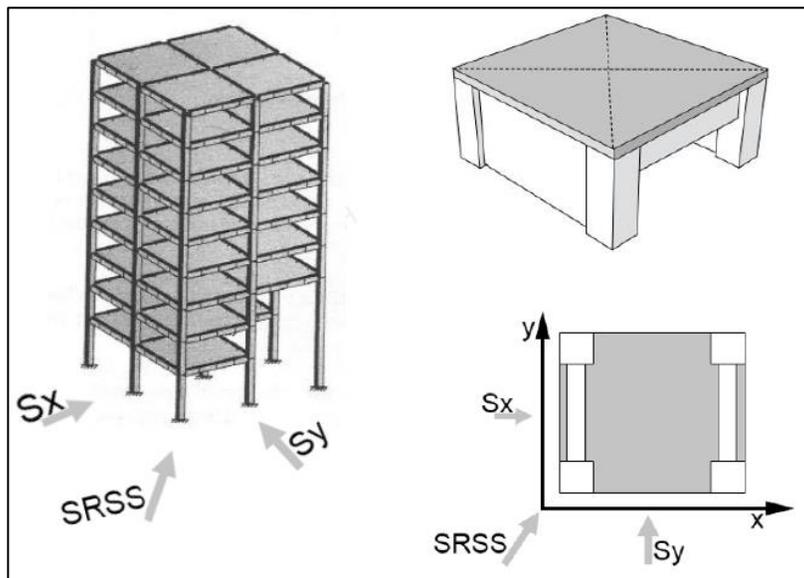
2.2.2.3.3 Criterio 100-30

Consiste en aplicar el 100% de la acción sísmica en ambas direcciones ortogonales, pero la resultante se obtiene de la raíz cuadrada de los valores de sismo de cada componente al cuadrado, como su mismo nombre lo dice “square root of the sum of the squares”, ver figura N°58.

Este método superpone conservadoramente que en las direcciones principales de la estructura actúan las componentes principales del sismo, las cuales son ortogonales en el plano de la superficie del terreno. Dado esa situación, en el método SRSS se supone que ambas

componentes de sismo tienen la misma intensidad, para que no incurra en subestimaciones de la respuesta.

Figura N°59. Combinación SRSS



Nota. Adaptado de *Combinación de sismos*, por ZIGURAT, 2020, Master internacional de Estructuras.

Este método SRSS, es también aceptado por la gran mayoría de los códigos internacionales, pero con especial aplicación en estructuras regulares.

2.2.2.3.4 Criterio CQC3

Es una extensión del criterio CQC aplicado en la combinación modal, puede ser aplicado en sismo multi-componentes, pudiendo incluir el sismo vertical si el caso lo amerite.

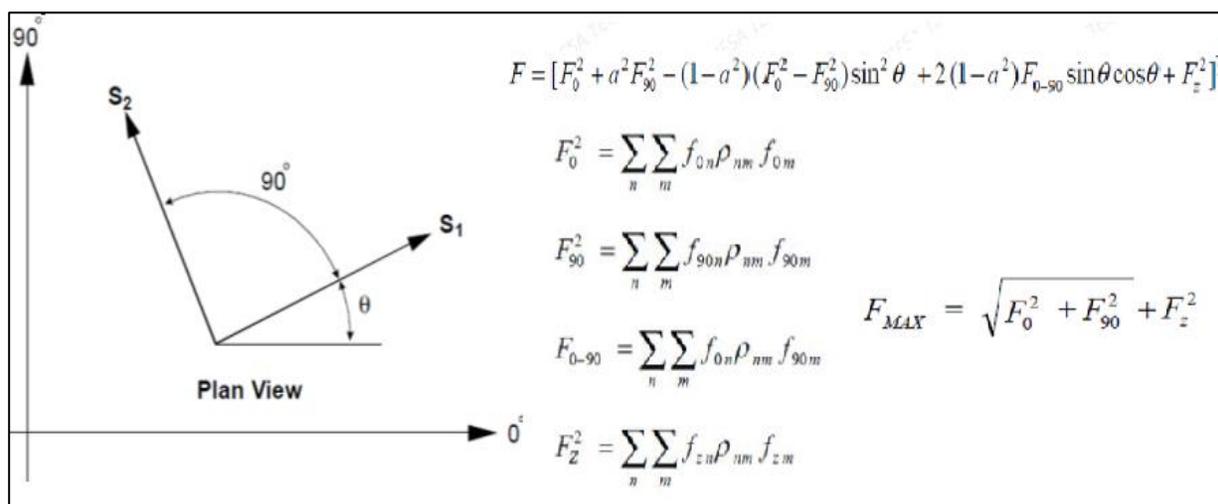
Este criterio puede considerar las múltiples direcciones de las componentes sísmicas horizontales. Los términos a incorporar se establecen a partir de los resultados típicos del análisis modal. Las direcciones pueden ser obtenidas de forma explícita o mediante un análisis de variación de direcciones; también es posible emplear espectros generales en cada dirección.

La más grande ventaja de este método es poder emplear diferentes intensidades entre ambas componentes horizontales, donde la relación de las intensidades no deberá ser menor de 0.70. Con la aplicación de esta se tienen ahorros respecto a la consideración de la máxima acción en ambas componentes horizontales y en muchas ocasiones resulta más conservador que el criterio 100-30.

La figura N° 59 muestra que el espectro aplicado “S1” y “S2” es generado a un ángulo arbitrario θ . Para amplificar el análisis se asume que un espectro es la fracción del espectro mayor.

$$S_2 = aS_1$$

Figura N°60. Combinación CQC3



Nota. Adaptado de *Combinación de sismos*, por ZIGURAT, 2020, Master internacional de Estructuras.

Donde f_{0n} y f_{90n} son los valores producidos por el 100% de sismo aplicado a 0° y a 90° ; mientras que f_{zn} son los valores del sismo vertical, que en este caso podría tener un espectro diferente al horizontal.

Remarcar que, para sismos iguales, es decir $a=1$, las fuerzas no son una función del ángulo θ y la selección del sistema de referencias del análisis es arbitrario. También con el valor de, $a=1$,

el método CQC3 se reduce al método SRSS, pero tiende a ser un valor muy conservador, ya que no se ha constatado un evento sísmico que lleguen en diferentes direcciones con el mismo valor.

Por otro lado, generalmente, el valor de θ no se conoce, por lo tanto, es necesario calcular el ángulo crítico que produce la respuesta máxima.

$$\theta = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(\frac{2F_{0-90}}{F_0^2 - F_{90}^2} \right)$$

En la actualidad no hay muchas guías que muestren los valores “a”, sin embargo, se sugiere valores entre 0.50 y 0.85. la mayoría de los softwares de cálculo estructural ya incorporan este criterio, por lo cual puede ser utilizado sin problemas.

2.2.2.4 Modelos de Análisis Dinámico

En la elaboración de un modelo dinámico especialmente en edificaciones, se puede simplificar el procedimiento de cálculo, menor iteraciones, aplicando un diafragma rígido en cada nivel siempre y cuando, la rigidez de la losa garantice precisamente dicho comportamiento rígido. Esto depende de la configuración estructural en planta y de la relación entre la deformación máxima y relativa en el mismo plano (ASCE/SEI, 2017).

El ASCE 7-16, define dos tipos de diafragmas; diafragma flexible y diafragma rígido.

2.2.2.4.1 *Diafragma Flexible*

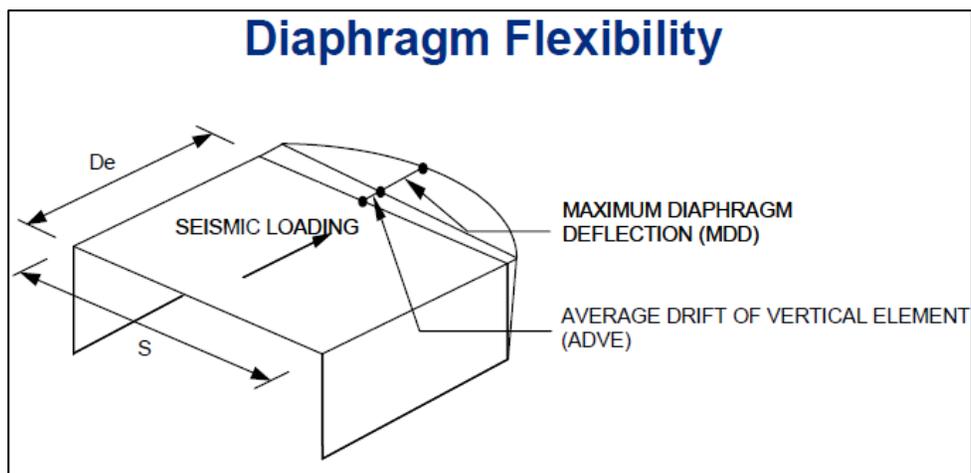
Los diafragmas contruidos de acero y madera son permitidos idealizarlos como flexibles sin la necesidad de un análisis de desplazamientos (ASCE/SEI, 2017).

Para saber si un diafragma es flexible se tiene que cumplir la siguiente condición.

$$\frac{\delta_{MDD}}{\Delta_{ADVE}} > 2$$

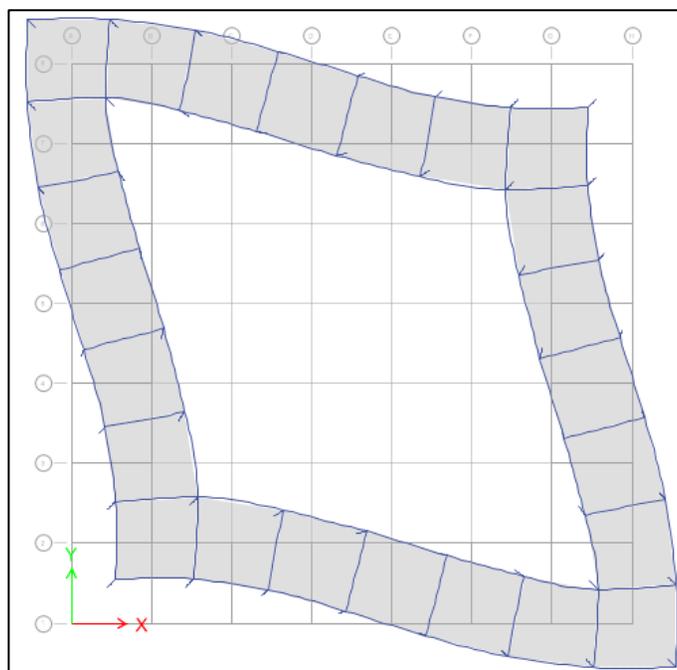
Donde δ_{MDD} y Δ_{ADVE} , están definidos en la figura N°60.

Figura N°61. Condición de diafragma flexible



Nota. Adaptado de *Diaphragm flexibility*, por ASCE 7-16, 2017, Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures.

Figura N°62. Ejemplo de un diafragma flexible



Nota. Adaptado de *Análisis de diafragmas*, elaboración propia, 2022, Tesis para título profesional.

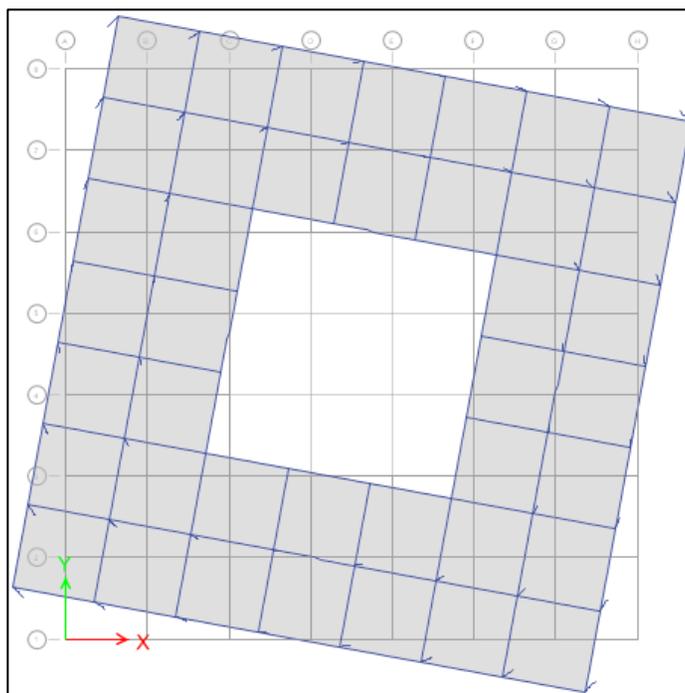
Los diafragmas flexibles tienen “n” grados de libertad por nivel.

2.2.2.4.2 *Diafragma Rígido*

Los diafragmas contruidos de losas de concreto o deck metálicos rellenos de concreto con relaciones de luz a profundidad menores de 3 y para estructuras que no tengan irregularidades horizontales son permitidos idealizarlos como diafragmas rígidos (ASCE/SEI, 2017).

La ventaja que tiene considerar un diafragma rígido es la reducción de los grados de libertad a solamente 3 por nivel. Se elimina la deformación relativa en el plano y se produce una rotación como cuerpo rígido alrededor del eje vertical, ver figura N° 62.

Figura N°63. Ejemplo de un diafragma rígido



Nota. Adaptado de *Análisis de diafragmas*, elaboración propia, 2022, Tesis para título profesional.

2.2.3 *Análisis No Lineal*

Para analizar que se cumplan los objetivos de un análisis por desempeño, los códigos internacionales recomiendan usar en su mayoría un análisis no lineal. Las propiedades no lineales

de los elementos estructurales se cuantifican con la curva capacidad de las mismas, estas curvas de capacidad han sido extensamente calibradas en base a ensayos en laboratorio.

Si en estructuras de concreto armado se esperase un comportamiento inelástico. Por ejemplo; las fallas dúctiles, que están controladas por la deformación; como flexión en vigas, flexo-compresión en muros y pórticos y fluencia en pernos de anclaje de columnas metálicas. Es necesario usar modelos no lineales.

Por otro lado; las fallas frágiles que están controladas por fuerza; como corte en los muros, corte en vigas de concreto armado, compresión en columnas, corte en general; no serán necesarias modelarlas en el rango no lineal, ya que estas son diseñadas para que permanezcan en el rango elástico (Lafontaine, 2020).

2.2.3.1 Diseño por Desempeño

El diseño por desempeño de una edificación se basa en un estricto control de daños, en sus elementos estructurales y no estructurales, de la estructura en toda su vida útil; pero no solo para prevenir un colapso de la edificación y obviamente pérdidas de vidas humanas, sino también considerar criterios de funcionalidad de la estructura. Esto implica fijar OBJETIVOS DE DESEMPEÑO que conlleven a una optimización de costos de la construcción en función de la funcionalidad de la estructura y en algunos casos requerimientos del cliente (Hernández, 2020). Por ejemplo; un objetivo de desempeño que requiera un establecimiento de salud no es igual a uno que requiera un edificio de viviendas; si se requeriría que el edificio destinado a viviendas cumpliera con los mismos objetivos de diseño que un hospital, este tendría que permanecer operacional incluso ante un evento sísmico extremo, cumplir con este objetivo de desempeño para el edificio destinado a viviendas resultaría en costos de construcción altísimos. Por el contrario, si al edificio

destinado a viviendas tendría un objetivo de desempeño de prevención de colapso, probablemente no se protegerían los intereses económicos del cliente, por quedar su edificio al borde del colapso.

En determinadas situaciones, el costo asociado a detener la actividad profesional de una edificación, debido al daño provocado por un sismo, puede ser mas relevante que la inversión inicial de la estructura, por esta razón es muy importante analizar con el cliente la condición operativa de la edificación posterior al evento sísmico. Por otro lado, las edificaciones esenciales como hospitales y centro de fuerzas armadas; se requiere que las mismas mantengan en todo momento sus actividades, por lo que es necesario minimizar el daño, incluso de los componentes no estructurales que podrían obstaculizar su funcionamiento.

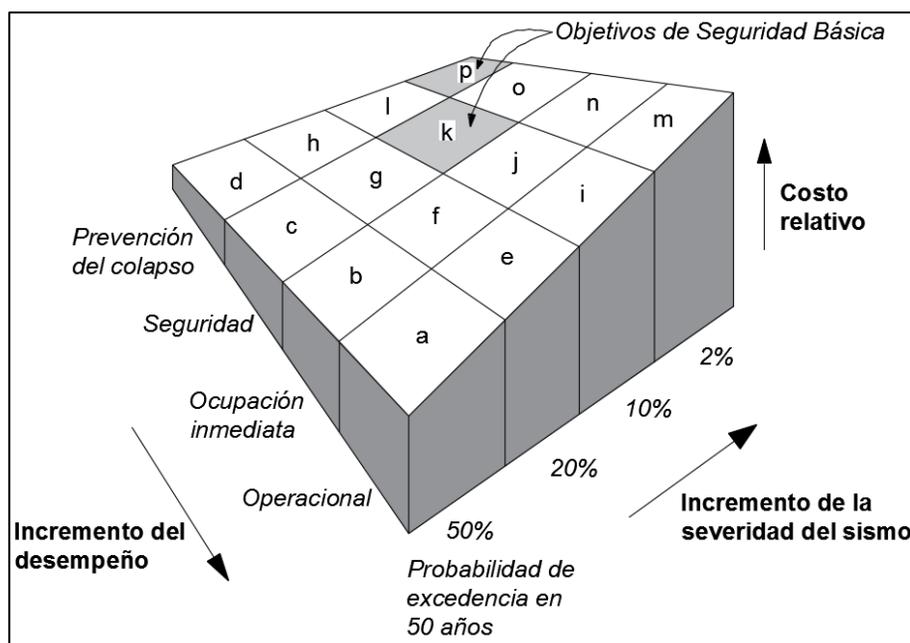
2.2.3.1.1 Objetivo de Desempeño

Un objetivo de desempeño esta referido al tipo de comportamiento esperado de la estructura, considerando también el comportamiento de los elementos no estructurales. Se define al combinar el maximo estado de daño admisible (nivel de desempeño) con una amenaza sísmica (INESA TECH, 2020).

Cada edificación es diferente, por eso debe seleccionarse el desempeño aceptable para diferentes niveles de amenaza sísmica. Para seleccionar un nivel de desempeño se tiene que considerar la ocupación, importancia y consideraciones economicas como el costo de reparación e interrupción de las actividades que se realizan en su interior después de un evento sísmico.

En general se podría decir que los objetivos de desempeño que esperan bajos niveles de daños para sismos poco frecuentes, resultaran con un mayor costo de construcción que si consideraríamos objetivos de desempeño más modestos, como mayor permisibilidad en el nivel de daños. En base a esto el FEMA 274, propuso lo expresado en la figura N°63, para caracterizar los niveles de desempeño.

Figura N°64. Objetivos de desempeño según el FEMA 274



Nota. Adaptado de *Performance goals*, por FEMA 274, 1997, Guidelines and commentary for the seismic rehabilitation of buildings.

Por lo tanto, los objetivos de desempeño dependen de 02 cosas:

- Nivel de desempeño de la edificación.
- Nivel de amenaza sísmica.

A) Nivel de desempeño de la edificación

Describe un estado límite de daño establecida en función de tres aspectos fundamentales.

- Los posibles daños físicos sobre los elementos estructurales y no estructurales.
- La amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación debido a los daños producidos por el sismo.
- Funcionalidad de la edificación posterior al sismo.

El nivel de desempeño de la edificación surge de la combinación de un nivel seleccionado de desempeño estructural y un nivel seleccionado de desempeño no estructural.

(Nivel de desempeño de la edificación) = (nivel de desempeño estructural) + (Nivel de desempeño no estructural).

El nivel de desempeño estructural describe el estado de límite de daño del sistema estructural principal; mientras que el nivel de desempeño no estructural describe el estado límite de daño de los componentes no estructurales en el cual se debe incluir los cerramientos.

A continuación, se presentará los niveles de desempeño de la edificación establecidos por el ATC-40, el comité VISION 2000 y ASCE 41-17.

A.1) Propuesta del comité VISION 2000

Este comité definió cuatro niveles de desempeño

- ***Totalmente operacional***: Es aquel donde no ocurren daños, y la edificación permanece completamente segura para sus ocupantes. Todo el contenido y los servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para su uso. En general no se requieren reparaciones.
- ***Operacional***: Se presentan daños moderados en los elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, y en algunos casos daños leves en los elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la estructura y puede ser ocupada inmediatamente después del sismo.
- ***Seguridad***: Se presentan daños moderados en los elementos estructurales y no estructurales, así como en algunos contenidos de la construcción. La rigidez y resistencia de la estructura frente a cargas laterales se ven reducidas; sin embargo, aún permanece un margen de seguridad frente al colapso. Los daños producidos pueden impedir que la estructura sea ocupada inmediatamente después del sismo, es necesario

proceder a una rehabilitación, siempre y cuando sea viable y se justifique desde un punto de vista económico.

- ***Próximo al colapso:*** La degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándola al colapso. Los servicios de evacuación se pueden ver interrumpidos por fallos locales; pero los elementos estructurales que soportan cargas laterales siguen funcionando. Debido a esto la estructura es insegura para sus ocupantes y el costo de su reparación es inviable.

A.2) Propuesta del ATC-40

Los niveles de desempeño definidos por el ATC-40 para las estructuras, corresponden a una combinación de los niveles utilizados para los elementos estructurales y los niveles para elementos no estructurales, ambos definidos de forma independiente.

- ***Niveles para los elementos estructurales:*** Se definen 03 niveles de daño discretos; ocupación inmediata, seguridad y estabilidad estructural y 02 de rango intermedio; daño controlado y seguridad limitada. Estos niveles se identifican por la abreviación; SP-n (SP “structural performance”, y “n” varía entre 1-6).
- ***Niveles para los elementos no estructurales:*** Se consideran 4 niveles de desempeño correspondiente a estados de daño; operacional ocupación inmediata, seguridad y amenaza reducida. Estos niveles se representan con la abreviación NP-n (NP “nonstructural performace” y “n” varía entre A-E).

Tabla N°2. Nivel de desempeño estructural y no estructural

NIVEL DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL	
Ocupación Inmediata; (SP-1)	Estado post-sismo en el cual ha ocurrido un daño muy limitado. Los sistemas básicos de resistencia a carga vertical y lateral mantienen casi todas sus capacidades pre-sismo, la estructura es segura para su egreso, ingreso y ocupación.

Control de daño; (SP-2)	Es el estado de daño entre el nivel de ocupación inmediata - y nivel de seguridad de vida. Aplicable a situaciones en que se desea limitar el daño estructural más allá del nivel de seguridad de vida. Ejemplos edificios históricos, arquitecturas importantes, contenidos valiosos.
Seguridad de vida; (SP-3)	Estado post-sismo en el cual pudo haber ocurrido un daño significativo con margen remanente contra el colapso parcial de la estructura. Pueden ocurrir lesiones menores durante el evento sísmico, pero el riesgo a lesiones mortales es muy bajo. Las reparaciones estructurales serán extensas.
Seguridad de limitada; (SP-4)	Es el estado de daño entre el nivel de seguridad de vida y nivel de estabilidad estructural. Una rehabilitación podría no cumplir con los requerimientos estructurales para el nivel de seguridad de vida, pero es mejor que el nivel de estabilidad estructural.
Estabilidad estructural; (SP-5)	Estado post-sismo límite de daño. En el cual el sistema estructural está al borde de experimentar un colapso parcial o total. Ha ocurrido daño sustancial; degradación significativa potencial de la resistencia y rigidez. Sin embargo, los elementos estructurales resistentes a carga gravitacional siguen trabajando. Existe riesgo considerable a lesiones debidos a derrumbes de elementos.
No considerado; (SP-6)	Este no es un nivel de desempeño, pero proporciona un estado para situaciones en las que se lleva a cabo sólo una evaluación o adecuación sísmica a miembros no estructurales.

NIVEL DE DESEMPEÑO NO ESTRUCTURAL	
Operacional; (NP-A)	Estado post-sismo donde todos los elementos no estructurales están en su sitio y siguen funcionando. Aunque se espera una mínima alteración todos los equipos y maquinarias deben continuar trabajando. Sin embargo, puede se requiera la reparación de instalaciones exteriores.
Ocupación inmediata; (NP-B)	Estado post-sismo en el que elementos no estructurales permanecen generalmente en su sitio. Se espera que los equipos y maquinarias no trabajen luego del evento sísmico. Los suministros externos pueden no estar en su sitio, pero la seguridad no debe verse afectada.
Seguridad de vida; (NP-C)	Estado post-sismo que podría incluir un daño considerable a elementos no estructurales; pero no debe ocurrir colapso de elementos pesados que puede causar lesiones graves. Las maquinarias y equipos no funcionaran sin reemplazo. Si bien pueden ocurrir lesiones durante el sismo, el riesgo que sean potencialmente mortales es muy bajo.
Amenaza Reducida; (NP-D)	Estado de daño post-sismo en el que se espera un daño extenso en los elementos no estructurales. Pero sin colapso de elementos grandes pesados (paredes, parapetos y techos) causante de lesiones importantes a grupos de personas. Pueden ocurrir lesiones graves aisladas, pero no lesiones a grupos de personas

No considerado; (NP-E)	No se evalúan elementos no estructurales, distintos a aquellos que tengan un efecto en la respuesta no estructural. No es un nivel de desempeño, pero proporciona una designación al caso en que los elementos no estructurales no son considerados a menos afecten directamente a la respuesta estructural, como paredes de mampostería rellenas, o alguna otra tabiquería pesada.
---------------------------	---

Nota. Adaptado de *Performance goals*, por ATC-40, 1996, Seismic Evaluation and retrofit of concrete buildings.

Todos los niveles de desempeño se miden en función del desplazamiento total de la estructural y su distorsión de entrepiso.

Como se mencionó la combinación de un nivel de desempeño estructural y no estructural forma el nivel de desempeño de la edificación, en orden para describir el estado de daño limite deseado, en la tabla N°3 se muestran las posibles combinaciones de nivel de desempeño.

Tabla N°3. Niveles de desempeño de la edificación

NIVELES DE DESEMPEÑO DE LA EDIFICACIÓN						
NIVELES DE DESEMPEÑO NO ESTRUCTURAL	NIVELES DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL					
	SP-1 Ocupación Inmediata	SP-2 Control de Daños (Rango)	SP-3 Seguridad de Vida	SP-4 Seguridad Limitada (Rango)	SP-5 Estabilidad Estructural	SP-6 No Considerado
NP-A Operacional →	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Ocupación Inmediata →	1-B Ocupación Inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Seguridad de Vida →	1-C	2-C	3-C Seguridad de Vida	4-C	5-C	6-C
NP-D Amenaza Reducida →	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E No Considerado →	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	NR
Leyenda:						
	Nivel de Desempeño de la Edificación comúnmente utilizado (SP-NP)					
	Otras posibles combinaciones de SP-NP					
NR	Combinación No Recomendada de SP-NP					

Nota. Adaptado de *Performance goals*, por ATC-40, 1996, Seismic Evaluation and retrofit of concrete buildings.

Las cuatro combinaciones más comunes se muestran resaltadas en la tabla N°3 y son.

- 1-A Operacional

- 1-B Inmediata Ocupación
- 3-C Seguridad de Vida
- 5-E Estabilidad Estructural

A.3) Propuesta del ASCE 41-17

Establece una tabla de aplicación del objetivo de desempeño en función del nivel de desempeño y el nivel de amenaza sísmica ver figura N° 63 y 64.

Figura N°65. Objetivos de desempeño según ASCE 41-17

Table C2-2. Performance Objectives				
Target Building Performance Levels				
Seismic Hazard Level	Operational Performance Level (1-A)	Immediate Occupancy Performance Level (1-B)	Life Safety Performance Level (3-C)	Collapse Prevention Performance Level (5-D)
50%/50 years	a	b	c	d
BSE-1E (20%/50 years)	e	f	g	h
BSE-2E (5%/50 years)	i	j	k	l
BSE-2N (ASCE 7 MCE_R)	m	n	o	p
NOTES: Each cell in the above matrix represents a discrete Performance Objective. The Performance Objectives in the matrix above can be used to represent the three specific Performance Objectives for a standard building that would be considered Risk Category I & II defined in Sections 2.2.1, 2.2.2, and 2.2.3, as follows:				
Basic Performance Objective for Existing Buildings (BPOE)			g and l	
Enhanced Objectives			g and i, j, m, n, o, or p l and e or f g and l and a, or b k, m, n, or o alone	
Limited Objectives			g alone l alone c, d, e, or f	

Nota. Adaptado de *Performance objectives*, por ASCE 41-17, 2017, Seismic Evaluation and retrofit of existing buildings.

Figura N°66. Objetivos de desempeño según ASCE 41-17

		Operacional	Ocupación inmediata	Resguardo de vida	Cerca al colapso
Niveles de peligro sísmico	Tr = 72 años	a	b	c	d
	Tr = 225 años	e	f	g	h
	Tr = 475 años	i	j	k	l
	Tr = 2475 años	m	n	o	p

Nota. Adaptado de *Performance objectives*, por ASCE 41-17, 2017, Seismic Evaluation and retrofit of existing buildings.

Este comité definió cuatro niveles de desempeño

- **Operacional:** Corresponde a un nivel donde se presentan daños muy leves en los elementos estructurales, por lo que la edificación se encuentra prácticamente en sus condiciones originales (ASCE 41-17, 2017).
- **Ocupación inmediata:** Corresponde a un nivel donde se presentan daños leves en los elementos estructurales, que son reparables, por lo que se mantiene la funcionalidad de la edificación posterior al sismo, sin riesgo para sus ocupantes (ASCE 41-17, 2017).
- **Seguridad:** Corresponde a un nivel donde se presenta daños moderados en los elementos estructurales, por lo que se compromete el funcionamiento de la edificación posterior al sismo, requiriendo de una evaluación y adecuación estructural para uso después del sismo (ASCE 41-17, 2017).
- **Prevención al colapso:** Corresponde a un nivel donde se presentan daños severos en los elementos estructurales, por lo que la edificación está en riesgo de colapso (ASCE 41-17, 2017).

B) Nivel de amenaza sísmica

La amenaza sísmica debido al movimiento del terreno debe contemplar la ubicación del edificio con respecto a las fallas y características geológicas regional ales que existan en el sitio. La ubicación de los edificios afecta el desempeño de la estructura.

Para permitir aplicaciones prácticas del diseño basado en el desempeño, es necesario seleccionar una serie de eventos sísmicos discretos que puedan ocurrir y que representan en rango de severidad sísmica para un desempeño particular de la estructura deseada (INESA TECH, 2020). Estos eventos sísmicos discretos son conocidos como los sismos de diseño y su magnitud varia de un sitio a otro dependiendo de la sismicidad de la región, tipo de estructura, tipo de daño permitido por (importancia), etc.

B.1) Propuesta del comité VISION 2000

Los movimientos sísmicos de diseño son expresados en términos de un intervalo de recurrencia medio o también llamado probabilidad de excedencia. Por ejemplo, un intervalo de recurrencia de 475 años, es una expresión del periodo promedio de tiempo en años que transcurre entre la ocurrencia de un sismo que produce daño de una severidad superior o igual a la determinada. La probabilidad de excedencia de 10% en 50 años, es una representación estadística de la posibilidad de que el efecto de un sismo exceda una cierta severidad durante un tiempo determinado en años. El periodo de retorno T_R puede relacionarse con su probabilidad de excedencia p_e para un numero especifico de años mediante la siguiente ecuación:

$$T_R = \frac{t}{\ln(1-p_e)} \qquad T_R = \frac{1}{1-(1-p_e)^{\frac{1}{t}}}$$

En la tabla N°4 se muestra los intervalos de recurrencia y probabilidades de excedencia para los cuatro movimientos sísmicos de diseño, propuesto por el comité VISION 2000.

Tabla N°4. Sismos de diseño comisión VISION 2000

MOVIMIENTO SÍSMICO DE DISEÑO	INTERVALO DE RECURRENCIA	PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA
Frecuente	43 años	50% en 30 años
Ocasional	72 años	50% en 50 años
Raro	475 años	10% en 50 años
Muy raro	950 años	10% en 100 años

Nota. Adaptado de *Design earthquake*, por Commission Vision, 2000

A.2) Propuesta del ATC-40

Por otro lado, el ATC-40 utiliza tres niveles de movimientos sísmicos para el diseño de estructuras, las cuales se observa en la tabla N°5.

Tabla N°5. Sismos propuestos ATC-40

SISMO DE SERVICIO (SE) - Service earthquake	SISMO DE DISEÑO (DE) - design earthquake	SISMO MAXIMO (ME) - maximum earthquak
Nivel de movimiento de terreno con 50% de probabilidad de excedencia en un periodo de 50 años. Periodo de retorno $Tr=75$ años Se considera un sismo frecuente, ya que puede ocurrir más de una vez durante la vida útil de la estructura.	Nivel de movimiento de terreno con 10% de probabilidad de excedencia en un periodo de 50 años. Periodo de retorno $Tr=475$ años Se considera un sismo poco frecuente, de intensidad entre moderada y severa, y se considera que puede ocurrir al menos una vez durante la vida útil de la estructura.	Nivel de movimiento de terreno con 2% - 5% de probabilidad de excedencia en un periodo de 50 años. Periodo de retorno $Tr=975-2475$ años Corresponde al máximo movimiento del terreno que puede ser esperado en el sitio donde se encuentra localizada la estructura. Es utilizado para diseño de estructuras esenciales.

2.2.3.2 Definición

A la estructura en estudio, se le debe aplicar un análisis para la determinación de la distribución de fuerzas y desplazamientos debido a la excitación del terreno, correspondiente con los objetivos de desempeño seleccionados. Debe incluir la demanda sísmica y la capacidad para resistir dicha demanda mediante todos los elementos que lo conforman, entre ellos; elementos para la estabilidad lateral, elementos para la integridad de carga vertical de la estructura y cualquier otro elemento para cumplir con el objetivo de desempeño de la estructura (Hernández, 2020).

Existen a la actualidad análisis lineal y no lineal; que se sub dividen como sigue.

Análisis lineal

- Análisis lineal estático
- Análisis lineal dinámico

Análisis No lineal

- Análisis no lineal estático (Pushover)
- Análisis no lineal dinámico (Tiempo – Historia)

2.2.3.3 Análisis No Lineal Estático - Pushover

El análisis no lineal estático – Pushover se usa para hallar la curva de capacidad de la estructura y la demanda o punto de desempeño de la estructura.

2.2.3.3.1 *Cálculo de la Curva de Capacidad*

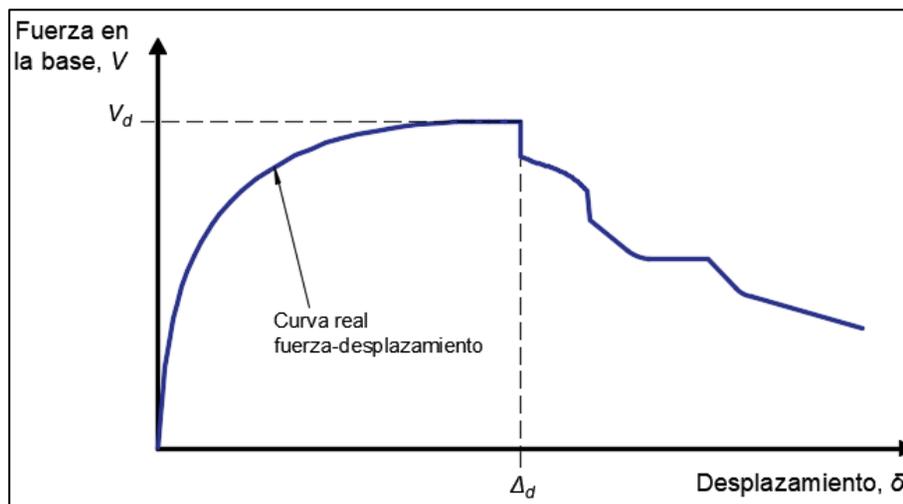
La capacidad de una estructura depende de la resistencia y deformación de sus elementos estructurales que lo componen, para determinar la capacidad de una estructura más allá del límite elástico, es necesario utilizar un análisis no lineal, el más usado por los códigos es el método de análisis no lineal estático – Pushover.

El método Pushover utiliza una serie de análisis elásticos secuenciales, que se superponen para generar una gráfica conocida como la curva de capacidad, ver figura N°66 y 67. Esta curva de capacidad relaciona las fuerzas en la base o cortante basal (V_b) y los desplazamientos en el nivel superior de la estructura.

La curva de capacidad se construye para representar principalmente la respuesta del primer modo de vibración de la estructura, con la hipótesis que el primer modo de la estructura es predominante. Esto generalmente valido para estructuras con periodos menores a un segundo, para

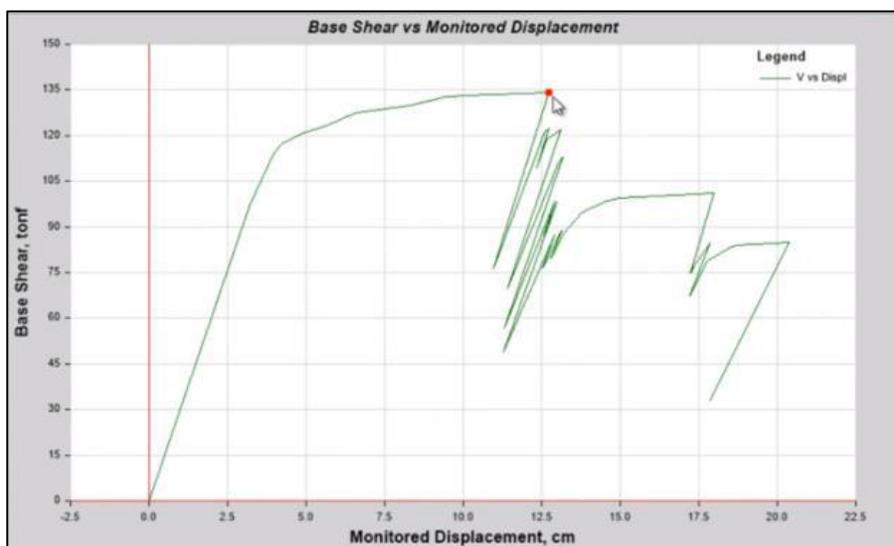
estructuras más flexibles, mayor periodo de vibración, el análisis debe considerar la influencia de los modos superiores, donde el patrón de carga lateral se puede estimar mediante el método CQC.

Figura N°67. Curva de capacidad de una estructura idealizado



Nota. Adaptado de *Análisis no lineal y diseño por desempeño*, por ZIGURAT, 2020, Master internacional de Estructuras.

Figura N°68. Curva de capacidad de una estructura real



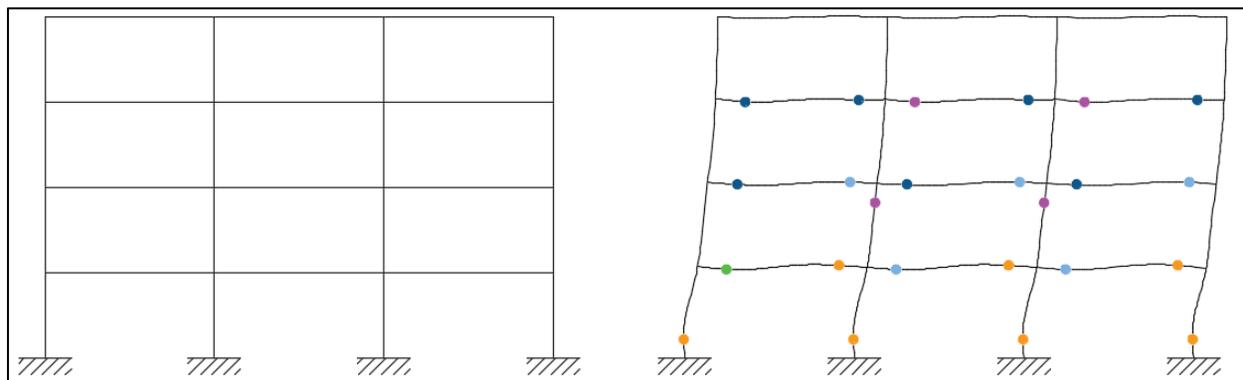
Nota. Adaptado de *Análisis no lineal y diseño por desempeño*, por ZIGURAT, 2020, Master internacional de Estructuras.

Al realizar un análisis no lineal – Pushover, se establece la aplicación de un patrón de carga lateral mono tónicamente creciente, hasta que la estructura alcanza un desplazamiento máximo en el techo o nivel superior de la estructura.

Al realizar un análisis no lineal es indispensable incorporar los efectos de la respuesta inelástica de los materiales, sus propiedades mecánicas entre ella su sección y cuantía. Debido a considerar las propiedades reales las fuerzas calculadas debido al sismo con este método serán aproximaciones muy precisas (Hernández, 2020).

Ya ingresado los efectos de respuesta inelástica de los materiales, se procede asignar rotulas plásticas a cada elemento estructural en función a su tipo de falla, ver figura N°68. Las rotulas plásticas indican cual es la capacidad cedente y ultima de los elementos estructurales en términos del diagrama de momento-rotación de los elementos estructurales.

Figura N°69. Formación de rotulas plásticas-método Pushover



Nota. Adaptado de *Análisis no lineal estático*, por INESA TECH, 2022, Especialización en análisis no lineal y diseño por desempeño sísmico de estructuras.

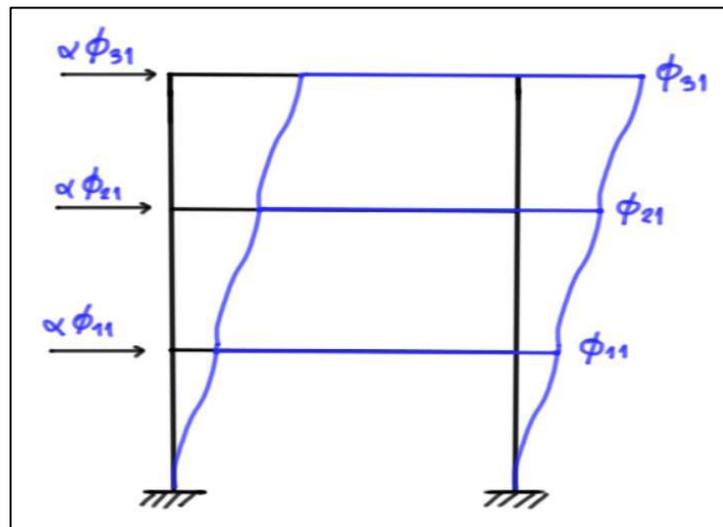
Luego se incrementa las cargas laterales y se observa cómo se van formando las rotulas en cada uno de los elementos estructurales, evidenciando en la curva de capacidad si se trata de un mecanismo de falla dúctil o frágil.

Una vez formado las rotulas plásticas en los elementos estructurales la estructura se puede seguir deformando en el rango inelástico siempre y cuando los elementos tengan suficiente ductilidad, y mientras que los mecanismos frágiles en los elementos no comprometan la estabilidad de la estructura

Patrones de carga Lateral

- Caso 1: Distribución vertical de fuerzas proporcional a la forma del modo fundamental de vibración de la estructura en la dirección considerada.

Figura N°70. Patrón de carga lateral – caso 1

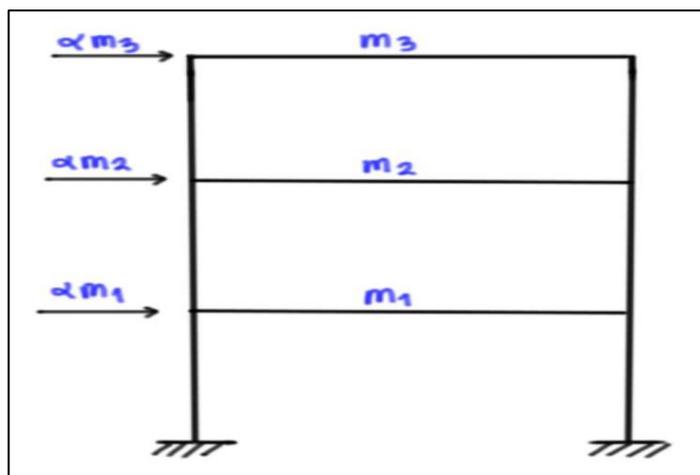


Nota. Adaptado de *Análisis no lineal y diseño por desempeño*, por ZIGURAT, 2020,

Master internacional de Estructuras.

- Caso 2: Distribución vertical de fuerzas laterales en cada nivel de piso, la cual debe ser proporcional a la masa total de cada nivel.

Figura N°71. Patrón de carga lateral – caso 2

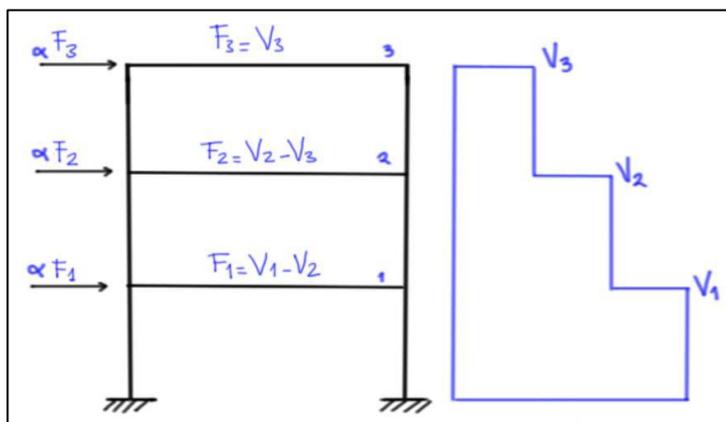


Nota. Adaptado de *Análisis no lineal y diseño por desempeño*, por ZIGURAT, 2020,

Master internacional de Estructuras.

- Caso 3: Distribución vertical de fuerzas que tiene que ser proporcional a la distribución de fuerzas de piso, las cuales provienen de las combinaciones modales del análisis lineal dinámico modal espectral, incluyendo modos que sumen al menos el 90% de la masa participativa y utilizando un espectro adecuado. Solo debe ser usado cuando el periodo de vibración fundamental de la estructura sea mayor que 1.0 segundo.

Figura N°72. Patrón de carga lateral – caso 3



Nota. Adaptado de *Análisis no lineal y diseño por desempeño*, por ZIGURAT, 2020,

Master internacional de Estructuras.

- Caso 4: Distribución vertical de las cargas debe ser proporcional a los valores C_{vx} . Este caso solo es válido cuando la masa participativa en el modo fundamental es mayor al 75% de la masa participativa total.

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

Donde:

C_{vx} = factor de distribución vertical de carga.

$K = 2$, para $T \geq 2.5$ segundos; $K = 1$, para $T \leq 0.5$ segundos. Para valores intermedios interpolar linealmente.

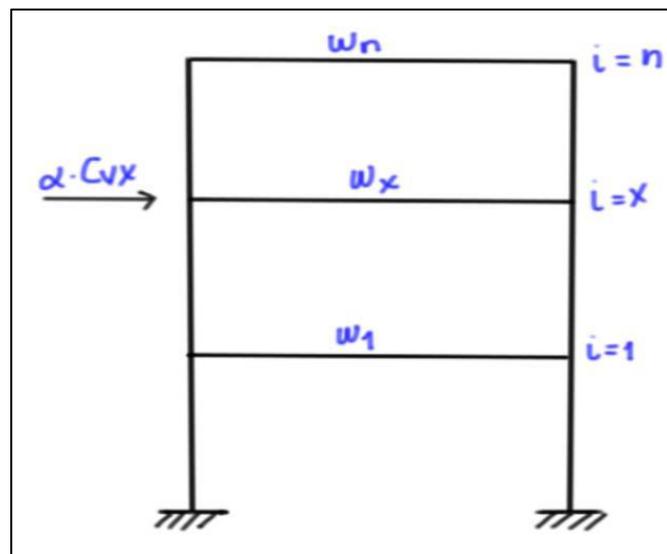
w_x = porción del peso total de la estructura en el nivel “x”.

h_x = altura (en pies) desde la base hasta el nivel “x”

w_i = porción del peso total de la estructura en el nivel “i”

h_i = altura (en pies) desde la base hasta el nivel “i”

Figura N°73. Patrón de carga lateral – caso 4



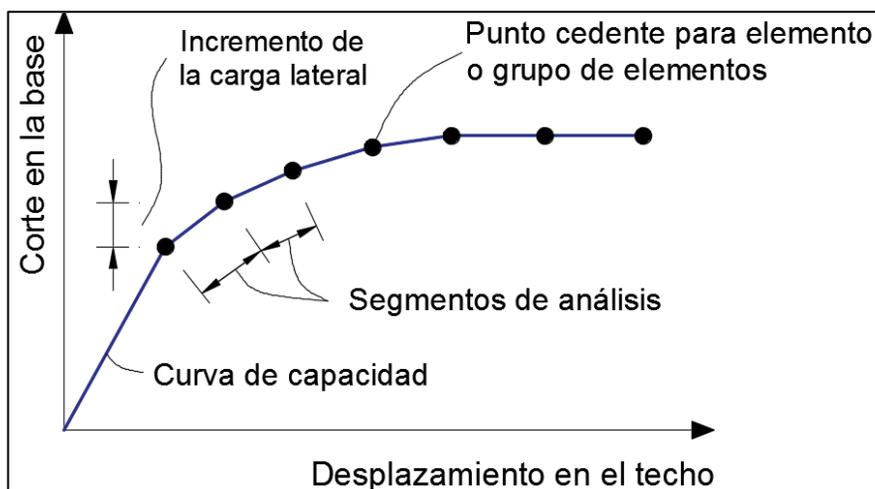
Nota. Adaptado de *Análisis no lineal y diseño por desempeño*, por ZIGURAT, 2020,

Master internacional de Estructuras.

Procedimiento general. En resumen, para hallar la curva de capacidad por el método Pushover quedaría de la siguiente forma:

1. Se define un primer caso no lineal asociado a la carga gravitacional incluyendo las acciones permanentes y variables.
2. Se define un segundo caso no lineal asociado al patrón de carga lateral, de tal manera de que algunos elementos (o grupo de ellos) estén bajo esfuerzos alrededor del 10% de su resistencia. Este segundo caso inicia al final del caso gravitacional.
3. Se define un punto de control ubicado por lo general en el tope (ultimo techo) de la edificación, en donde se va monitorear el desplazamiento en función al incremento de la fuerza cortante.
4. Se aplican las rotulas plásticas en los elementos estructurales, siguiendo los lineamientos del ASCE 41-17.
5. Finalmente se obtiene el patrón de rotulas plásticas y la curva de capacidad (desplazamiento en el techo VS corte en la base), ver figura N°73.

Figura N°74. Curva de capacidad – método Pushover



Nota. Adaptado de *Análisis no lineal y diseño por desempeño*, por ZIGURAT, 2020, Master internacional de Estructuras.

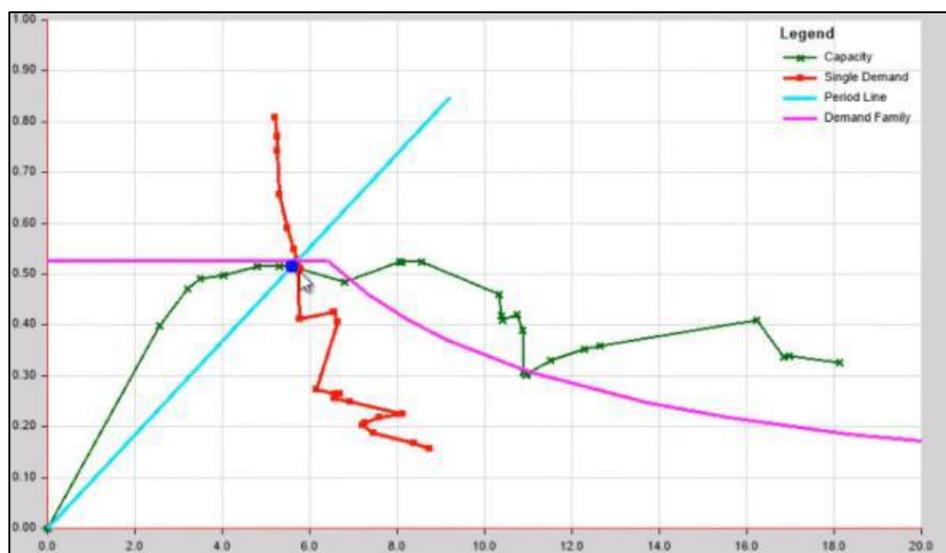
2.2.3.3.2 Cálculo de la Demanda

El cálculo de la demanda está enfocado en determinar el punto de desempeño de la estructura, o como también se le conoce “la demanda de desplazamiento de una estructura cuando se ve sometida a un movimiento sísmico”. El objetivo es calcular el desplazamiento máximo que experimenta la estructura bajo el nivel de amenaza sísmica elegido.

A la actualidad son dos (02) los métodos más usados para determinar el punto de desempeño y son:

- Método del espectro de capacidad – capacity spectrum method.
- Método de los coeficientes de desplazamiento – displacement coefficient method

Figura N°75. Cálculo del punto de desempeño en ETABS



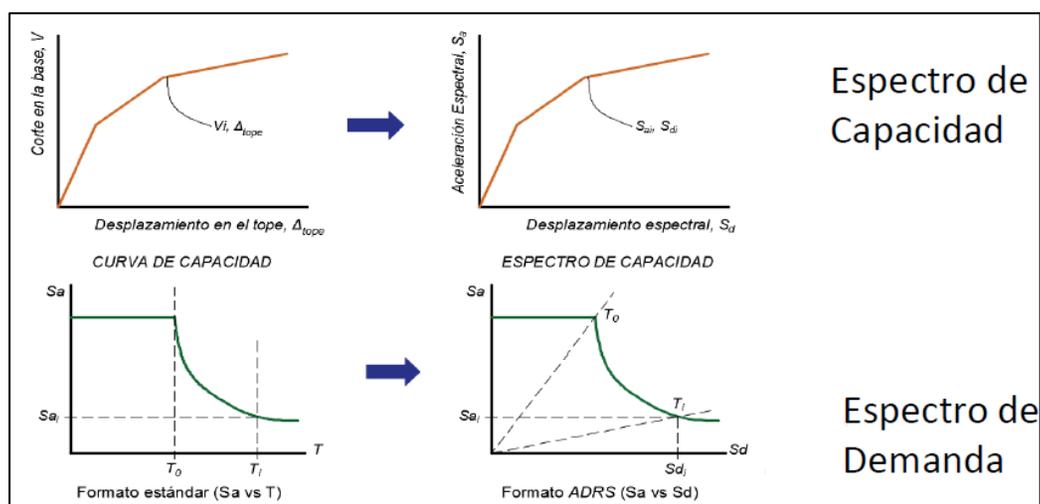
Nota. Adaptado de *Análisis no lineal y diseño por desempeño*, por ZIGURAT, 2020, Master internacional de Estructuras.

Método del espectro de capacidad

Este método está definido en el documento del ATC-40, y luego fue mejorado por el FEMA 440. Es un procedimiento para determinar el punto de desempeño de una estructura, cuando se ve sometida a una acción sísmica.

Este método exige un proceso iterativo, en el cual inicialmente se compara el espectro de capacidad con el espectro de demanda sísmica, descrito a través del espectro de respuesta elástico usando el 5% de amortiguamiento, que serán ajustados sucesivamente por los factores de reducción, que toman en cuenta de manera compatible la disipación histerética de energía o amortiguamiento efectivo asociado al punto de desplazamiento obtenido en cada fase.

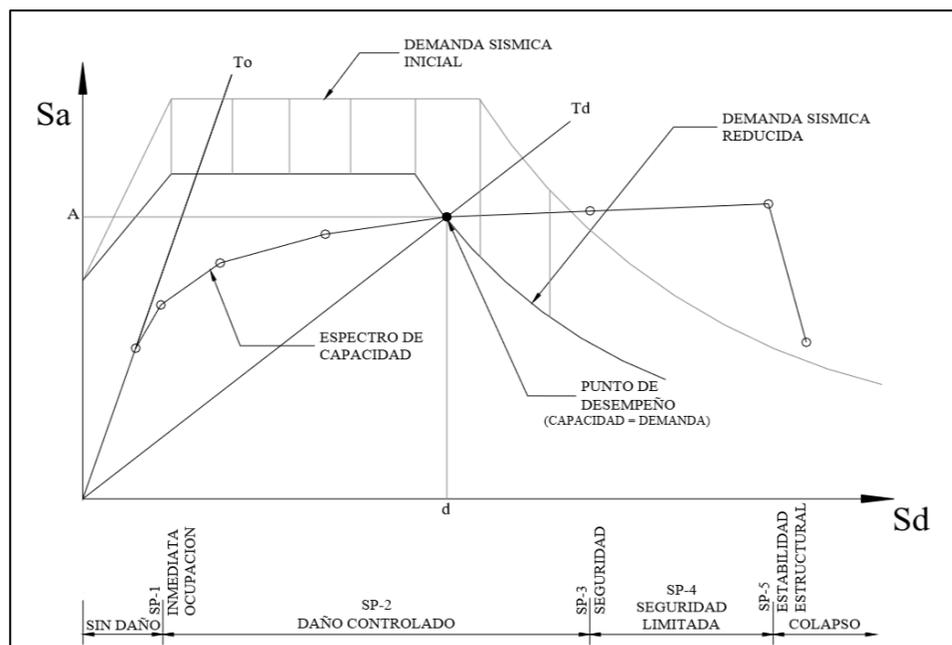
Figura N°76. Espectro de capacidad



Nota. Adaptado de *Análisis no lineal y diseño por desempeño*, por ZIGURAT, 2020, Master internacional de Estructuras.

Es necesario establecer una gráfica en formato ADRS “acceleration – displacement response spectrum”, donde se puede convertir la demanda y la capacidad en términos de aceleraciones y desplazamientos espectrales (S_a VS S_d).

Figura N°77. Método espectro de capacidad - 2



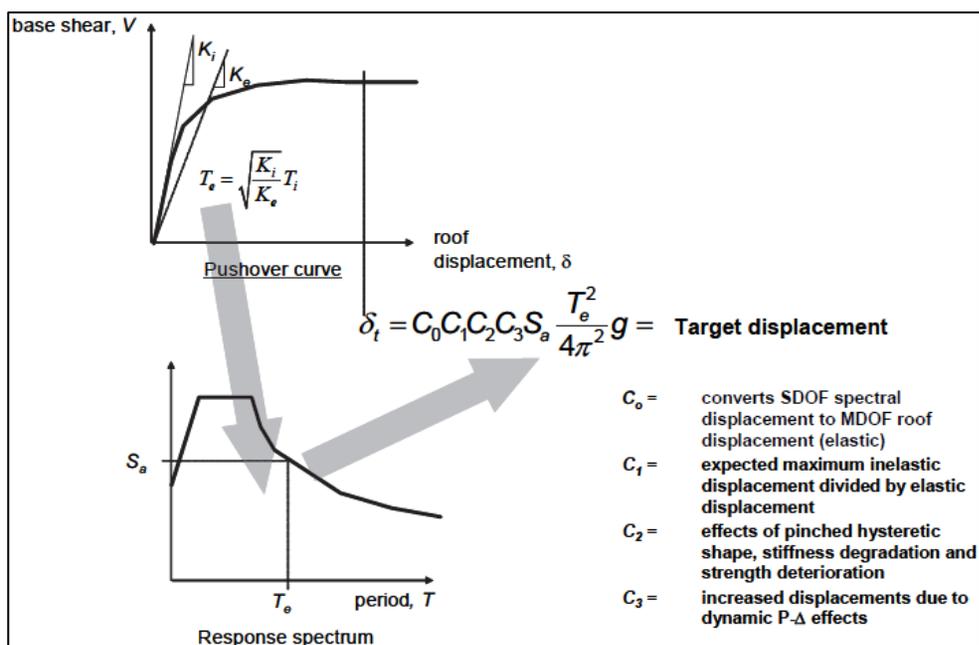
Nota. Adaptado de *Análisis no lineal y diseño por desempeño*, por ZIGURAT, 2020,

Master internacional de Estructuras

Método de los coeficientes de desplazamiento

Fue definido originalmente por el FEMA 356, mejorado por el FEMA 440 y adoptado finalmente por el ASCE 41-13, estima el punto de desempeño mediante un proceso numérico directo, que incluye el cálculo de una serie de coeficientes que modifican el desplazamiento espectral correspondiente al periodo fundamental efectivo, de acuerdo al desplazamiento máximo probable en el tope, efectos de degradación de rigidez, pérdida de resistencia y estrangulamiento de ciclos histerética, e incremento del desplazamiento debido a efectos de segundo orden.

Figura N°78. Método de los coeficientes de desplazamiento



Nota. Adaptado de *Improvement of nonlinear static Seismic analysis procedures*, por

FEMA, 2005, Federal emergency management agency

2.2.3.3.3 Verificación del desempeño

Para determinar si una estructura alcanza un objetivo esperado de desempeño, debe compararse la respuesta obtenida a partir del análisis no lineal y la determinación de la demanda, y estos compararlos contra los límites establecidos para el nivel de desempeño seleccionado. En la figura N°78 y 79 se muestran las derivas máximas de piso permisibles para cada uno de los niveles de desempeño del ATC-40 y VISION 2000 respectivamente.

Adicionalmente cada componente debe revisarse para determinar si satisface los requerimientos de aceptabilidad en sus fuerzas y desplazamientos bajo el punto de desempeño obtenido.

Figura N°79. Límites de derivas propuestos por ATC-40

<i>Interstory Drift Limit</i>	<i>Performance Level</i>			
	<i>Immediate Occupancy</i>	<i>Damage Control</i>	<i>Life Safety</i>	<i>Structural Stability</i>
Maximum total drift	0.01	0.01 - 0.02	0.02	$0.33 \frac{V_i}{P_i}$
Maximum inelastic drift	0.005	0.005 - 0.015	no limit	no limit

Nota. Adaptado de *Deformations limits*, por ATC-40, 1996, Seismic Evaluation and retrofit of concrete buildings

Figura N°80. Límites de derivas propuestos por VISION 2000

Performance level	Performance description	Story drift
Fully operational	Continuous service, negligible damage	<0.2 %
Operational	Safe for occupancy, light damage, repairs for Non-essential operation	<0.5 %
Life safety	Moderate damage, life safety protection, repair may be possible but impractical	<1.5 %
Near collapse	Severe damage, collapse prevented, falling Non-structural elements	<2.5 %
Collapse		>2.5 %

Nota. Adaptado de *Deformations limits for performance level*, por VISION 2000, 2000, SEAOC

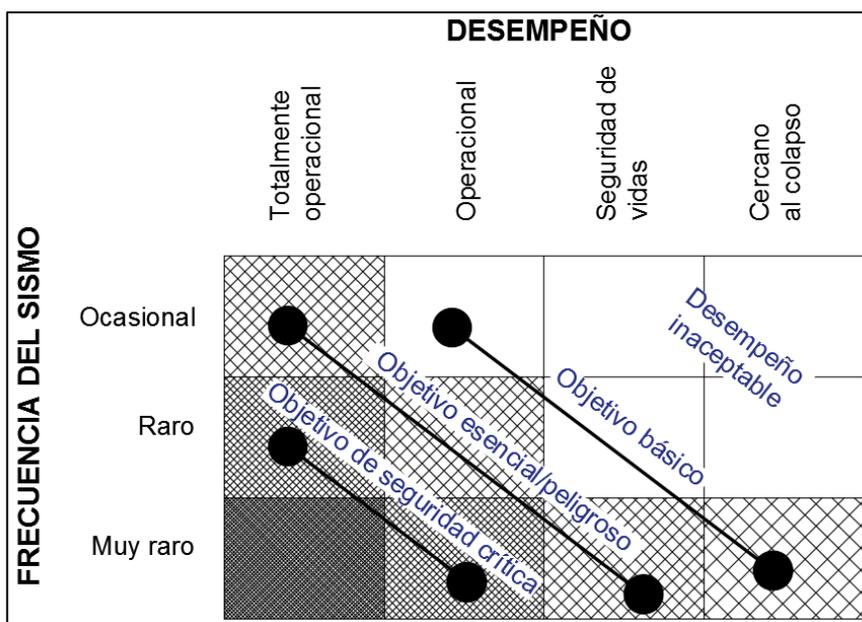
La máxima deriva del tope, maximum total Drift, se define como la deriva de piso en el valor de desplazamiento correspondiente al punto de desempeño. Mientras que la deriva inelástica, maximum inelastic Drift, como la porción de la máxima deriva del tope más allá del punto de cedencia efectivo.

A modo de ejemplo, si se establece un objetivo “esencial/peligroso”, ver figura N°80, por exigencias del cliente, se debe garantizar que para el sismo de servicio la estructura no debe presentar daños, quedando totalmente operacional; y para el sismo de diseño tiene que permanecer

en una condición de servicio (operacional); y para el sismo máximo la edificación presenta daños significativos, pero sin riesgo de colapso. De acuerdo a lo mencionado en condición de derivas se tiene que tener:

- Para el sismo de servicio, la deriva máxima de debe limitar a $5/1000$ (0.5%), lo cual equivale a 0.005.
- Para el sismo de diseño, la deriva máxima de debe limitar a $10/1000$ (1%), lo cual equivale a 0.010.
- Para el sismo máximo, la deriva máxima de debe limitar a $15/1000$ (1.5%), lo cual equivale a 0.015.

Figura N°81. Objetivos de desempeño por VISION 2000



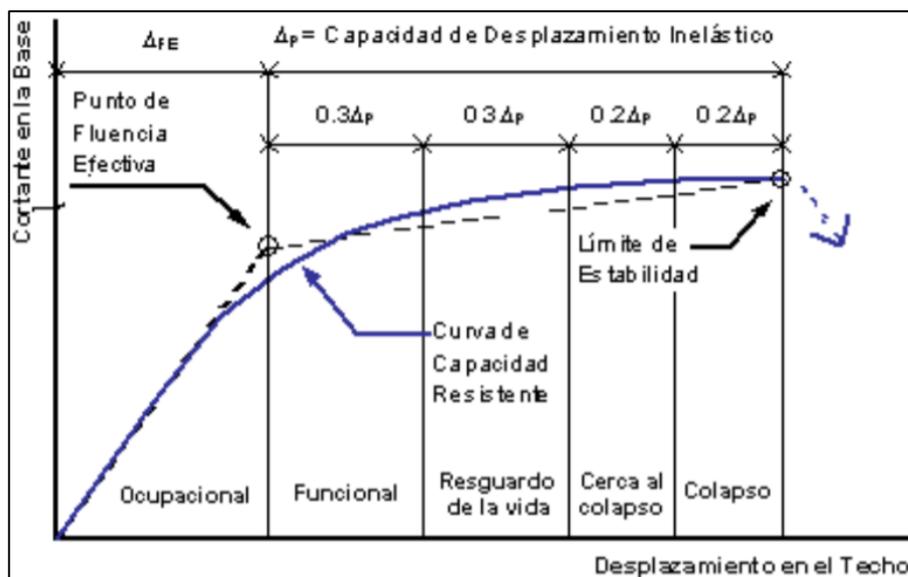
Nota. Adaptado de *Deformations limits for performance level*, por VISION 2000, 2000,

SEAOC

Según la metodología del SEAOC, comisión VISION 2000, la curva de capacidad se puede dividir en sectores que se asocian a un daño de la estructura, a fin de establecer la revisión de desempeño de la misma.

- La zona elástica (Δ_e) corresponde a un estado operacional de la estructura y se determina con el punto de fluencia efectivo mediante una idealización bilineal de la curva de capacidad, ver figura N°81.
- La zona inelástica (Δ_p) se divide en 4 partes, correspondientes a porcentajes de 30, 30, 20 y 20% a los que se asocia los cuatro últimos niveles de desempeño, ver figura N°81.

Figura N°82. Curva de capacidad por SEAOC - VISION 2000



Nota. Adaptado de *Deformations limits for performance level*, por VISION 2000, 2000,

SEAOC

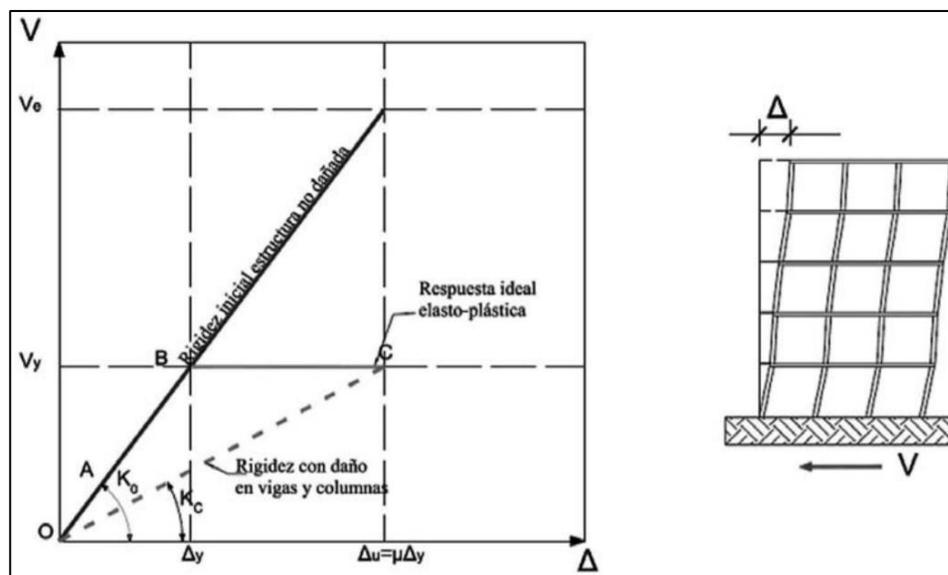
Por otra parte, se puede establecer una verificación del desempeño calculando los índices de daño asociados a los estados límites según la siguiente expresión:

$$D_p^{obj} = \frac{D_p}{D_c} = \frac{D_p u}{u - 1} = \frac{\left(1 - \frac{K_p}{K_0}\right) u}{u - 1}; 0 \leq D_p^{obj} \leq 1$$

Donde K_p es la rigidez secante que corresponde a un punto "P" previo al colapso, " K_0 " es la rigidez inicial de la estructura y " u " es la máxima ductilidad de desplazamiento (ZIGURAT, 2020).

Por ejemplo, “P” podría ser el punto de capacidad por demanda, resultante de la intersección entre la curva de demanda elástica y la curva de capacidad estructural mediante el análisis estático no lineal (Pushover) (ZIGURAT, 2020), ver figura N°82.

Figura N°83. Verificación de desempeño por estados límites



Nota. Adaptado de *Análisis no lineal y diseño por desempeño*, por ZIGURAT, 2020, Master internacional de Estructuras.

Como aplicación general a nivel mundial, se puede hacer uso de la tabla N°6, el cual contiene el rango de derivas máximas permitidas, referidas al tope de la edificación, para diferentes estados límite conforme al daño esperado.

Tabla N°6. Derivas globales según el tipo de daño

Estado Límite	Parametro
Sin daño	$0\% \leq \delta < 0.5\%$
De servicio	$0.5\% \leq \delta < 1.5\%$
Daños irreparables	$1.5\% \leq \delta < 2.5\%$
Daños extensos	$2.5\% \leq \delta < 3.0\%$
Prevención de colapso	$3.0\% \leq \delta$; ID < 95%

Nota. Adaptado de *Análisis no lineal y diseño por desempeño*, por ZIGURAT, 2020, Master internacional de Estructuras.

- Estado límite sin daño: Corresponde a un desplazamiento lateral para el cual no se alcanzan daños en los elementos no estructurales.
- Estado límite de servicio: Se caracteriza por la aparición de daño en elementos no estructurales, que no requieren reparación inmediata para que el edificio continúe en funcionamiento.
- Estado límite de daños irreparables: Es un estado límite para el que se han producido daños concentrados en algunos elementos estructurales y de forma extensiva en los elementos no estructurales de algunos niveles; tiene especial importancia para el proyectista, ya que permite establecer un criterio a partir del cual el edificio no es reparable desde el punto de vista económico y tecnológico.
- Estado límite de daños extensos: Para este estado límite el daño se ha distribuido en diversos elementos estructurales, y los elementos no estructurales presentan daños severos, aunque la estructura es capaz de seguir soportando su peso propio.
- Estado límite de prevención de colapso: Es un estado previo al colapso de la estructura, para el cual el daño en los elementos estructurales permite la formación de mecanismos inestables y la estructura es incapaz de soportar sus cargas de gravedad.

2.2.3.4 Análisis No Lineal Dinámico – Tiempo Historia

El criterio estructural más apropiada para estudiar el comportamiento no lineal de una estructura sometida a un sismo es el análisis no lineal dinámico o conocido en el ASCE 41-17 como *NDP (No Linear Dynamic Procedure)*. Con esta metodología es posible conocer la respuesta de la estructura para cada instante de tiempo del registro y generalmente los pasos del registro son de 0.01-0.02 segundos; llamamos respuesta de la estructura a las deformaciones, criterios de

aceptación, fuerzas. La configuración no lineal de los materiales y elementos es la misma a la de un análisis No Linear Estático (Ramirez Machado, 2020).

En un análisis no lineal dinámico no se requiere de la combinación modal, que nos tendría acostumbrados el análisis linear, de igual manera todas las irregularidades estructurales no se toman en cuenta pues al hacerse un análisis no lineal dinámico estas irregularidades se concentran en los elementos que las tienen y no castigan a toda la estructura. De igual forma para la verificación por fuerza en los elementos estructurales ya no se debe considerar los coeficientes de seguridad. Sin embargo, el análisis no lineal consume un gasto computacional enorme esto incluye gran capacidad de almacenamiento para los resultados.

Registros sísmicos

Este tipo de análisis requiere el empleo de un registro sísmico, y debido a falta de registros sísmicos locales o de sitio, se puede realizar la creación de registros sísmicos que deben ser espectro-compatibles con un espectro elástico de sitio de referencia. Todo esto, con el fin de que los acelerogramas sintéticos sean una aproximación al fenómeno. El código ASCE 41-17 en su apartado 7.4.4 nos da como requisito usar mínimo 7 registros sísmicos para su confiabilidad.

2.3 BASES CONCEPTUALES

Cortante basal: Reacción de los elementos de la estructura y que permite determinar la fuerza lateral total producida por el sismo. Se distribuye a lo largo de su altura y en edificio se concentra en los diafragmas de cada nivel.

Cuantía de acero: La cantidad de hacer en porcentaje que tiene un elemento estructural, dicho porcentaje se calcula como el área de acero en la sección transversal entre el área transversal bruta del elemento estructural.

Desplazamiento lateral: Es una medida del cambio de posición de una estructura respecto a su posición no deformada, en el caso de edificaciones es la distancia en todos sus ejes que se mueve el diafragma de entrepiso debido a fuerzas externa con respecto a su posición inicial estática.

Deriva de entrepiso: es el desplazamiento lateral de un entrepiso menos su adyacente dividido, a esto se le conoce como desplazamiento relativo de entrepiso, entre la altura del entrepiso.

Ductilidad: Deformación de un elemento estructural o estructura completa que están sometidas a cargas, y que se deforma más allá del rango lineal o su punto de fluencia sin perder su capacidad de resistencia.

Elástico o Lineal: Capacidad de un cuerpo de poder recuperar su estado inicial después que la fuerza externa ya no sea aplicada al cuerpo.

Rigidez: Capacidad de un material, cuerpo, estructura en resistir deformaciones lineales ante fuerzas externas, manteniéndose en su estado original.

Sismo de Diseño: Definido como un evento sísmico que tiene cierta probabilidad de ocurrir en un tiempo determinado, el sismo de diseño es calculado a partir de un análisis de peligrosidad sísmica del sitio del proyecto o mediante un mapa de zonificación de peligrosidad sísmica.

CAPITULO III: METODOLOGÍA

3.1 ÁMBITO

En el desarrollo de la investigación realizada se buscó describir y analizar los problemas generales y específico planteados en el planteamiento del problema, siguiendo los procedimientos de observación, recolección de datos y evaluación de los módulos a estudiar. Por tal motivo el ámbito de aplicación del estudio corresponde a todos los diseños estructurales de las edificaciones que se realizan y realizaran a nivel nacional.

A continuación, explicamos cada uno de los medios que emplearemos en nuestra investigación con los cuales solucionaremos de manera óptima el problema, no simplemente con teorías, sino con un análisis minucioso que demuestren la solución al problema planteado.

3.2 POBLACIÓN Y SELECCIÓN DE LA MUESTRA

3.2.1 Determinación Del Universo/Población

El universo de mi investigación será el bloque “A” de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad Nacional Hermilio Valdizan.

3.3 MUESTRA

3.3.1 Selección De La Muestra

Para la elección de la muestra usamos el criterio de muestreo no probabilístico, conocida como muestra dirigida. La muestra será las secciones y su cuantía de acero de los diferentes elementos estructurales, para poder así cuantificar el daño producido en un sismo.

3.4 NIVEL, TIPO Y DISEÑO ESTUDIO

3.4.1 Tipo De Investigación

El tipo de investigación según Hernández, Fernández y Baptista (2014), queda definido como se muestra en la siguiente tabla el cual resulta de un extracto de la bibliografía mencionada y nuestro problema como se puede observar en la tabla N° 7:

Tabla N°7. Tipo de investigación

Según:	Tipo	Porque:
1. Su propósito	Investigación aplicada	<i>Se propondrá un sistema estructural con secciones y cuantías, concordantes con las características del problema.</i>
2. El nivel de alcance	Correlacional	<i>Se va evaluar si diseñar los elementos estructurales con normativa americana aumenta la ductilidad y por tanto mejora el comportamiento no lineal de la estructura.</i>
3. El tipo de datos	Cuantitativa	<i>Se va estudiar el fenómeno a través de los datos de las secciones y cuantías, se usará herramientas matemáticas para poder modelarlo.</i>
4. El grado de manipulación de variables	Cuasi experimental	<i>Debido a que no se controla todas las variables.</i>
5. El tipo de inferencia	hipotético – deductivo	<i>Se basa en la observación de los modelos matemáticos, modelaciones; cálculo de la curva de capacidad; observación de la curva de desempeño; y finalmente se verificará el diseño.</i>
6. El tiempo en que se realiza	Investigación transversal	<i>Se medirán las características de la unidad de análisis en un tiempo elegido.</i>

3.4.2 Nivel De Investigación

Es de nivel **correlacional** porque se va relacionar las variables independientes, ductilidad y derivas de entrepiso con la variable dependiente, sismo de diseño; además de verificar su incursión en el rango inelástico debido a fuerzas sísmicas.

3.5 DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

El diseño de mi investigación será **cuasi experimental** ya que relacionará las variables independientes a la variable dependiente y se diseñará en factor de estas. Los diseños cuasi experimentales también manipulan deliberadamente, al menos, una variable independiente, ductilidad, para observar su efecto sobre una o más variables dependientes, sólo que difieren de los experimentos “puros” en el grado de seguridad que pueda tenerse sobre la equivalencia inicial de los grupos (Hernández, Fernández y Baptista, 2014).

3.6 MÉTODOS, TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.

Se desarrollaron de las fuentes de información digitales; como son: tesis de pregrado, tesis de posgrado, especializaciones, masters, normatividad americana, normativa peruana, artículos entre otros; que serán aplicados en los diversos análisis, diseños, modelamientos dentro del desarrollo del presente Proyecto de Tesis, aplicando técnicas e instrumentos.

3.6.1 Fuentes/Métodos

Las principales técnicas que se utilizaran en esta investigación son lo siguiente:

3.6.1.1 Fuente/Método Primaria: Observación.

Como fuente primaria para recabar información se realizará mediante la técnica de observación y registro de los comportamientos de las edificaciones a distintos eventos sísmicos, además de apreciar los cambios que han tenido las normas internacionales a través del tiempo y el estudio forense de los daños estructurales producidos por el sismo.

3.6.1.2 Fuente/Método Secundaria: Revisión de Bibliografía.

La fuente secundaria para recabar información se obtendría a partir de la revisión de masters, especializaciones, normativas internacionales y nacionales, tesis de investigación referente a problemas similares realizados en el extranjero y el Perú.

3.6.2 Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos

Para la obtención de la información necesaria para hacer el mejoramiento en el diseño estructural del bloque “A” de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura, se hará el uso de los siguientes instrumentos de investigación:

- Análisis bibliográfico (para la recopilación de bibliografía, normatividad internacional y nacional, estudios existentes, enfoques de diseño, etc.).
- Revisión de los planos de la estructura proyectada de las especialidades de arquitectura y estructuras.
- Ensayos de laboratorio (ensayos geotécnicos, para determinar las propiedades del suelo; para tener un coeficiente de suelo preciso).
- Revisión del expediente técnico

3.7 PROCEDIMIENTO Y PRESENTACIÓN DE DATOS.

Los datos que se recolectan mediante las técnicas mencionadas con sus respectivos instrumentos, serán procesados utilizando herramientas informáticas y programas especializados, softwares, para tal fin como Excel, Word, ETABS, SAP 2000, etc.

Para el procesamiento primero se realizarán ciertos cálculos en hojas Excel; como elaboración del espectro de respuesta, espectro de diseño, análisis de irregularidades, diseño de algunos elementos estructurales, cálculo de ductilidad de los elementos estructurales, etc.; aplicando todos los conocimientos adquiridos en la recolección de datos, el estado del arte, para luego verificarlos con los distintos softwares.

Para el procesamiento se realizará estas actividades:

- Determinación de un espectro de diseño referencial, se llama referencial porque se toma un coeficiente de reducción de respuesta “R” establecida en las tablas de las distintas normas.
- Realizar un análisis lineal dinámico utilizando la normativa ASCE 7-16, considerando todos los criterios descritos establecidos en nuestro marco teórico; incluye verificación de irregularidades, límite de derivas, verificación de cortante modal, etc.
- Diseñar los elementos estructurales utilizando la normativa ACI 318-19
- Asignar los datos de las secciones y cuantías de los elementos estructurales en el programa Etabs o sap 2000.
- Realizar un análisis no lineal estático – Pushover, hallar su curva de capacidad y punto de desempeño. De esta manera determinar la ductilidad de la estructura.
- Finalmente modificar el espectro de respuesta supuesto por el real y realizar el mismo procedimiento hasta el ítem anterior, y luego verificar su desempeño estructural de la estructura en estudio.

Para la presentación de datos se realizará:

- Elaboración de espectro de diseño real, curva de capacidad, de desempeño, diagramas de interacción, etc. Se presentarán mediante gráficos y tablas independientemente de cada indicador relacionado a cada variable independiente con la ayuda de los softwares como Excel, Etabs y sap 2000
- Elaboración de diseños finales, en función de los datos procesados.
- Luego, se describirá el comportamiento estructural de la estructura en estudio, al aplicar la normativa ACI 318-19 y ASCE 7-16.

- Consecuentemente se realizará una comparación con el diseño contractual, hecho en el expediente, y el diseño propuesto en este trabajo. Se discutirán los resultados de ambos modelos.
- Finalmente, todo se acoplará todo lo antes mencionado en un Informe Final (Tesis de Licenciatura).

3.8 PLAN DE TABULACIÓN Y ANÁLISIS DE DATOS ESTADÍSTICOS.

El plan de tabulación, consiste en determinar qué resultados de las variables se presentarán en la tesis y que relaciones existen entre las variables, con la finalidad de dar respuesta al problema de investigación, objetivos y las hipótesis del estudio.

Pasos a seguir en la construcción del plan de tabulación:

- Detallar las variables identificadas, según la definición de variables y los instrumentos elaborados.
- Determinar las variables que ameritan ser analizadas en cuadros simples de una variable, según los objetivos y las hipótesis.
- Determinar las variables que deben cruzarse, según los objetivos y las hipótesis.

Tabla N°8. Plan de tabulación

<i>Variables</i>	<i>Dimensión</i>	<i>Indicadores</i>	<i>Ítems</i>	<i>Técnicas e instrumentos</i>
<i>Sismo de Diseño (V.I)</i>	<i>Factor de Zona</i>	<i>Ubicación geográfica</i>	<i>¿Cuál es la ubicación geográfica donde se emplazará la estructura en estudio?</i>	<i>Investigación bibliográfica</i>
		<i>Localización</i>		
	<i>Factor de Importancia</i>	<i>Función de la estructura</i>	<i>¿Cuál es el uso que se dará a la estructura en estudio?</i>	<i>Investigación bibliográfica</i>

	<i>Factor de Tipo de Suelo</i>	<i>Estudio geotécnico</i>	<i>¿Cuál son las propiedades mecánicas del suelo donde se emplazará la edificación?</i>	<i>Revisión del Expediente Técnico</i>
	<i>Factor de Amplificación Sísmica</i>	<i>Periodo de la Estructura</i>	<i>¿Cuál es el periodo de vibración de la estructura?</i>	<i>Análisis estructural</i>
	<i>Factor de Reducción de Respuesta</i>	<i>Ductilidad de la estructura</i>	<i>¿Cuál es el factor de reducción de respuesta de la estructura?</i>	<i>-Revisión de Normas -Análisis estructural No Lineal</i>
<i>Derivas de Entrepiso (V.D)</i>	<i>Desplazamientos relativos de entrepiso</i>	<i>Desplazamiento o ante una carga sísmica</i>	<i>¿Cuál son los desplazamientos relativos de entrepiso de la estructura?</i>	<i>Análisis estructural</i>
		<i>Control de daños</i>	<i>¿Cuál es el desempeño de la estructura?</i>	<i>Análisis estructural No Lineal</i>
	<i>Altura de entrepiso</i>	<i>Altura</i>	<i>¿Cuál es la altura de entrepiso de cada nivel de la estructura?</i>	<i>Revisión del Expediente Técnico</i>
<i>Ductilidad de la Estructura (V.D)</i>	<i>Sección del elemento estructural</i>	<i>Desplazamiento de la estructura</i>	<i>¿Cuál es la sección óptima de cada elemento estructural de la estructura?</i>	<i>Diseño estructural</i>
	<i>Cuantía del elemento estructural</i>	<i>Desplazamiento de la estructura</i>	<i>¿Cuál es la cuantía óptima de cada elemento estructural de la estructura?</i>	<i>Diseño estructural</i>

Respecto al análisis estadístico, este proyecto de tesis no contempla tal fin, porque se usará datos ya calibrados por los diferentes códigos internacionales.

3.9 CONSIDERACIONES ÉTICAS.

Este proyecto de tesis se realiza de manera específica para el bloque “A” de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad Nacional Hermilio Valdizan, aplicando estudios previos realizados en masters, especializaciones, cursos, tesis de investigación, normas

internacionales y estudios metodológicos; lo cual caracterizan al presente estudio como único, verídico y honesto.

Mencionar que toda la información recolectada acerca del tema en estudio será utilizadas en gabinete para el análisis y diseño estructural de lo ya establecido.

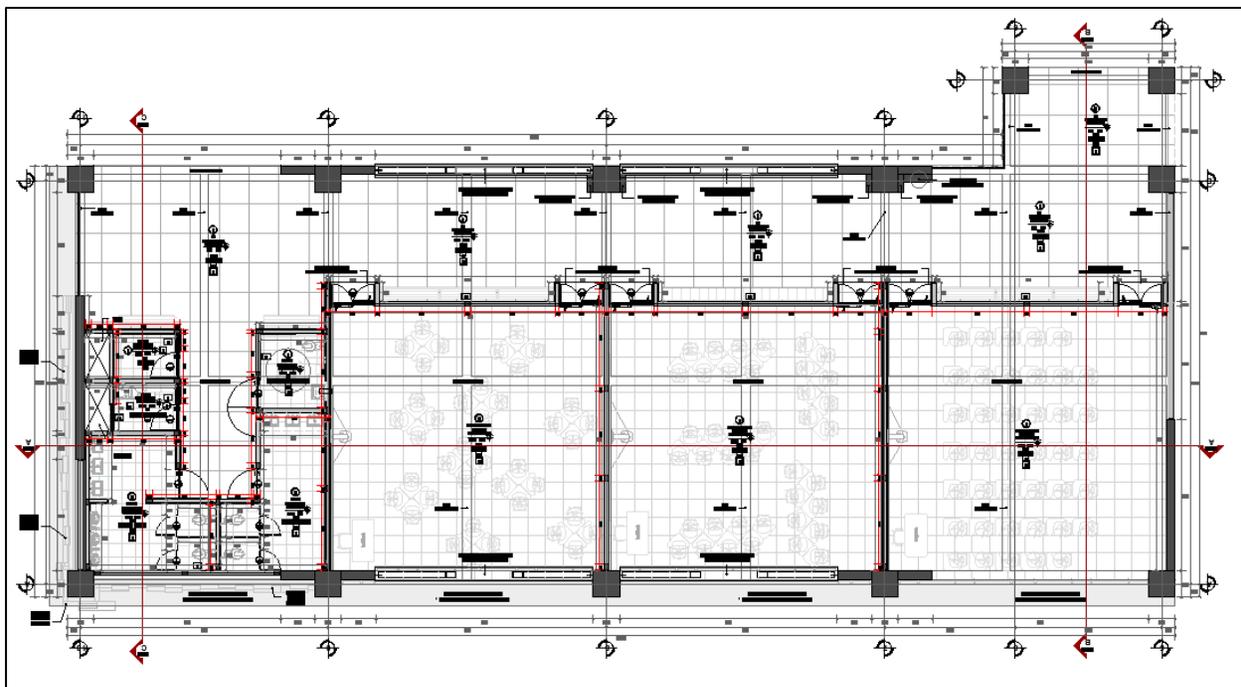
CAPITULO IV: RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 CASO DE ESTUDIO.

4.1.1 Sistema Estructural Propuesto

La estructura en estudio es el bloque “A” de la facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional Hermilio Valdizan, la cual se encuentra en construcción en el presente año (2023). La estructura se encuentra ubicada en una zona de media sismicidad, y según la norma E0.30 se encuentra en la zona 2 con una aceleración horizontal sísmica de gravedad de $0.25m/s^2$. La estructura tiene una altura total de 14.50 metros y un área de $562.98m^2$

Figura N°84. Elevación en planta del bloque A de la facultad de Ingeniería Civil

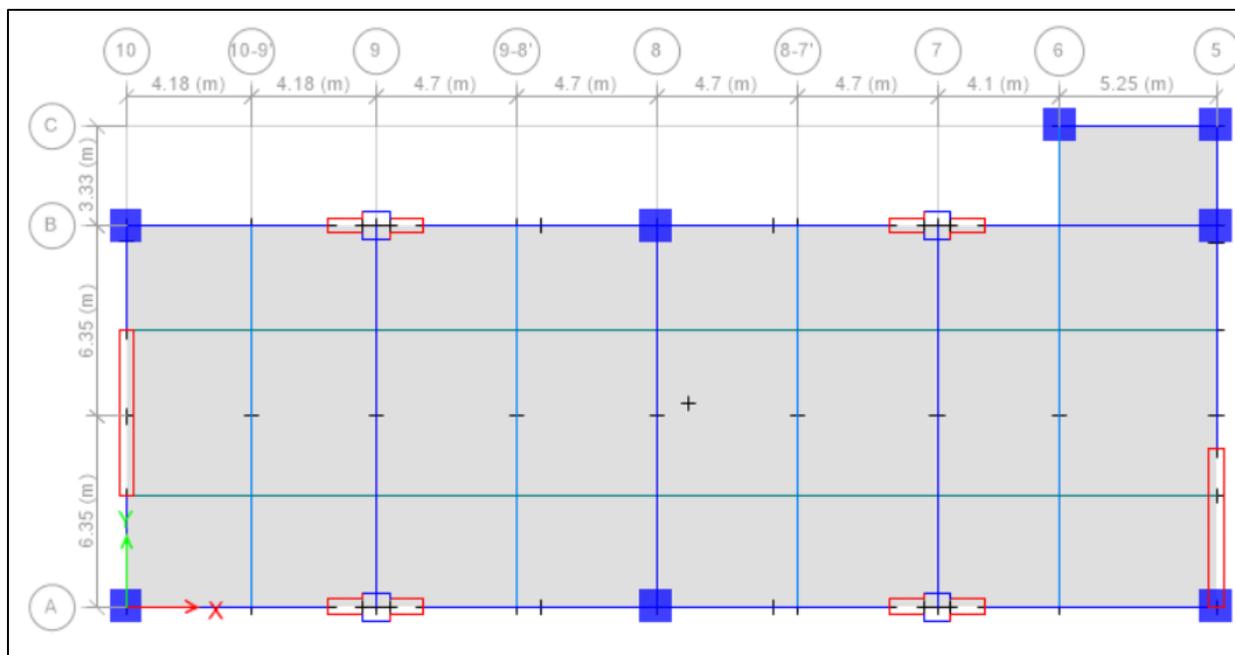


Nota. Adaptado de *Expediente técnico*, por GS&Y ARQUITECTOS E INGENIEROS, 2020, Expediente técnico.

El sistema estructural propuesto es un sistema dual, conformado por pórticos y muros estructurales, donde más adelante demostraremos que la mayor demanda sísmica es llevada por los muros estructurales. A estas columnas y placas llegan vigas peraltadas, mientras a estas últimas

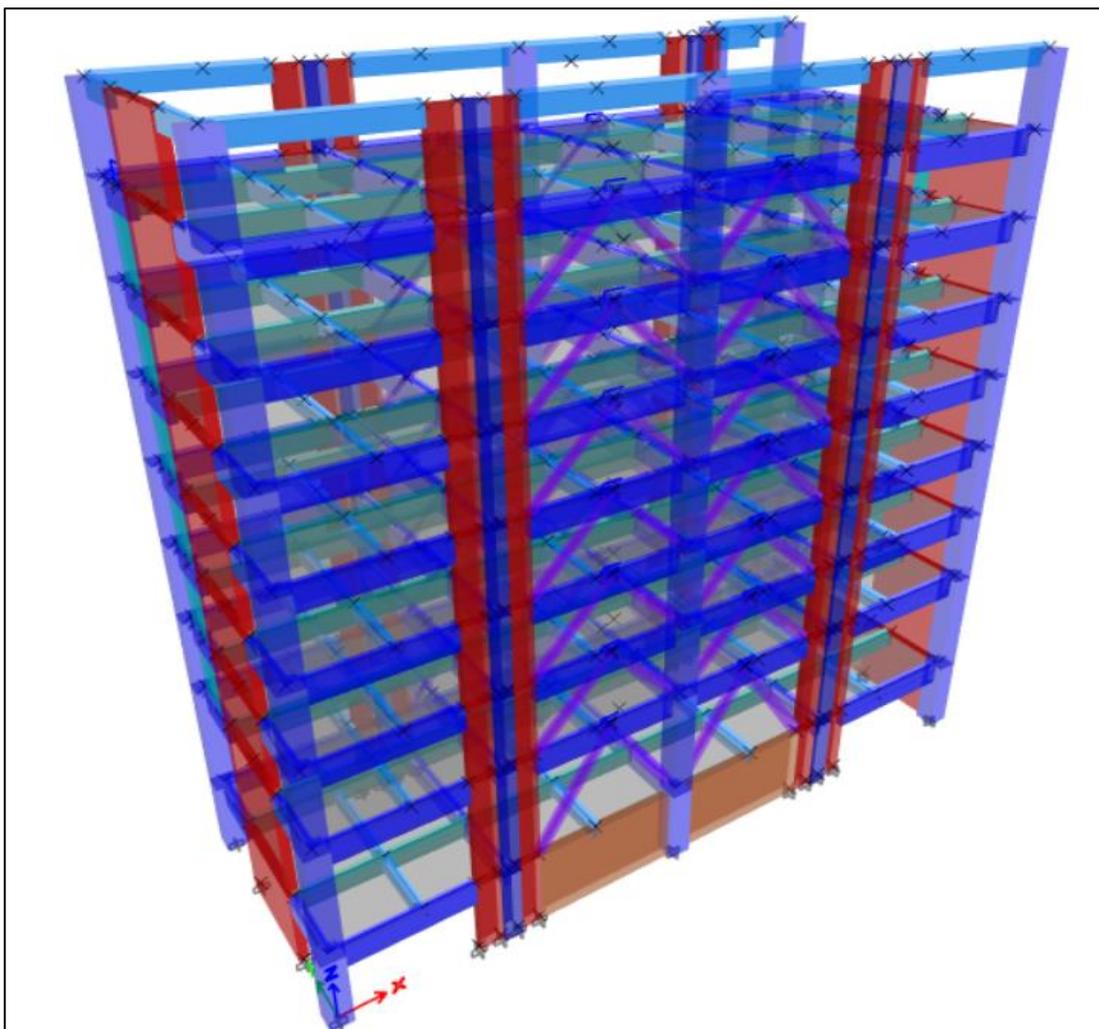
llegan losas aligeradas unidireccionales. Así mismo al edificio se ha añadido dispositivos de disipación sísmica, las cuales funcionan por deformación del acero, estos disipadores son los SLB (shear link bozzo). El sistema estructural planteado posee columnas de 110x110 cm y placas de espesor de 50 cm, vigas de 40x110 cm y un sistema de entrepiso de losa aligerada de 20cm de espesor con vigas 30x75 y 30x90 para contrarrestar las deflexiones de las vigas 40x110; la luz mas larga es de 12.70 metros; además se agregó disipadores SLB en muros desacoplados de espesor de 20cm y en diagonales CHEVRON de 200x200x10 mm. Ver vista en planta en la figura N° 85 y su modelamiento 3D en la figura N° 86.

Figura N°85. Planteamiento estructural en planta



Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación.

Figura N°86. Planteamiento en 3D del bloque A en estudio



Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación.

Los elementos estructurales que conforman el bloque A de la Facultad de Ingeniería Civil son:

Vigas: En promedio con 28 vigas por nivel, con vigas sísmicas de 40x110 cm, vigas del sistema de entepiso de 30x75cm, y vigas para evitar deflexión y apoyo del sistema de entepiso de 90x110cm. La longitud más larga de la viga es de 12.70 metros.

Columnas: El edificio está equipada con 08 columnas por nivel que son continuas hasta el último nivel, las 08 columnas son sísmicas y de sección de 110x110cm.

Placas: El edificio está equipada con 06 placas por nivel que son continuas hasta el último nivel, las 06 placas son sísmicas y de espesor mínimo de 50cm, el espesor fue diseñada por capacidad para la resistencia de cortante y luego corroborada con máximo cortante actuante sísmico de un análisis no lineal tiempo historia.

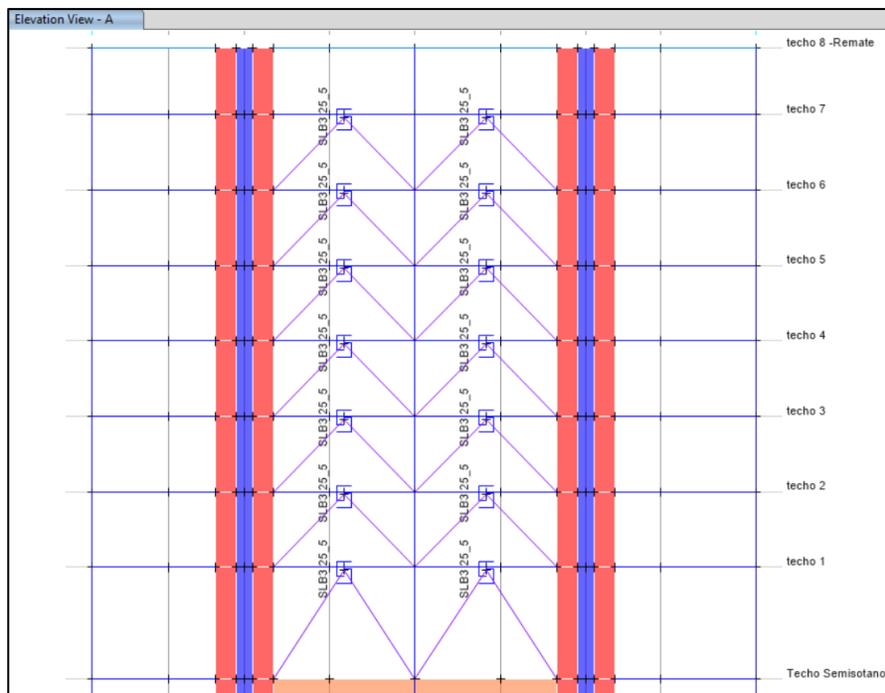
Losas: El edificio posee una losa aligerada de espesor 20cm en la dirección X-X (la longitud más larga), con una losa corrida de 5cm, y una nervadura de 20cm de peralte y un ancho de 10cm.

Muros desacoplados: El edificio está equipada con 11 muro desacoplados y con un espesor de 20cm, el espesor fue diseñada para resistir la fuerza máxima que puede transmitir el disipador SLB un instante antes de su colapso total. Estos muros desacoplados se utilizan para conectar el disipador con una viga sísmica, el muro desacoplado no transmite carga axial de la estructura a excepción de su propio peso ya que tiene una conexión peinada con el disipador SLB, y muy importante mencionar que el muro desacoplado y el disipador SLB se pueden construir indistintamente después de la estructura.

Diagonales Chevron: El edificio está equipada con 28 diagonales Chevron y con una dimensión de 200mmX200mmX10mm, la sección fue diseñada para resistir la fuerza máxima que puede transmitir el disipador SLB un instante antes de su colapso total. Estas diagonales Chevron se utilizan para conectar el disipador con una viga sísmica, la diagonal Chevron no transmite carga axial de la estructura a excepción de su propio peso ya que tiene una conexión peinada con el disipador SLB, y muy importante mencionar que la diagonal Chevron y el disipador SLB se pueden construir indistintamente después de la estructura.

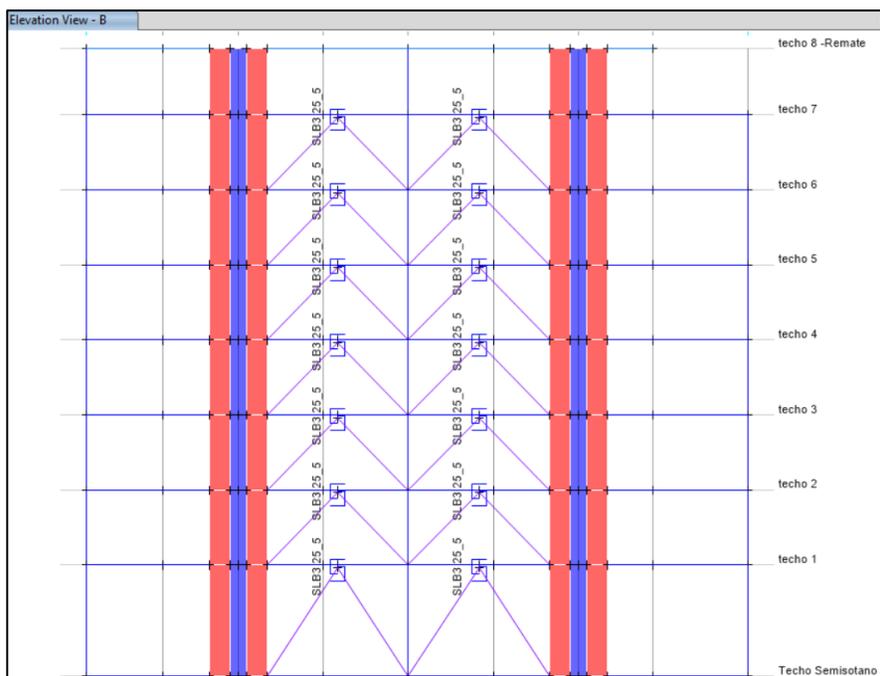
Disipadores SLB: El edificio esta equipada con 39 unidades de disipadores de energía SLB, las cuales son 05 unidades del tipo SLB3_30_7 y 34 unidades del tipo SLB3_25_5, esto se puede apreciar desde la figura N°87 al 90.

Figura N°87. Elevación A-A, de la estructura propuesta



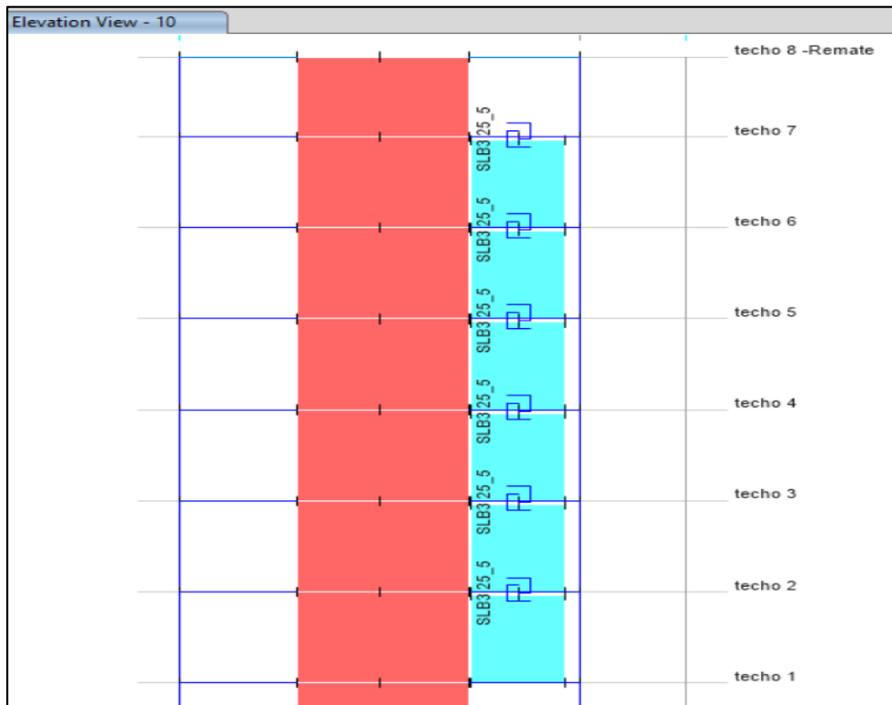
Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación.

Figura N°88. Elevación B-B, de la estructura propuesta



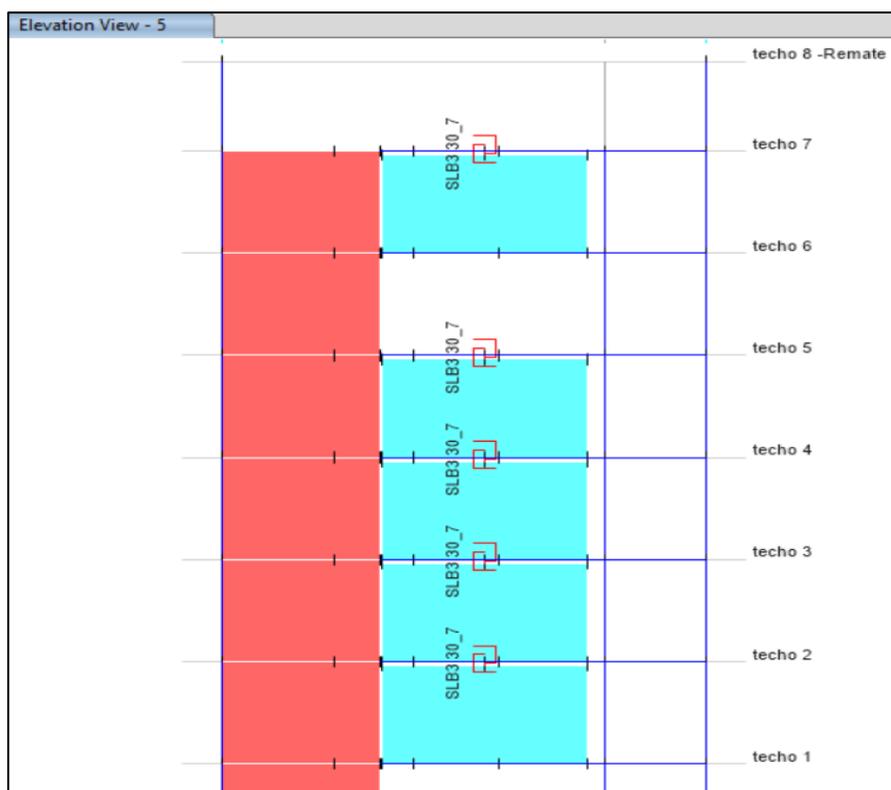
Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación.

Figura N°89. Elevación 10-10, de la estructura propuesta



Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación.

Figura N°90. Elevación 5-5, de la estructura propuesta



Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación.

El sistema de Porticos y muros estructurales, llamado sistema dual, posee un balance entre rigidez, ductilidad y resistencia siempre y cuando exista regularidad estructural.

Se debe cumplir con el criterio columna fuerte y viga débil mencionado en el apartado 18.7.3.2 del ACI 318-19, para conducir a la formación de rotulas plásticas en vigas más no en columnas, las cuales son trágicas.

Los muros se llevan gran cantidad del corte sísmico, es por eso que es necesario verificar cual es el corte real a la cual esta sometida un muro estructural durante evento sísmico y verificar que este corte no sobrepase el cortante máximo que pueda resistir un muro V_n limite estipulado en el apartado 11.5.4.2 del ACI 318.19, debido a lo mencionado es que en el apartado 18.10.3 del ACI 318-19 se brinda instrucciones para realizar un diseño de cortante basado en capacidad; en el

caso no se cumpla esto el muro estructural colapsara ante cortante en un evento sísmico donde la falla se mostrará con desprendimiento del concreto en la sección del muro.

4.1.1.1 Consideraciones en el modelado

El modelo estructural se realizo en el software ETABS v20.3; las columnas, diagonales y vigas se concibieron como elementos tipo frame; las placas, muros y losas como elementos tipo shells, y los disipadores SLB como elementos tipo link con el modelo de Wen. Se considero diafragma rígido por cada nivel de la estructura, se consideró 30 modos para llegar al 100% de la participación modal en las direcciones X, Y, RZ.

Consideraciones de las diagonales Chevron es que son articuladas en sus extremos que conectan la viga inferior para que no trasmitan momentos flectores a la viga (Bozzo Estructuras, 2022).

Los disipadores sísmicos controlan el desplazamiento lateral de la estructura a través de disipación de energía, esta disipación se da a través de la plastificación del metal del disipador, para que un disipador funcione este tiene que plastificarse es decir fluir más allá de su rango lineal; entre las características de estos disipadores esta la condición de immediate occupancy el cual es de 1cm, life security con un limite de 1.3cm y collapse prevention de 3cm, si el disipador supera los 3 cm este ha colapsado completamente y ya no disipa energía sísmica, pero se recomiendo que se deforme entre el estado de immediate occupancy y life security sin incursionar en collapse prevention para que el dispositivo cumpla su función.

4.1.1.2 Propiedades de los materiales

La respuesta lineal de una estructura depende principalmente de los materiales de los cuales se ha construido o se ha concebido, es muy importante tener precisión en la definición de los materiales a usar en el software en el cual se modelará pues como se menciono antes la respuesta

de la estructura depende de esta. Las propiedades de los materiales que se usaron en el presente proyecto son los mostrados en las figuras siguientes.

Figura N°91. Propiedades mecánicas del concreto FC 350 kg/cm²

General Data	
Material Name	FC350
Material Type	Concrete
Directional Symmetry Type	Isotropic
Material Display Color	 <input type="button" value="Change..."/>
Material Notes	<input type="button" value="Modify/Show Notes..."/>
Material Weight and Mass	
<input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density	<input type="radio"/> Specify Mass Density
Weight per Unit Volume	0.0024 kgf/cm ³
Mass per Unit Volume	0.000002 kgf-s ² /cm ⁴
Mechanical Property Data	
Modulus of Elasticity, E	282495.13 kgf/cm ²
Poisson's Ratio, U	0.2
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000099 1/C
Shear Modulus, G	117706.3 kgf/cm ²
Design Properties for Concrete Materials	
Specified Concrete Compressive Strength, f'c	350 kgf/cm ²
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduction Factor	<input type="text"/>

Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación.

Este material se ha usado para las columnas y placas, debido a que la cortante máxima que puede resistir un elemento tipo columna o placa depende principalmente de su resistencia al concreto y su sección esta predisposición se encuentra estipulado en el apartado 11.5.4.2 del ACI 318.19.

Figura N°92. Propiedades mecánicas del concreto FC 280 kg/cm²

General Data	
Material Name	Fc280
Material Type	Concrete
Directional Symmetry Type	Isotropic
Material Display Color	 Change...
Material Notes	Modify/Show Notes...
Material Weight and Mass	
<input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density	<input type="radio"/> Specify Mass Density
Weight per Unit Volume	0.0024 kgf/cm ³
Mass per Unit Volume	0.000002 kgf-s ² /cm ⁴
Mechanical Property Data	
Modulus of Elasticity, E	252671.33 kgf/cm ²
Poisson's Ratio, U	0.2
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000099 1/C
Shear Modulus, G	105279.72 kgf/cm ²
Design Properties for Concrete Materials	
Specified Concrete Compressive Strength, f _c	280 kgf/cm ²
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduction Factor	

Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación.

Este material se ha usado para las vigas y la losa de entrepiso.

Figura N°93. Propiedades mecánicas del acero de refuerzo FY 4200kg/cm²

General Data	
Material Name	A.Ref4200
Material Type	Rebar
Directional Symmetry Type	Uniaxial
Material Display Color	[Color] Change...
Material Notes	Modify/Show Notes...
Material Weight and Mass	
<input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density	<input type="radio"/> Specify Mass Density
Weight per Unit Volume	0.00785 kgf/cm ³
Mass per Unit Volume	0.000008 kgf-s ² /cm ⁴
Mechanical Property Data	
Modulus of Elasticity, E	2100000 kgf/cm ²
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000117 1/C
Design Properties for Rebar Materials	
Minimum Yield Strength, Fy	4200 kgf/cm ²
Minimum Tensile Strength, Fu	6330 kgf/cm ²
Expected Yield Strength, Fye	4894.64 kgf/cm ²
Expected Tensile Strength, Fue	7443.93 kgf/cm ²

Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación.

Este material se ha usado para el acero de refuerzo de todos los elementos de concreto armado.

Figura N°94. Propiedades mecánicas del acero de A500

General Data	
Material Name	A500
Material Type	Steel
Directional Symmetry Type	Isotropic
Material Display Color	 Change...
Material Notes	Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass	
<input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density	<input type="radio"/> Specify Mass Density
Weight per Unit Volume	0.00785 kgf/cm ³
Mass per Unit Volume	0.000008 kgf-s ² /cm ⁴

Mechanical Property Data	
Modulus of Elasticity, E	2039432.38 kgf/cm ²
Poisson's Ratio, U	0.3
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000117 1/C
Shear Modulus, G	784397.07 kgf/cm ²

Material Name and Type	
Material Name	A500
Material Type	Steel, Isotropic
Grade	Grade B, Fy 46 (HSS Rect.)

Design Properties for Steel Materials	
Minimum Yield Stress, Fy	2753.23 kgf/cm ²
Minimum Tensile Strength, Fu	2753.23 kgf/cm ²
Expected Yield Stress, Fye	2753.23 kgf/cm ²
Effective Tensile Strength, Fue	2753.23 kgf/cm ²

Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación.

Este material se ha usado para las diagonales Chevron, las cuales son diseñadas para mantenerse en el rango elástico a pesar que el dissipador haya colapsado.

4.1.1.3 Propiedades No Lineales de los Materiales

Dado que un gran parte de la respuesta no lineal de una estructura depende del material usado, el conocimiento de su módulo de elasticidad y módulo de poisson no son suficientes para incursionar en el rango no lineal; para entrar al rango no lineal se necesita conocer la resistencia esperada del material, su modelo constitutivo y sus estados límites. Debido a estos códigos como el ACI 318-19 y el ASCE 41-17 nos brindan lineamientos para considerar la sobre-resistencia de los materiales.

Figura N°95. Resistencia esperada de los materiales según el ACI 318-19

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

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

Nota. Adaptado de *Apéndice A*, por ACI 318-19, 2019, Requisitos de reglamento para concreto estructural.

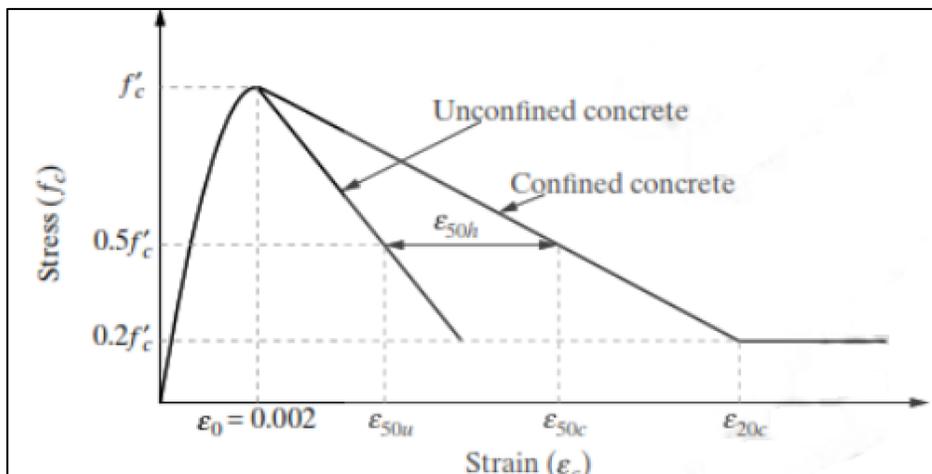
Figura N°96. Resistencia esperada de los materiales según el ASCE 41-17

Table 10-1. Factors to Translate Lower-Bound Material Properties to Expected Strength Material Properties	
Material Property	Factor
Concrete compressive strength	1.50
Reinforcing steel tensile and yield strength	1.25
Connector steel yield strength	1.50

Nota. Adaptado de *Properties materials*, por ASCE 41-17, 2017, Seismic Evaluation and retrofit of existing buildings.

Existen diversos modelos que intentan representar el comportamiento no lineal del concreto, que diferencian el concreto confinado del no confinado; entre los modelos más usados es el modelo de Mander que se puede apreciar en la figura N°97.

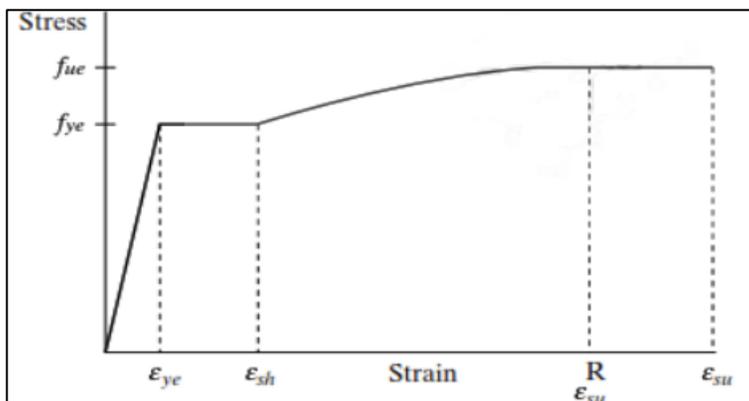
Figura N°97. Modelo de Mander



Nota. Adaptado de *Theoretical stress-strain model for confined concrete*, por Mander, Priestley and Park, 1988, Confined concrete.

Existen diversos modelos que intentan representar el comportamiento no lineal del acero de refuerzo, el más destacado es el modelo de Park que se puede apreciar en la figura N°98.

Figura N°98. Modelo de Park

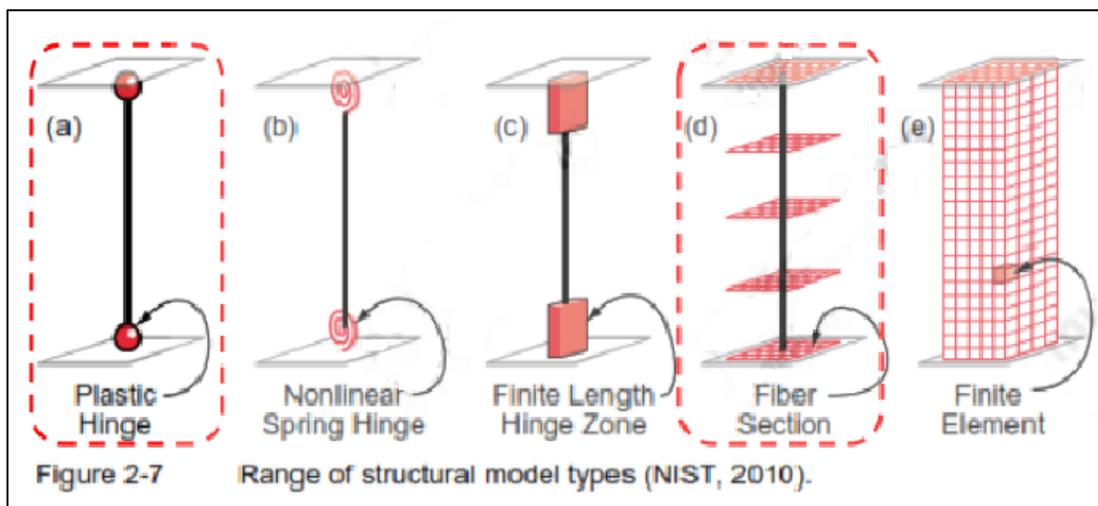


Nota. Adaptado de *Reinforcement Steel*, por Park, 1982, Rebar.

4.1.1.4 Modelamiento No Lineal de los elementos estructurales

Existen diferentes formas de modelar no linealmente un elemento estructural entre ellos tenemos; rotula plástica, rotula tipo link no lineal, rotula plástica por elementos finitos, elementos tipo fibras, etc, ver figura N°99. En el presente estudio para vigas se usarán el modelo tipo rotula plástica mientras que para las columnas y placas se usara el modelo tipo fibra.

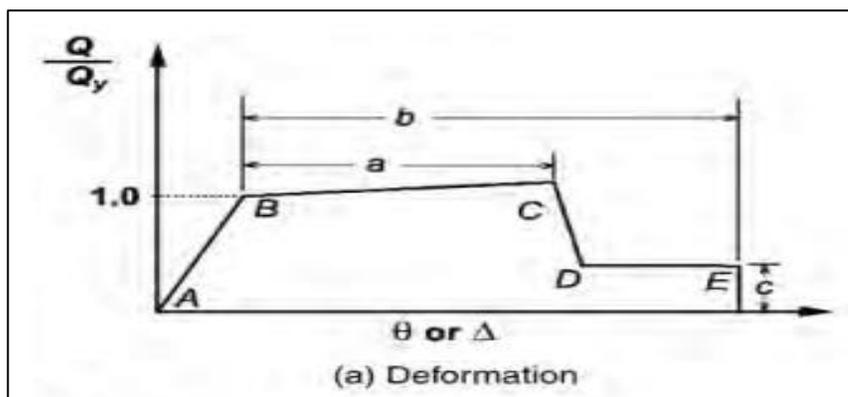
Figura N°99. Modelos No lineales de elementos estructurales.



Nota. Adaptado de *Range of structural model types*, NIST, 2010, NIST GCR 10-917-5

Rotula Plástica. La información que contiene la rotula plástica representa el comportamiento inelástico de la falla del elemento mediante una curva fuerza-deformación, momento-rotación; para elaborar estas rotulas plásticas el ASCE 41-17 nos brinda instrucciones en su capítulo 10 e incluso nos brinda una tabla para poder interpolar los valores típicos, ver figura N°100 y 101.

Figura N°100. Modelos de curva momento – rotación del ASCE41-17



Nota. Adaptado de *Strength and deformability*, por ASCE 41-17, 2017, Seismic Evaluation and retrofit of existing buildings.

Figura N°101. Tabla 10-7 del ASCE41-17, valores típicos de rotula plástica

Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams								
Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a				
	Plastic Rotation Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle (radians)				
	a	b		Performance Level				
			c	IO	LS	CP		
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bar}}$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V^d}{b_w d \sqrt{f_c E}}$						
≤0.0	C	≤3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤0.0	C	≥6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥0.5	C	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥0.5	C	≥6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤0.0	NC	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤0.0	NC	≥6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥0.5	NC	≤3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥0.5	NC	≥6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear ^b								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

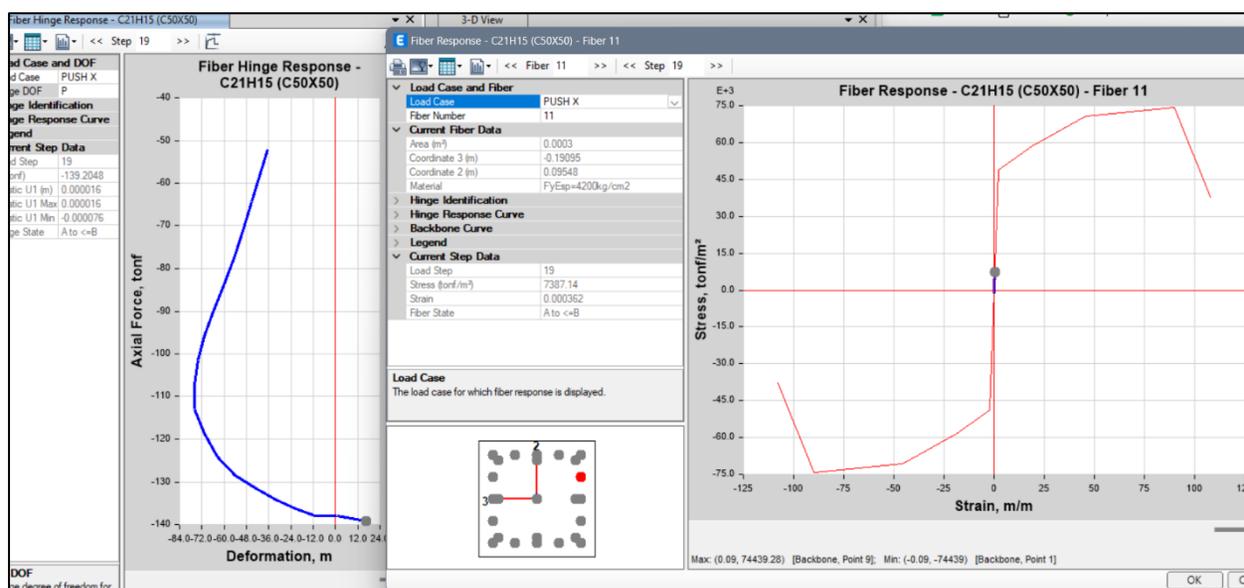
Note: f'_{cE} in lb/in.² (MPa) units.

Nota. Adaptado de *Strength and deformability*, por ASCE 41-17, 2017, Seismic

Evaluation and retrofit of existing buildings.

Modelos tipo fibra. Este modelo secciona el elemento estructural y separa el comportamiento del concreto y el acero gracias a este seccionamiento. El análisis momento curvatura de la sección se lleva a cabo dividiendo la sección en número de fibras y se identifican los aceros, luego se somete la sección a incrementos de deformación y finalmente se obtiene una compatibilidad de equilibrio.

Figura N°102. Resultados de un modelo no lineal tipo fibra



Nota. Fuente Propia, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación.

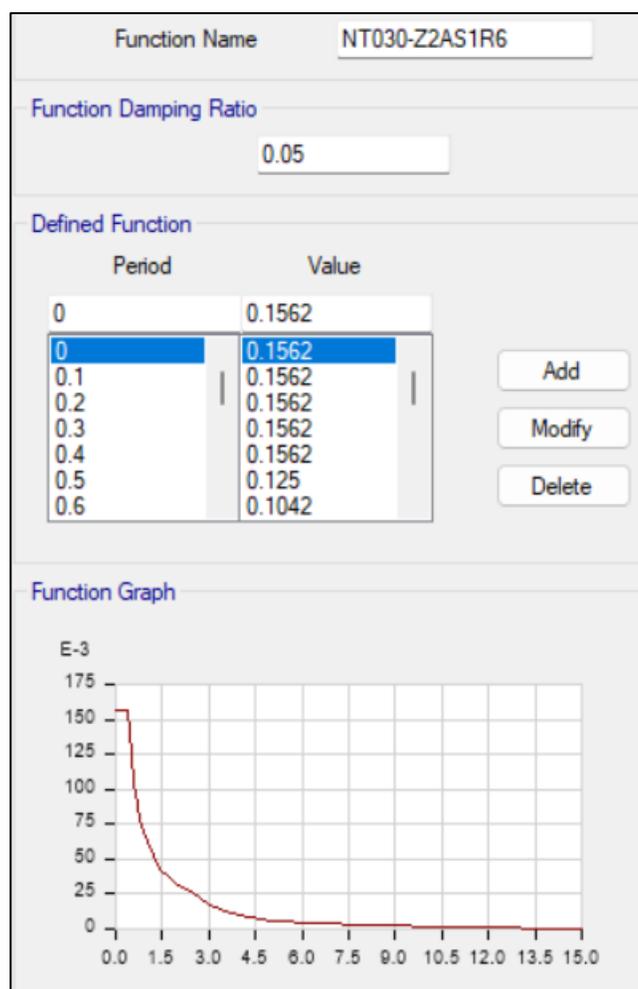
4.1.2 Definición de Demanda Sísmica

Nuestro código peruano en el artículo 3 se describe la filosofía del diseño sismorresistente el cual consiste en 03 pilares fundamentales; evitar pérdidas de vidas humanas, asegurar la continuidad de servicios básicos y minimizar los daños en la propiedad. Asimismo, las estructuras esenciales, la facultad en estudio se encuentra en esta categoría, debe permanecer en condiciones operativas luego de un sismo severo, eso quiere decir que todos los elementos estructurales no deben incursionar más allá del estado límite de *immediate occupancy* (E.030, 2018).

En el capítulo II de la norma (E.030, 2018) se nos da la demanda sísmica que una estructura está expuesta para un análisis lineal para un sismo raro o sismo de diseño con periodo de retorno de 475 años, teniendo en cuenta su zonificación (Z), coeficiente de importancia (U), tipo de suelo (S), factor de amplificación sísmica (C) y coeficiente de reducción de respuesta (R). Estos valores no se pueden modificar salvo un estudio de sismo-tectónica del sitio pues estos coeficientes son propios de un estudio sísmico del Perú. En la figura N°103 se aprecia el espectro usado para el análisis lineal dinámico o también conocido como análisis modal espectral.

Figura N°103. Espectro de pseudo aceleraciones a usar en el diseño estructural

ESPECTRO DE PSEUDO ACELERACIONES- E.030-2018-PERÚ				
1) FACTOR DE ZONA "Z"				
Zona	Factor "Z"			
Z2	0.25 g			
2) FACTOR DE USO "U"				
Categoría	Importancia	Factor "U"		
A	Edificaciones Esenciales	1.50		
3) PARAMETRO DEL SUELO "S"				
Tipo "S"	Descripción	Tp(s)	Tl(s)	Factor "S"
S1	Roca o suelos muy rígidos	0.40	2.50	1.00
4) SISTEMA ESTRUCTURAL "R"				
Muros Estructurales				
Factor	Detalle	Coeficiente de Reducción "R"		
Sistema Estructural (Ro)	Muros Estructurales	6		
Irregularidad en altura (Ia)		1.00		
Irregularidad en planta (Ip)		1.00		
	R=	6		
Espectro de Diseño; ZUS/R =	0.0625	(ZUS/R)g =	0.6129	g= 9.806
Espectro Elastico; R=1; ZUS=	0.3750			



Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación.

4.2 RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.2.1 Analisis lineal dinámico

También conocido como análisis modal espectral, para la estructura en análisis las masas provenientes de las losas, piso terminado, y de la sobrecarga se concentran a nivel del centro de masas de cada losa; y las masas provenientes del peso propio de las vigas y columnas se consideran distribuidas en toda su longitud. Luego el programa lleva la masa de los elementos estructurales hacia los nudos extremos. Para obtener la masa por diafragma de piso se tiene que considerar al diafragma como rígido, pudiendo cambiar esto posteriormente.

En el cálculo la masa de la estructura se consideró el 100% de la carga muerta más el 50% de la carga viva debido a que se trata de una edificación del tipo esencial.

MASA SÍSMICA
100%CM+50%CV

Figura N°104. Centro de Masa y Rigidez-ETABS

Story	Diaphragm	Mass X tonf-s ² /m	Mass Y tonf-s ² /m	XCM m	YCM m	Cum Mass X tonf-s ² /m	Cum Mass Y tonf-s ² /m	XCCM m	YCCM m
techo 8 -Rem...	D1	19.8869	19.8869	16.6987	7.0415	19.8869	19.8869	16.6987	7.0415
techo 7	D1	83.22313	83.22313	18.5419	6.791	103.11003	103.11003	18.1864	6.8393
techo 6	D1	88.66593	88.66593	19.0602	6.6967	191.77596	191.77596	18.5904	6.7734
techo 5	D1	86.58326	86.58326	18.6901	6.7471	278.35922	278.35922	18.6214	6.7652
techo 4	D1	87.35253	87.35253	18.7971	6.7282	365.71175	365.71175	18.6634	6.7564
techo 3	D1	85.5486	85.5486	18.7394	6.7669	451.26035	451.26035	18.6778	6.7584
techo 2	D1	85.83603	85.83603	18.7745	6.7658	537.09639	537.09639	18.6932	6.7596
techo 1	D1	91.44564	91.44564	18.8242	6.7776	628.54202	628.54202	18.7123	6.7622
Techo Semiso...	D1	90.20671	90.20671	19.1394	6.6233	718.74873	718.74873	18.7659	6.7448

Nota. Fuente Propia, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación.

Figura N°105. Peso sísmico de la edificación

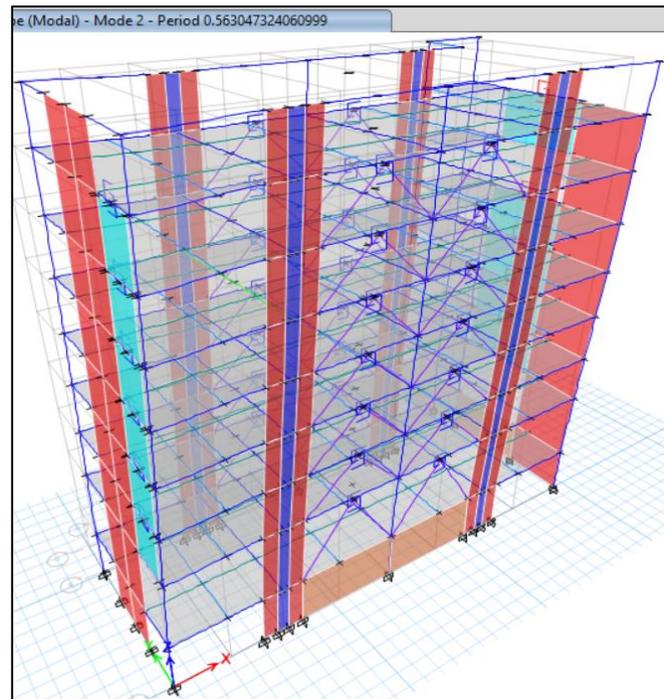
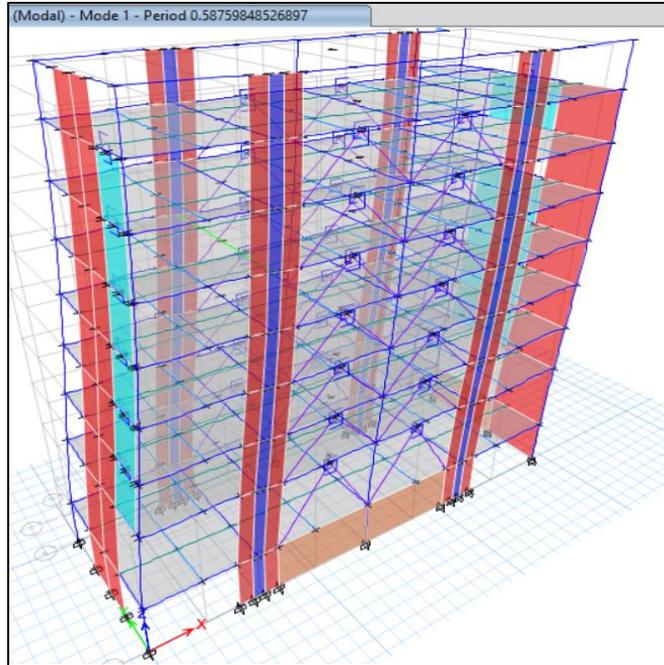
Story	Output Case	Case Type	Location	P tonf
techo 8 -Rem...	GRAVITACIO...	Combination	Bottom	310.3065
techo 7	GRAVITACIO...	Combination	Bottom	1176.3846
techo 6	GRAVITACIO...	Combination	Bottom	2045.4855
techo 5	GRAVITACIO...	Combination	Bottom	2912.6188
techo 4	GRAVITACIO...	Combination	Bottom	3782.0864
techo 3	GRAVITACIO...	Combination	Bottom	4633.8635
techo 2	GRAVITACIO...	Combination	Bottom	5488.4593
techo 1	GRAVITACIO...	Combination	Bottom	6434.5325
Techo Semiso...	GRAVITACIO...	Combination	Bottom	7296.9166

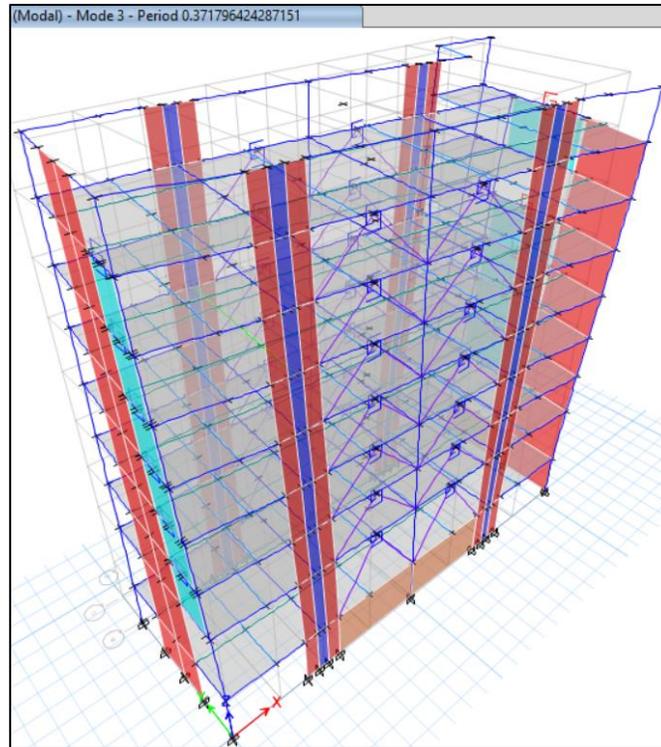
Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación.

4.2.1.1 Modos de vibración de la estructura

Se presenta los 3 primeros a continuación, los modos, el primer modo es traslacional a en dirección x-x, el segundo modo es traslacional en dirección y-y, y el tercer modo es rotacional en Z.

Figura N°106. Modos de vibración de la estructura





Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación.

Asimismo, como indica el ASCE 7-16, en su apartado 12.9.1.1 la estructura en análisis tiene que alcanzar el 100% de su masa participativa y para eso se tiene que brindar los suficientes modos para que se cumpla esta condición. Ver tabla N°9.

Tabla N°9. Modos de vibración – masa participativa

FACTOR DE MASA PARTICIPATIVA															
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ	
		sec													
Modal		1	0.588	0.693	0.070	0.000	0.693	0.070	0.000	0.026	0.237	0.008	0.026	0.237	0.008
Modal		2	0.563	0.075	0.651	0.000	0.768	0.722	0.000	0.250	0.028	0.029	0.276	0.265	0.037
Modal		3	0.372	0.000	0.028	0.000	0.768	0.749	0.000	0.015	0.001	0.721	0.291	0.266	0.758
Modal		4	0.176	0.093	0.001	0.000	0.861	0.750	0.000	0.003	0.388	0.000	0.294	0.654	0.758
Modal		5	0.160	0.001	0.134	0.000	0.862	0.884	0.000	0.381	0.002	0.001	0.675	0.656	0.759
Modal		6	0.111	0.000	0.000	0.000	0.862	0.884	0.000	0.000	0.000	0.120	0.675	0.656	0.880
Modal		7	0.091	0.035	0.000	0.000	0.897	0.884	0.000	0.000	0.054	0.001	0.675	0.711	0.880
Modal		8	0.077	0.000	0.032	0.000	0.897	0.916	0.000	0.076	0.000	0.002	0.750	0.711	0.883
Modal		9	0.060	0.000	0.006	0.000	0.898	0.922	0.000	0.018	0.001	0.014	0.769	0.712	0.896
Modal		10	0.055	0.021	0.000	0.000	0.919	0.923	0.000	0.001	0.061	0.000	0.770	0.772	0.896
Modal		11	0.049	0.000	0.008	0.000	0.919	0.931	0.000	0.022	0.000	0.021	0.792	0.773	0.918
Modal		12	0.042	0.000	0.016	0.000	0.919	0.947	0.000	0.049	0.001	0.004	0.841	0.773	0.922
Modal		13	0.037	0.021	0.000	0.000	0.940	0.947	0.000	0.001	0.053	0.000	0.842	0.826	0.922
Modal		14	0.032	0.000	0.014	0.000	0.940	0.961	0.000	0.039	0.000	0.010	0.881	0.826	0.932
Modal		15	0.031	0.000	0.015	0.000	0.940	0.976	0.000	0.047	0.001	0.007	0.927	0.827	0.939
Modal		16	0.028	0.029	0.001	0.000	0.969	0.977	0.000	0.002	0.083	0.000	0.929	0.910	0.939
Modal		17	0.026	0.000	0.017	0.000	0.969	0.994	0.000	0.053	0.000	0.001	0.983	0.910	0.939
Modal		18	0.024	0.001	0.001	0.000	0.970	0.994	0.000	0.001	0.002	0.015	0.984	0.912	0.955
Modal		19	0.023	0.021	0.000	0.000	0.990	0.995	0.000	0.001	0.059	0.001	0.985	0.971	0.955
Modal		20	0.022	0.001	0.003	0.000	0.992	0.998	0.000	0.010	0.004	0.006	0.994	0.975	0.961
Modal		21	0.020	0.000	0.001	0.000	0.992	0.999	0.000	0.001	0.000	0.015	0.996	0.975	0.976
Modal		22	0.019	0.004	0.000	0.000	0.996	0.999	0.000	0.000	0.013	0.001	0.996	0.987	0.977
Modal		23	0.019	0.003	0.001	0.000	0.999	1.000	0.000	0.003	0.009	0.013	0.999	0.996	0.989
Modal		24	0.017	0.000	0.000	0.000	0.999	1.000	0.000	0.001	0.000	0.005	1.000	0.996	0.994
Modal		25	0.017	0.001	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.004	0.004	1.000	1.000	0.998
Modal		26	0.015	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.002	1.000	1.000	1.000
Modal		27	0.014	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000
Modal		28	0.003	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000
Modal		29	0.002	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000
Modal		30	0.002	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000

Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación.

4.2.1.1 Verificación de Irregularidades según ASCE 7-16

Se presenta la verificación de irregularidades en planta y altura en concordancia con el ASCE 7-16 y se contrasta con lo estipulado en nuestra norma E0.30.

Evaluación de Irregularidades en X-X

El análisis de las irregularidades se detalla en el anexo A, el resumen de este análisis se observa en la tabla N°10.

Tabla N°10. Evaluación de irregularidades en x-x

RESUMEN IRREGULARIDAD EN ALTURA (VERTICAL) X-X	
A) Irregularidad de Rigidez-Piso Blando (Ia=0.75)	1.00
B) Irregularidad de Resistencia-Piso Debil (Ia=0.75)	1.00
C) Irregularidad Extrema de Rigidez (Ia=0.50)	1.00
D) Irregularidad Extrema de Resistencial (Ia=0.50)	1.00
E) Irregularidad de Masa o Peso (Ia=0.90)	1.00
F) Irregularidad Geometría Vertical (Ia=0.90)	1.00
G) Discontinuidad en los Sistemas Resistentes (Ia=0.80)	1.00
H) Discontinuidad Extrema en los Sistemas Resistentes (Ia=0.60)	1.00
Irregularidad en altura final (Ia)	1.00

RESUMEN IRREGULARIDAD EN PLANTA (HORIZONTALES) X-X	
A) Irregularidad Torsional (Ia=0.75)	1.00
B) Irregularidad Torsional Extrema (Ia=0.60)	1.00
C) Esquinas Entrantes (Ia=0.90)	1.00
D) Discontinuidad del Diafragma (Ia=0.85)	1.00
E) Sistemas No Paralelos (Ia=0.90)	1.00
Irregularidad en Planta final (Ip)	1.00

Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación.

Evaluación de Irregularidades en Y-Y

El análisis de las irregularidades se detalla en el anexo A, el resumen de este análisis se observa en la tabla N° 11.

Tabla N°11. Evaluación de irregularidades en y-y

RESUMEN IRREGULARIDAD EN ALTURA (VERTICAL) Y-Y	
A) Irregularidad de Rigidez-Piso Blando (Ia=0.75)	1.00
B) Irregularidad de Resistencia-Piso Debil (Ia=0.75)	1.00
C) Irregularidad Extrema de Rigidez (Ia=0.50)	1.00
D) Irregularidad Extrema de Resistencial (Ia=0.50)	1.00
E) Irregularidad de Masa o Peso (Ia=0.90)	1.00
F) Irregularidad Geometría Vertical (Ia=0.90)	1.00
G) Discontinuidad en los Sistemas Resistentes (Ia=0.80)	1.00
H) Discontinuidad Extrema en los Sistemas Resistentes (Ia=0.60)	1.00
Irregularidad en altura final (Ia)	1.00

RESUMEN IRREGULARIDAD EN PLANTA (HORIZONTALES) Y-Y	
A) Irregularidad Torsional (Ia=0.75)	1.00
B) Irregularidad Torsional Extrema (Ia=0.60)	1.00
C) Esquinas Entrantes (Ia=0.90)	1.00
D) Discontinuidad del Diafragma (Ia=0.85)	1.00
E) Sistemas No Paralelos (Ia=0.90)	1.00
Irregularidad en Planta final (Ip)	1.00

4.2.1.2 Verificación de Cortantes de Piso

Se presenta la verificación de cortantes de piso de la propuesta con disipadores SLB (ver tabla N°12) y su variante sin la aplicación de disipadores SLB (ver tabla N°13).

Tabla N°12. Cortante en la base de la estructura con disipadores SLB

CORTANTES RECIBIDOS POR EDIFICIO DEBIDO AL SISMO DINAMICO								
Story	Load Case	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Techo Semisotano	SH_Equi	Bottom	0.00	-601.98	-600.24	-7696.90	15973.14	-15966.46

Tabla N°13. Cortante en la base de la estructura Sin disipadores SLB

CORTANTES RECIBIDOS POR EDIFICIO DEBIDO AL SISMO DINAMICO								
Story	Load Case/C	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Techo Semisotano	SH_Equi	Bottom	0.00	-480.07	-478.20	-6113.82	12857.91	-12869.97

Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación.

4.2.1.3 Derivas de piso

Se presenta la verificación de derivas de piso de la propuesta con disipadores SLB (ver tabla N°14 y 15) y su variante sin la aplicación de disipadores SLB (ver tabla N°16 y 17), además se contrasta con las derivas de piso de lo contemplado en el expediente técnico ver tabla 18 al 21; para final comparar en un resumen en la figura N°107 y 108.

Tabla N°14. Derivas en x-x de la estructura propuesta con disipadores SLB

DERIVAS AMPLIFICADOS X-X											
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X	Y	Z	Drift permisible E.030	Despl. R entre piso (m)	Despl.total (m)	DECISIÓN
					m	m	m				
techo 8 -Remat	DERIVA	X	0.0009	12	31.26	16.03	38.85	0.0070	0.003 m	0.069 m	OK
techo 7	DERIVA	X	0.0012	12	31.26	16.03	35.2	0.0070	0.005 m	0.065 m	OK
techo 6	DERIVA	X	0.0015	12	31.26	16.03	31.05	0.0070	0.006 m	0.060 m	OK
techo 5	DERIVA	X	0.0019	12	31.26	16.03	26.9	0.0070	0.008 m	0.054 m	OK
techo 4	DERIVA	X	0.0022	12	31.26	16.03	22.75	0.0070	0.009 m	0.046 m	OK
techo 3	DERIVA	X	0.0025	12	31.26	16.03	18.6	0.0070	0.010 m	0.037 m	OK
techo 2	DERIVA	X	0.0026	12	31.26	16.03	14.45	0.0070	0.011 m	0.027 m	OK
techo 1	DERIVA	X	0.0021	12	31.26	16.03	10.3	0.0070	0.013 m	0.016 m	OK
cho Semisota	DERIVA	X	0.0007	12	31.26	16.03	4.15	0.0070	0.003 m	0.003 m	OK

Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación.

Tabla N°15. Derivas en y-y de la estructura propuesta con disipadores SLB

DERIVAS AMPLIFICADOS Y-Y											
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X	Y	Z	Drift permisible	Despl. entre piso (m)	Despl. total	DECISIÓN
					m	m	m				
echo 8 -Remat	DERIVA	Y	0.0020	23	0	6.35	38.85	0.0070	0.007 m	0.088 m	OK
techo 7	DERIVA	Y	0.0022	21	0	9.2	35.2	0.0070	0.009 m	0.081 m	OK
techo 6	DERIVA	Y	0.0024	21	0	9.2	31.05	0.0070	0.010 m	0.072 m	OK
techo 5	DERIVA	Y	0.0025	21	0	9.2	26.9	0.0070	0.011 m	0.062 m	OK
techo 4	DERIVA	Y	0.0026	21	0	9.2	22.75	0.0070	0.011 m	0.052 m	OK
techo 3	DERIVA	Y	0.0026	21	0	9.2	18.6	0.0070	0.011 m	0.041 m	OK
techo 2	DERIVA	Y	0.0026	21	0	9.2	14.45	0.0070	0.011 m	0.030 m	OK
techo 1	DERIVA	Y	0.0023	21	0	9.2	10.3	0.0070	0.014 m	0.019 m	OK
cho Semisota	DERIVA	Y	0.0012	23	0	6.35	4.15	0.0070	0.005 m	0.005 m	OK

Nota. Fuente Propia, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación.

Tabla N°16. Derivas en x-x de la estructura propuesta Sin disipadores SLB

DERIVAS AMPLIFICADOS X-X SIN DISIPADORES											
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X	Y	Z	Drift permisible	Despl. entre piso (m)	Despl. total (m)	DECISIÓN
					m	m	m				
echo 8 -Remat	DERIVA	X	0.0013	12	31.26	16.03	38.85	0.0070	0.005 m	0.085 m	OK
techo 7	DERIVA	X	0.0016	12	31.26	16.03	35.2	0.0070	0.007 m	0.081 m	OK
techo 6	DERIVA	X	0.0021	12	31.26	16.03	31.05	0.0070	0.009 m	0.074 m	OK
techo 5	DERIVA	X	0.0026	12	31.26	16.03	26.9	0.0070	0.011 m	0.065 m	OK
techo 4	DERIVA	X	0.0029	12	31.26	16.03	22.75	0.0070	0.012 m	0.054 m	OK
techo 3	DERIVA	X	0.0031	12	31.26	16.03	18.6	0.0070	0.013 m	0.042 m	OK
techo 2	DERIVA	X	0.0031	12	31.26	16.03	14.45	0.0070	0.013 m	0.029 m	OK
techo 1	DERIVA	X	0.0023	12	31.26	16.03	10.3	0.0070	0.014 m	0.016 m	OK
cho Semisota	DERIVA	X	0.0006	12	31.26	16.03	4.15	0.0070	0.003 m	0.003 m	OK

Nota. Fuente Propia, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación.

Tabla N°17. Derivas en y-y de la estructura propuesta Sin disipadores SLB

DERIVAS AMPLIFICADOS Y-Y SIN DISIPADORES											
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X	Y	Z	Drift permisible	Despl. entre piso (m)	Despl. total	DECISIÓN
					m	m	m				
echo 8 -Remat	DERIVA	Y	0.0031	11	36.51	0	38.85	0.0070	0.011 m	0.108 m	OK
techo 7	DERIVA	Y	0.0031	40	36.51	5.25	35.2	0.0070	0.013 m	0.097 m	OK
techo 6	DERIVA	Y	0.0033	40	36.51	5.25	31.05	0.0070	0.014 m	0.084 m	OK
techo 5	DERIVA	Y	0.0035	40	36.51	5.25	26.9	0.0070	0.014 m	0.070 m	OK
techo 4	DERIVA	Y	0.0035	40	36.51	5.25	22.75	0.0070	0.014 m	0.056 m	OK
techo 3	DERIVA	Y	0.0033	40	36.51	5.25	18.6	0.0070	0.014 m	0.042 m	OK
techo 2	DERIVA	Y	0.0029	40	36.51	5.25	14.45	0.0070	0.012 m	0.028 m	OK
techo 1	DERIVA	Y	0.0019	21	0	9.2	10.3	0.0070	0.012 m	0.016 m	OK
cho Semisota	DERIVA	Y	0.0009	23	0	6.35	4.15	0.0070	0.004 m	0.004 m	OK

Nota. Fuente Propia, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación.

Tabla N°18. Derivas en x-x de la estructura propuesta con disipadores SLB-Expediente Técnico

DERIVAS AMPLIFICADOS X-X CON DISIPADORES											
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X	Y	Z	Drift permisible F.020	Despl. R entre piso (m)	Despl.total (m)	DECISIÓN
					m	m	m				
echo 8 -Remat	DERIVA	X	0.0009	8	1776	1270	3575	0.0070	0.332 m	6.029 m	OK
techo 7	DERIVA	X	0.0011	95	3126	1603	3210	0.0070	0.444 m	5.697 m	OK
techo 6	DERIVA	X	0.0013	95	3126	1603	2795	0.0070	0.557 m	5.253 m	OK
techo 5	DERIVA	X	0.0016	95	3126	1603	2380	0.0070	0.672 m	4.696 m	OK
techo 4	DERIVA	X	0.0019	38	3651	1603	1965	0.0070	0.772 m	4.024 m	OK
techo 3	DERIVA	X	0.0021	5	3651	0	1550	0.0070	0.862 m	3.252 m	OK
techo 2	DERIVA	X	0.0024	4	2716	0	1135	0.0070	0.981 m	2.390 m	OK
techo 1	DERIVA	X	0.0021	3	1776	0	720	0.0070	1.304 m	1.409 m	OK
echo Semisota	DERIVA	X	0.0010	8	1776	1270	105	0.0070	0.105 m	0.105 m	OK

Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación.

Tabla N°19. Derivas en y-y de la estructura propuesta con disipadores SLB-Expediente Técnico

DERIVAS AMPLIFICADOS Y-Y CON DISIPADORES											
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X	Y	Z	Drift permisible	Despl. entre piso (m)	Despl.total	DECISIÓN
					m	m	m				
echo 8 -Remat	DERIVA	Y	0.0024	8	1776	1270	3575	0.0070	0.893 m	8.618 m	OK
techo 7	DERIVA	Y	0.0022	16	0	920	3210	0.0070	0.910 m	7.725 m	OK
techo 6	DERIVA	Y	0.0024	6	0	1270	2795	0.0070	0.976 m	6.816 m	OK
techo 5	DERIVA	Y	0.0025	1	0	0	2380	0.0070	1.028 m	5.840 m	OK
techo 4	DERIVA	Y	0.0025	1	0	0	1965	0.0070	1.056 m	4.812 m	OK
techo 3	DERIVA	Y	0.0025	1	0	0	1550	0.0070	1.057 m	3.756 m	OK
techo 2	DERIVA	Y	0.0025	16	0	920	1135	0.0070	1.047 m	2.699 m	OK
techo 1	DERIVA	Y	0.0025	1	0	0	720	0.0070	1.515 m	1.651 m	OK
echo Semisota	DERIVA	Y	0.0013	16	0	920	105	0.0070	0.136 m	0.136 m	OK

Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación.

Tabla N°20. Derivas en x-x de la estructura propuesta Sin disipadores SLB-Expediente Técnico

DERIVAS AMPLIFICADOS X-X SIN DISIPADORES											
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X	Y	Z	Drift permisible F.020	Despl. R entre piso (m)	Despl.total (m)	DECISIÓN
					m	m	m				
echo 8 -Remat	DERIVA	X	0.0014	95	31.26	16.03	35.75	0.0070	0.005 m	0.085 m	OK
techo 7	DERIVA	X	0.0016	95	31.26	16.03	32.1	0.0070	0.007 m	0.080 m	OK
techo 6	DERIVA	X	0.0021	95	31.26	16.03	27.95	0.0070	0.009 m	0.073 m	OK
techo 5	DERIVA	X	0.0025	38	36.51	16.03	23.8	0.0070	0.010 m	0.065 m	OK
techo 4	DERIVA	X	0.0028	7	8.36	12.7	19.65	0.0070	0.012 m	0.055 m	OK
techo 3	DERIVA	X	0.0031	5	36.51	0	15.5	0.0070	0.013 m	0.043 m	OK
techo 2	DERIVA	X	0.0033	4	27.16	0	11.35	0.0070	0.014 m	0.030 m	OK
techo 1	DERIVA	X	0.0026	3	17.76	0	7.2	0.0070	0.016 m	0.017 m	OK
echo Semisota	DERIVA	X	0.0010	95	31.26	16.03	1.05	0.0070	0.001 m	0.001 m	OK

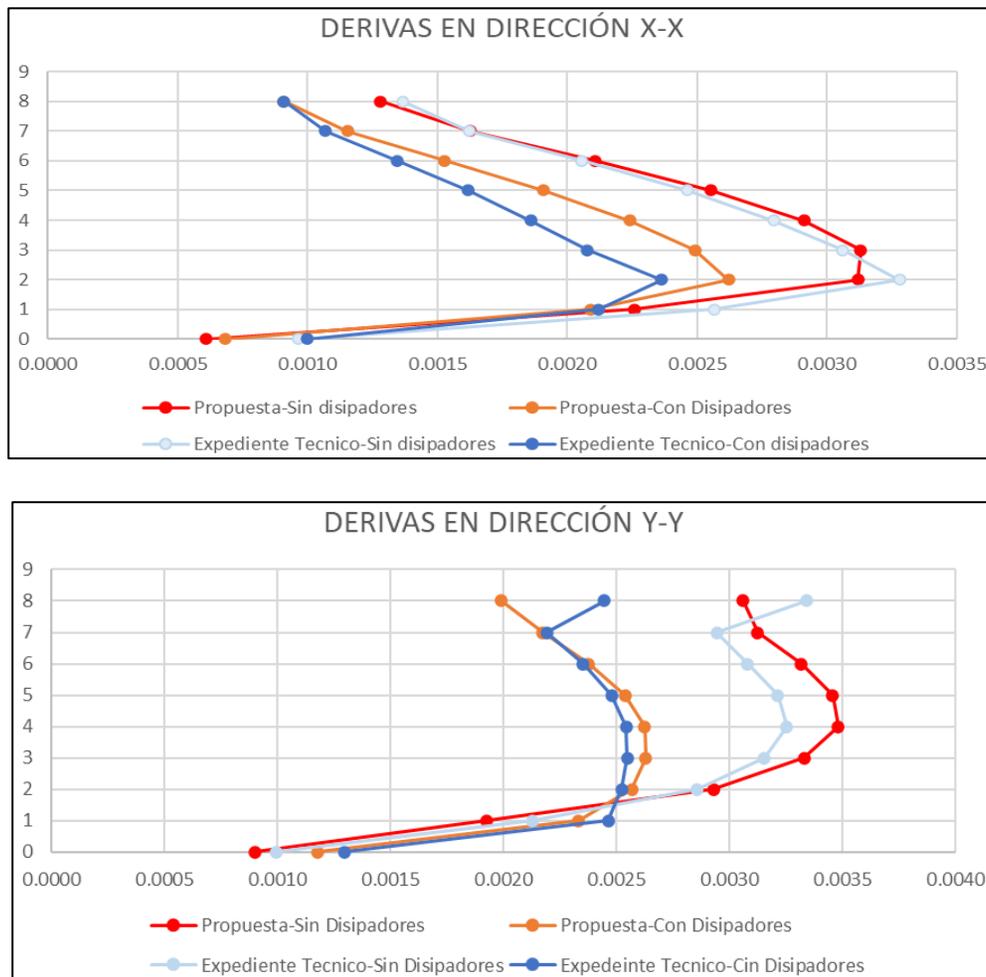
Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación.

Tabla N°21. Derivas en y-y de la estructura propuesta Sin disipadores SLB-Expediente Técnico

DERIVAS AMPLIFICADOS Y-Y SIN DISIPADORES											
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X	Y	Z	Drift permisible	Despl. entre piso (m)	Despl. total	DECISIÓN
					m	m	m				
techo 8 -Remat	DERIVA	Y	0.0033	5	36.51	0	35.75	0.0070	0.012 m	0.103 m	OK
techo 7	DERIVA	Y	0.0029	5	36.51	0	32.1	0.0070	0.012 m	0.091 m	OK
techo 6	DERIVA	Y	0.0031	39	36.51	5.25	27.95	0.0070	0.013 m	0.079 m	OK
techo 5	DERIVA	Y	0.0032	38	36.51	16.03	23.8	0.0070	0.013 m	0.066 m	OK
techo 4	DERIVA	Y	0.0033	5	36.51	0	19.65	0.0070	0.014 m	0.053 m	OK
techo 3	DERIVA	Y	0.0032	5	36.51	0	15.5	0.0070	0.013 m	0.039 m	OK
techo 2	DERIVA	Y	0.0029	5	36.51	0	11.35	0.0070	0.012 m	0.026 m	OK
techo 1	DERIVA	Y	0.0021	10	36.51	12.7	7.2	0.0070	0.013 m	0.014 m	OK
techo Semisota	DERIVA	Y	0.0010	11	0	3.7	1.05	0.0070	0.001 m	0.001 m	OK

Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación.

Figura N°107. Comparación de derivas del expediente técnico vs propuesta en el análisis lineal dinámico



Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación.

A partir de los resultados de derivas en un análisis lineal dinámico, se aprecia que no existe mucha diferencia entre las derivas del expediente y la propuesta siendo el límite según la norma peruana una deriva de 0.007 y según el ASCE 7-16 en su table 12.12-1 de 0.015, sin embargo, notaremos que por temas de ductilidad en un análisis no lineal la diferencia se acrecentará considerablemente.

4.2.2 Diseño Estructural

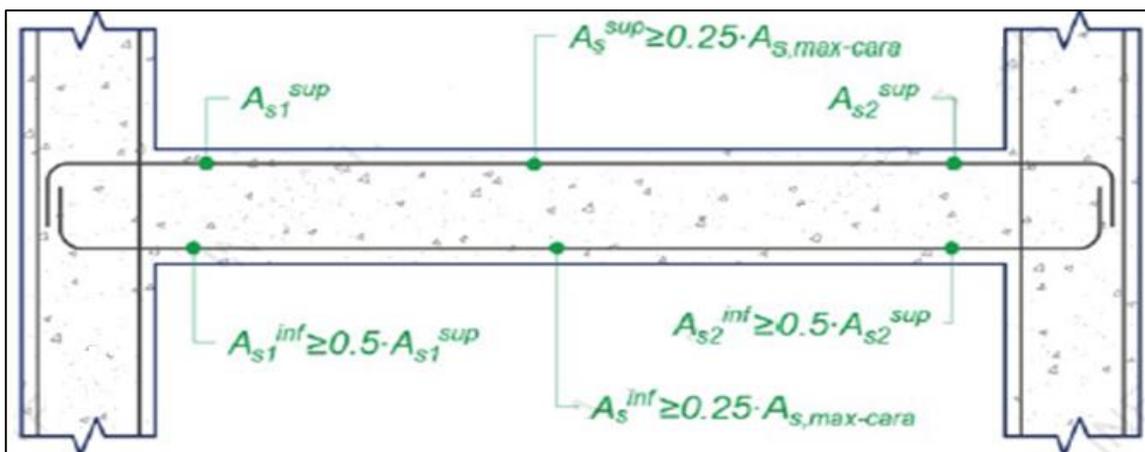
A continuación, se realizará el diseño estructural de los elementos usando los códigos ASCE 7-16 y el ACI 318-19; explícitamente el ASCE 7-16 brinda indicaciones de amplificaciones de carga tal como lo hace la norma E0.20. También se demostrará que el programa ETABS realiza un correcto diseño de elementos estructurales contemplando las indicaciones del ACI 318-19, diseña en flexión de vigas, en flexo-compresión de columnas y muros estructurales; asimismo realiza un correcto diseño por capacidad del cortante en vigas y columnas, mientras que para el diseño por capacidad de muros estructurales hay que crear una combinación con un sismo amplificado como lo indica el ACI 318-19 en su apartado 18.10.3.

Diseño de Vigas.

Se diseñarán las vigas con el criterio de Pórticos especiales resistentes a momentos, el cual consta de incorporar el criterio de ductilidad. Consta de incrementar el acero en compresión lo que al final se reflejara en el diagrama momento-curvatura. Los requisitos de ductilidad que se deben cumplir se detallan en la siguiente figura N°108.

Para el diseño por flexión el programa escoge la combinación más crítica en cada tramo de las vigas.

Figura N°108. Criterio de Ductilidad, requisitos para acero longitudinal



Nota. Adaptado de *Diseño de Vigas*, por INESA TECH, 2020, Especialización de ingeniería estructural y sismorresistente

Una consideración muy importante a tener en cuenta para que el programa diseñe las vigas con el criterio de ductilidad es cambiar (design overwrites) de la siguiente manera.

Figura N°109. Configuración de Design Overwrites

E Concrete Frame Design Overwrites for ACI 318-19		
	Item	Value
01	Current Design Section	Varies
02	Framing Type	Sway Special
03	Live Load Reduction Factor	Varies
04	Unbraced Length Ratio (Major)	Varies
05	Unbraced Length Ratio (Minor)	Varies
06	Effective Length Factor (K Major)	1
07	Effective Length Factor (K Minor)	1
08	Moment Coefficient (Cm Major)	1
09	Moment Coefficient (Cm Minor)	1
10	NonSway Moment Factor (Dns Major)	1
11	NonSway Moment Factor (Dns Minor)	1
12	Sway Moment Factor (Ds Major)	1
13	Sway Moment Factor (Ds Minor)	1
14	Consider Minimum Eccentricity?	Yes

A continuación, mostraremos los aceros calculados (requeridos) de las vigas en el eje 9-9 en el cual se identificó que el nivel más crítico es el nivel 5.

Figura N°110. Aceros calculados en el programa ETABS del eje 9-9

Elevation View - 9 Longitudinal Reinforcing (ACI 318-19)				
				techo 8 -Kemate
	47.25	13.93	46.63	
	22.31	31.88	22.04	techo 7
	49.35	13.93	49.38	
	23.24	29.07	23.25	techo 6
	51.82	13.93	51.43	
	24.32	32.38	24.15	techo 5
	50.85	13.93	50.73	
	23.89	30.19	23.84	techo 4
	49.01	13.93	49.21	
	23.09	27.14	23.17	techo 3
	49.14	13.93	49.30	
	23.14	27.07	23.22	techo 2
	48.64	13.93	48.66	
	22.93	27.42	22.94	techo 1
	44.30	13.93	45.27	
7	21.00	30.91	21.44	Techo Semisotano

Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación.

A continuación, mostraremos los aceros calculados (requeridos) de las vigas en el eje 9-9 en el nivel 5 por calculo manual en Excel, ver figura N°111. La demostración completa del diseño de esta viga se contempla en el anexo B.

Figura N°111. Aceros calculados manualmente

11) ÁREA DE ACERO-CALCULADO FINAL					
A⁻ (Area de acero negativo)					
	Lado Izquierdo		Centro		Lado Derecho
refuerzo tracción 1 capa	As1 51.82 P ₁ 1.25%		As1 13.87 P ₁ 0.33%		As1 51.43 P ₁ 1.24%
refuerzo tracción 2 capas	As2 53.14 P ₂ 1.30%		As2 13.60 P ₂ 0.33%		As2 52.74 P ₂ 1.29%
A⁺ (Area de acero positivo)					
	Lado Izquierdo		Centro		Lado Derecho
refuerzo tracción 1 capa	As1 24.32 P ₁ 0.58%		As1 32.38 P ₁ 0.78%		As1 24.15 P ₁ 0.58%
refuerzo tracción 2 capas	As2 24.85 P ₂ 0.61%		As2 33.12 P ₂ 0.81%		As2 24.68 P ₂ 0.60%

Nota. Fuente Propia, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación.

A continuación, se verifica el diseño por capacidad en cortante en el programa ETABS, y luego se verifica manualmente.

Lo que se muestra como resultado de acero a cortante en ETABS, ver figura N°113, es la tasa de acero transversal, el cual esta en unidades de “cm²/cm”.

Figura N°112. Acero por cortante calculado manualmente

2) ZONA DE CONFINAMIENTO HASTA "2h" DE LA CARA DE COLUMNA (1) - IZQUIERDO

V_n = V_s + V_c

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

V_c = 0.53√F'_c(b)(d)

V_u ≤ Φ(V_c + 2√F'_cA_{cb})

Cortante máximo que puede resistir la sección sin considerar torsión: **V_{u lim} = 132.09 Tnf**

Cortante proporcionado por el concreto: **V_c = 36.89 Tnf**
 $\phi V_c = 27.67$

N° Ganchos: **0**
 N° Estribos Cerrados: **1**

Tasa de acero transv-compare-ETABS: **Av/S = 0.22**

Cortante que debe proporcionar el Acero: **V_s = 94.68 Tnf**

Seleccionar diametro de estribo: **Ø = 1/2"**
Area = 1.27

Area del acero transversal: **AV = 2.54 cm²**

Separación calculada: **S = 11.72 cm**

Tasa de acero transversal requerido_comparar ETABS: **Av/s = 0.217 cm²/cm**

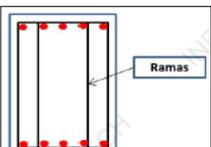
Separación requerida max.: **S = 11.72 cm**

Separación definitiva: **S = 10.00 cm** Longitud confi.: **2h = 220.00 cm**

V_{pf1} ≥ 0.5V_d; V_c = 0
V_{pf1} < 0.5V_d; V_c = 0.53√F'_c(b)d

$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1.7 A_{oh}}\right)^2} \leq \Phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 2\sqrt{F'_c}\right)$

Av = (N° Ramas)(Aestribo)



S = $\frac{Av(F_y)(d)}{V_s}$

Pulg	Cms	AREA cm2
3/8"	0.95	0.71
1/2"	1.27	1.27
5/8"	1.59	1.98
3/4"	1.91	2.85
7/8"	2.22	3.88
1"	2.54	5.07
1 1/8"	2.86	6.41
1 1/4"	3.18	7.92
1 3/8"	3.49	9.58
1 1/2"	3.81	11.4

Rbar A _{vs} m ² /m	Rbar A ₁ /S m ² /m	Rbar A ₁ m ²	Design V _{u2} tonf	Design T _u tonf-m	Design M _{u2} tonf-m	Design P _u tonf
0.00218	0.00051	0.001349	99.2613	3.8362	-143.9751	0

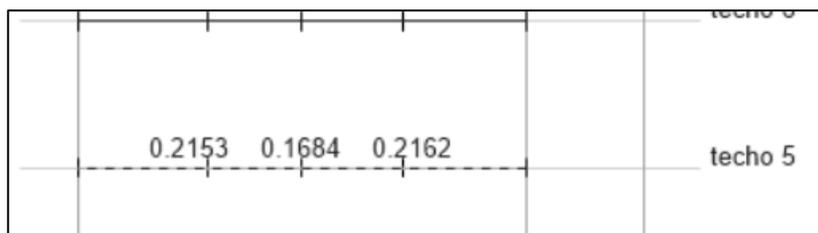
SEPARACIÓN MÁXIMA - ACI 318-19

S1: d/4	26.00 cm
S2: 6Dbl	15.24 cm
S3: 15 cm	15.00 cm

escoger diametro de acero usado en viga

V_u ≥ 0.27λ√F'_cA_{cb} Distribuir acero mínimo 19.88 Tnf

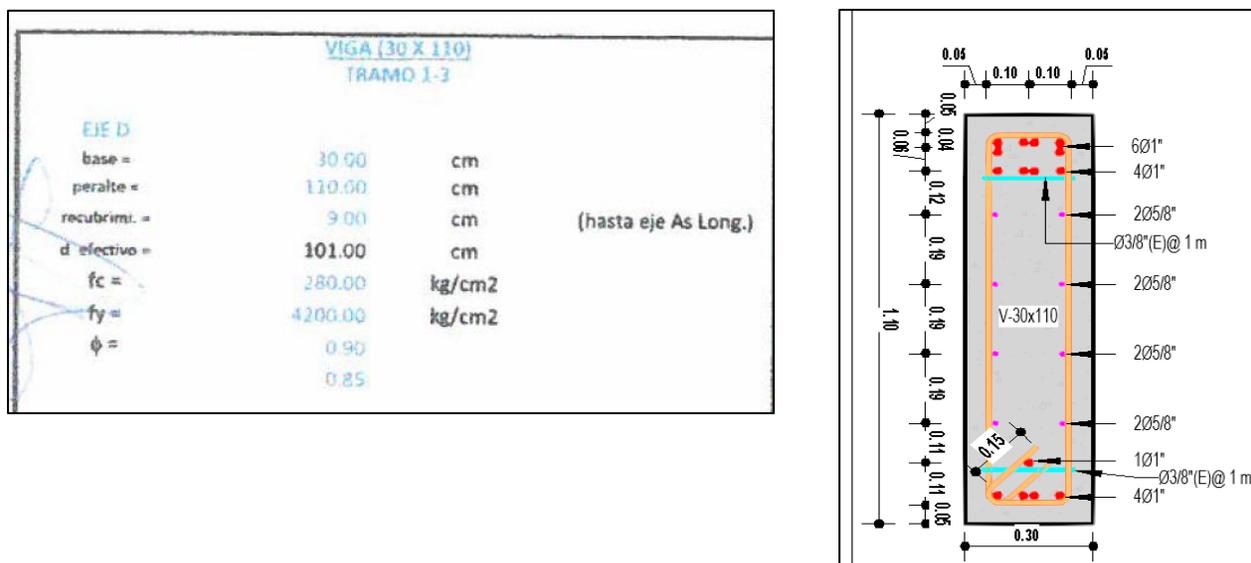
Figura N°113. Acero por cortante calculado en ETABS



Después de demostrado el diseño de las vigas usando el código ACI 318-19, se concluye que el programa realiza un correcto diseño de vigas, y se usó el programa para diseñar todas las vigas de la estructura en estudio.

Observación: En el expediente técnico de la estructura en estudio se ha considerado Vigas de 30x110cm lo cual incumple con la disposición 18.6.2 Límites dimensionales de Vigas sismorresistentes del ACI 318-19. En donde se manifiesta que el ancho mínimo de la base debe ser $0.30 \times \text{altura} = 0.30 \times 1.10 = 0.33\text{m}$; lo cual no se está cumpliendo, por esa razón en la presente propuesta se ha propuesto vigas de 40x110cm.

Figura N°114. Viga 30x110 cm del expediente técnico



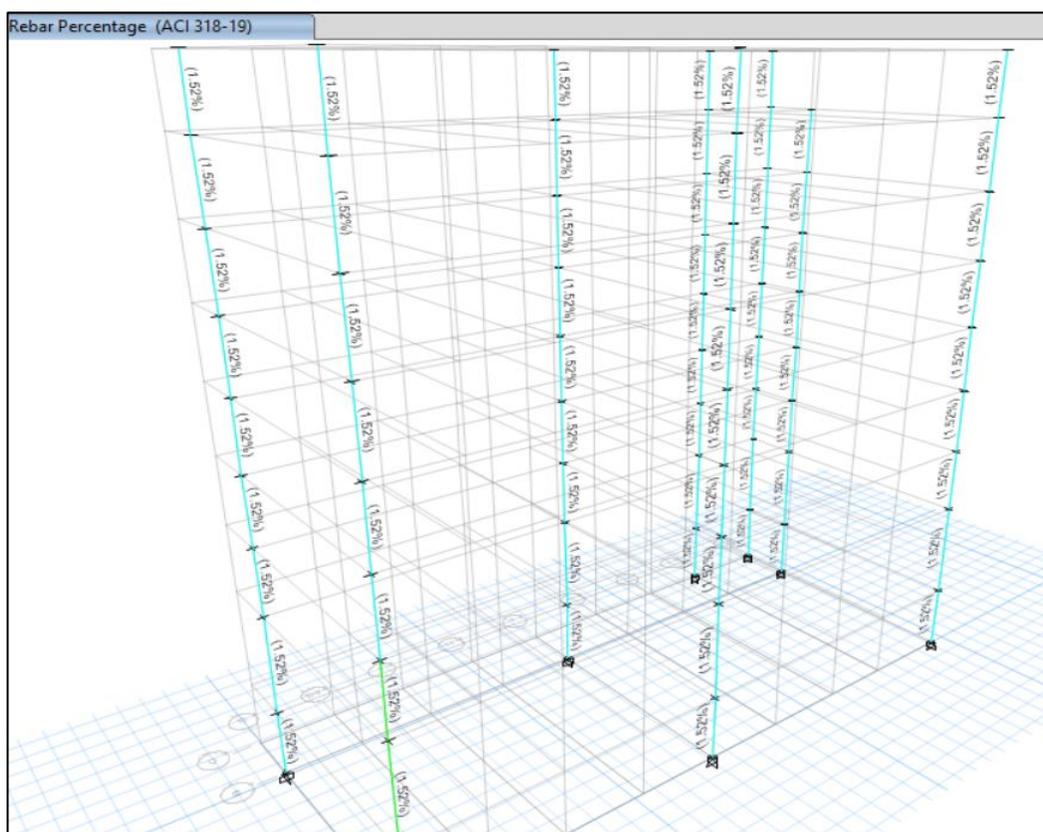
Nota. Adaptado de *Expediente técnico*, por GS&Y ARQUITECTOS E INGENIEROS,

2020, Expediente técnico.

Diseño de Columnas.

Diseñaremos las columnas con el apartado 18.7 del código ACI 318-19, en donde una de las premisas que debe cumplir un PRM (pórtico resistente a momentos) es que se cumpla el criterio Columna Fuerte-Viga Debil, estipulado 18.7.3.2 del ACI 318-19. El código ACI 318-19 nos indica que para considerar que nuestras columnas cumplan con el criterio de ductilidad, la cuantía de estas debe ser menor a 2%, esto se puede apreciar en la siguiente figura.

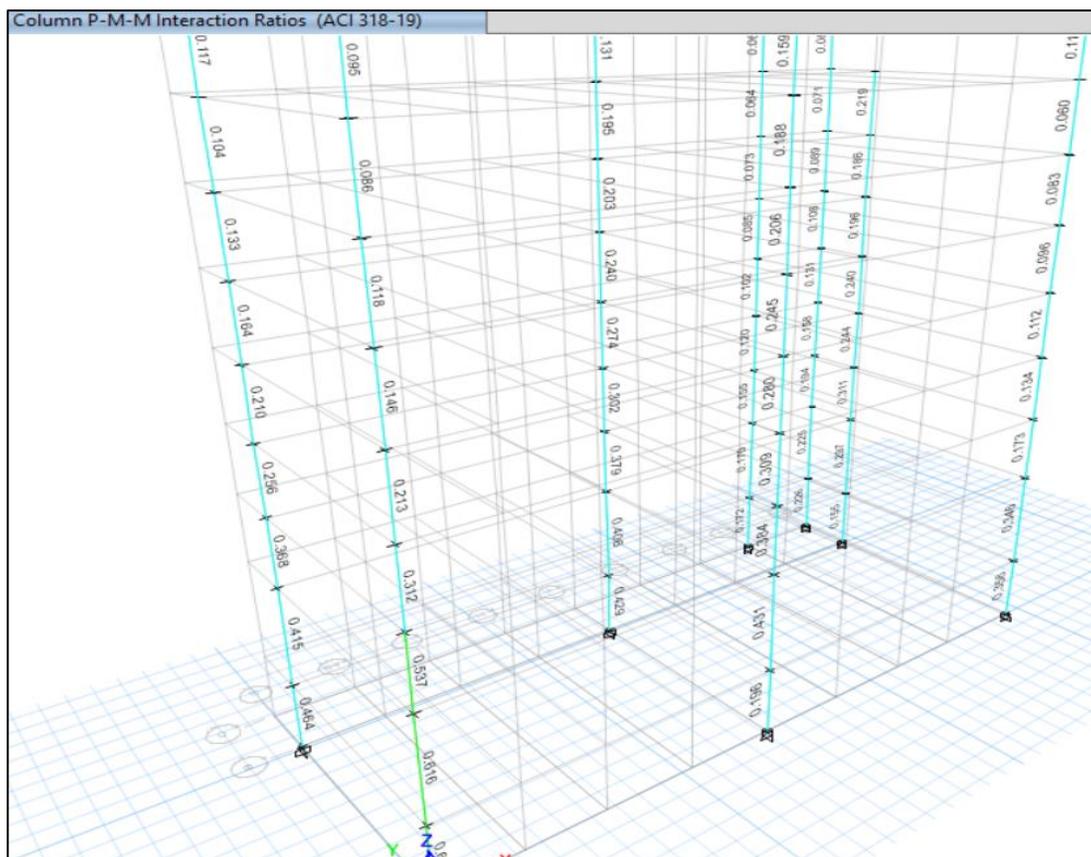
Figura N°115. Cuantía de columnas en la estructura en estudio



Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación.

Asimismo, en la figura N°116 se verifica la relación demanda capacidad a flexo compresión de las columnas, sometidas a un sismo de diseño, el cual esta reducido por un factor “R”, y es parte de un análisis lineal dinámico.

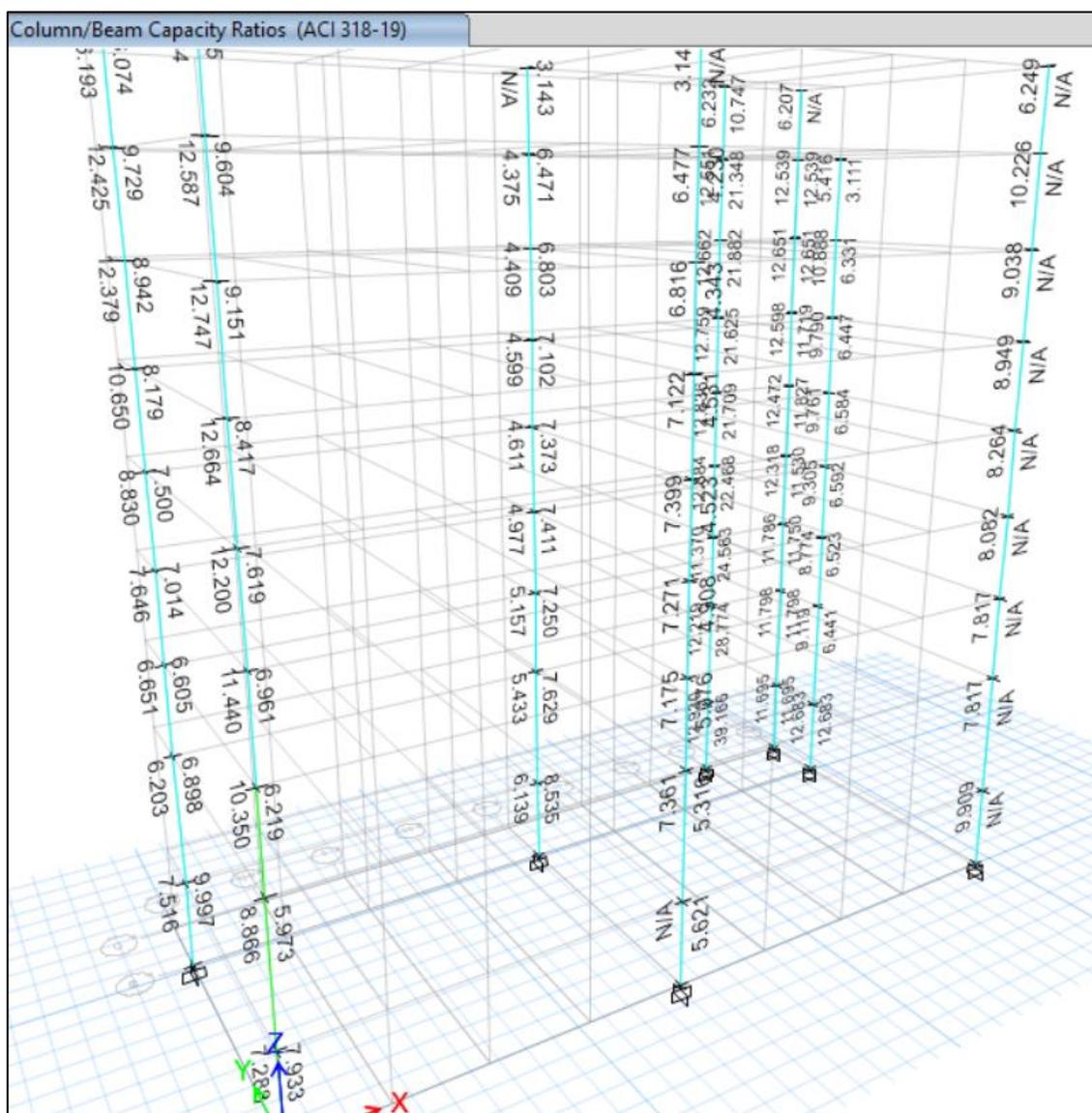
Figura N°116. Relación Demanda – Capacidad (D/C) a flexo-compresión en Columnas



Nota. Fuente Propia, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación.

De igual forma como ya sabemos que el programa ETABS realiza una correcta verificación del diseño estructural de acuerdo al ACI 318-19, y siendo de vital importancia la verificación del criterio columna fuerte-viga débil para conducir la formación de rotulas plásticas en las vigas y no en las columnas, en la figura N°117 se verifica la relación (sumatoria de momentos de columnas) entre (sumatoria de momentos de las vigas que llegan a la columna) esta relación tiene que ser mayor que 1.2, esta verificación se especifica en el acápite 18.7.3.2 del ACI 318-19 y se explica como trabajarlo en el comentario del ACI 318R-19 sección R18.7.3.

Figura N°117. Relación columna fuerte viga débil

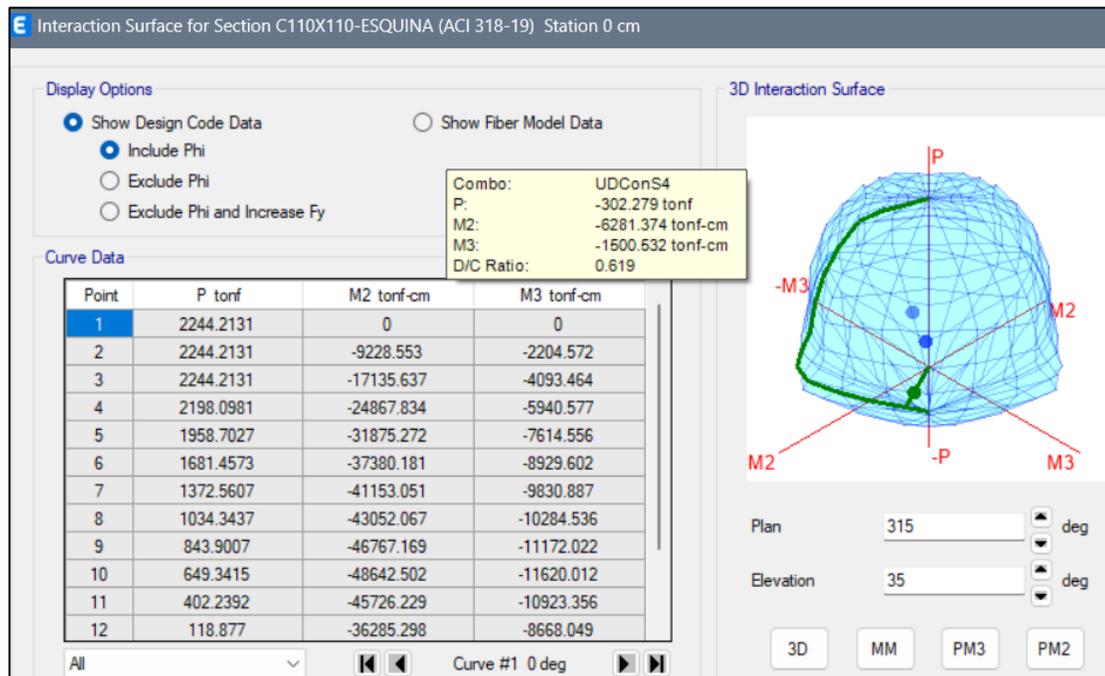


Nota. Fuente Propia, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación.

La columna más crítica se emplaza en el eje 10-A, esta columna se estudia y se verifica el diseño que realiza ETABS y el cálculo manual en el anexo C resultando 38 varillas de 1" alrededor de su perímetro. Como se aprecia en la figura N°116 la relación D/C a flexo-compresión en esta columna es 0.619 (la más crítica) en el primer nivel, esta D/C es solo para una combinación, pero en realidad esta columna tiene diferentes relaciones de D/C de acuerdo a cada combinación, como

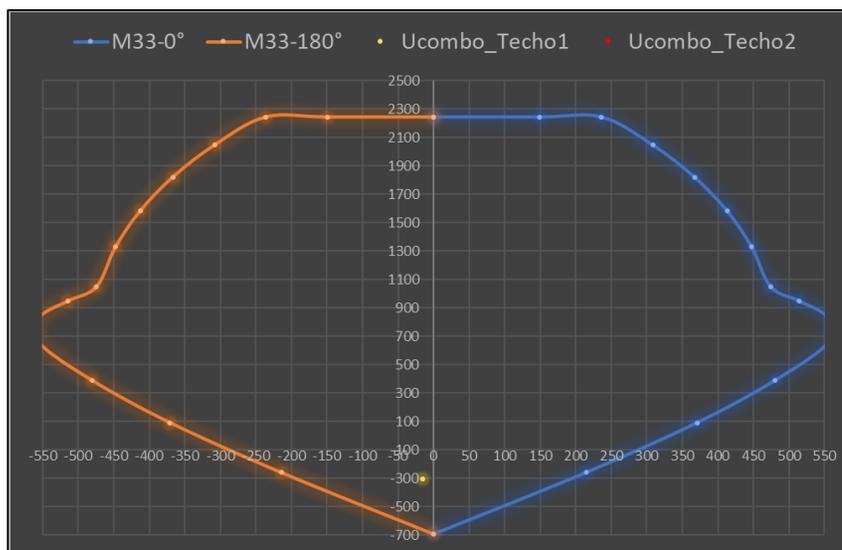
se puede visualizar en la figura N°118 según el programa ETABS, y en la figura N°119 de elaboración propia.

Figura N°118. Diagrama de interacción de la columna 110x110 cm en el eje 10-A



Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación.

Figura N°119. Diagrama de interacción de la columna 110x110 cm en el eje 10-A, elaboración propia



Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación.

La columna en estudio del primer nivel tiene una tasa de acero transversal de 0.0974cm²/cm para el eje 10-A según ETABS, mientras que una tasa de 0.0939 cm²/cm para el cálculo manual; el cálculo manual de la columna se puede visualizar en el anexo C que fue diseñada siguiendo los lineamientos del ACI 318-19.

Figura N°120. Cálculo de acero por cortante, ETABS

Shear Design for V_{u2} , V_{u3}					
	Shear V_u tonf	Shear ϕV_c tonf	Shear ϕV_s tonf	Shear ϕV_p tonf	Rebar A_v /s cm ² /cm
Major, V_{u2}	16.7711	0	31.444	14.2206	0.0974
Minor, V_{u3}	19.8802	38.9288	25.1552	15.4699	0.0974

Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación.

Figura N°121. Cálculo de acero por cortante, manual

Separación requerida por corte de diseño "Vd"

Dirección "2-2"
La fuerza cortante inducida por el sismo "Ve", representa la mitad o más del cortante de diseño "Vd"

V_s 41.41 Tnf

A_{v-2-2} 7.62 cm²

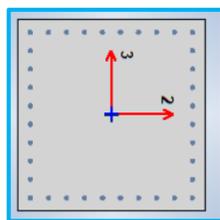
Separación calculada S_{max_reque} 81.1 cm 1/2"

Tasa de acero transversal requerido_comparar ETABS A_v/s 0.0939 cm²/cm

$V_s = \frac{V_y}{\phi_v} - V_c$

$S = \frac{A_v(F_y)(d)}{V_s}$

0.0939



Separación Máxima Normativa

$b_{long_min_Col}$ 1"

Separación normativa 1 S_{n_1} 27.50 cm

Separación normativa 2 S_{n_2} 15.24 cm

Separación normativa 3 S_{n_3} 13.56 cm

S_{n_f} 13.56 cm

$S_{n_1} = \frac{1}{4} \min(b_1; b_2)$

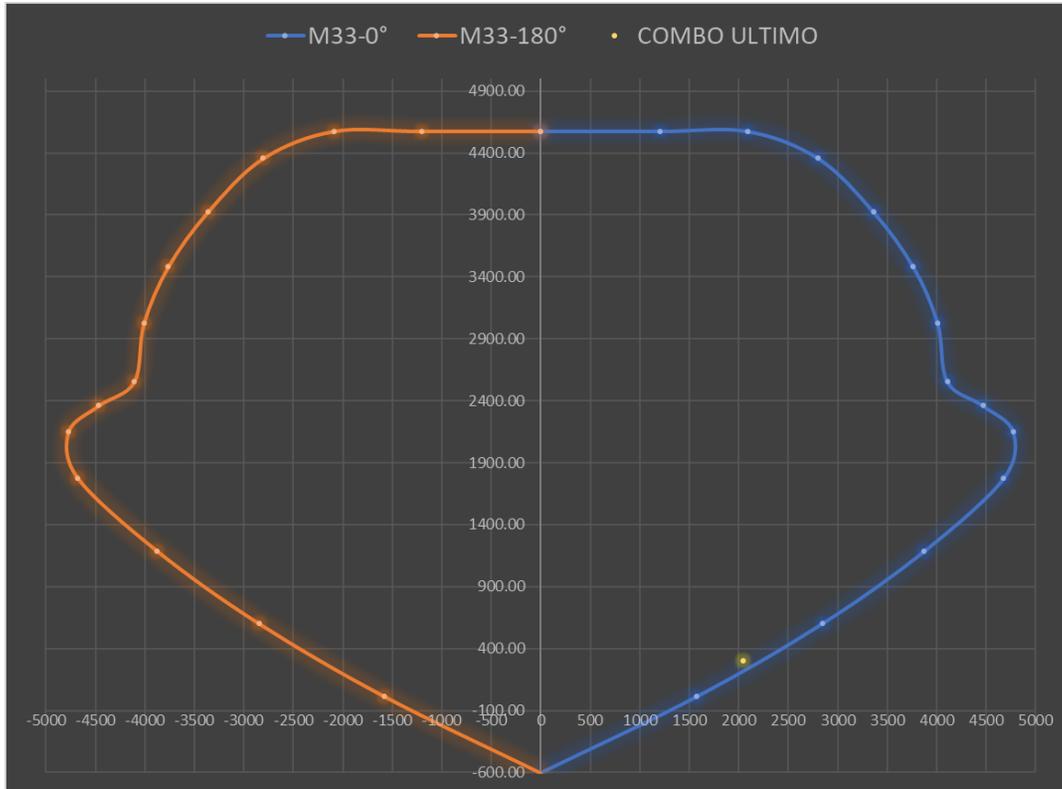
$S_{n_2} = 6(d_{b_long_min})$

$S_{n_3} = 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3}\right)$

Separación Definitiva

Separación a utilizar $S_{definitiva}$ 10.00 cm

Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación.



Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación.

Refuerzo transversal.

El acero transversal se diseña por capacidad

Omitiremos el overstress generado en ETABS, el cual es producto del corte por demanda, esto es aproximadamente 3 veces el corte de las combinaciones de diseño.

Cada sección de muro estructural tiene una capacidad máxima para resistir el corte el cual se puede apreciar en el numeral 18.10.4.4 del ACI 318-19.

$$V_{n_limite} \leq 2.12A_{cw}(\sqrt{F'c})$$

$$V_u \leq \phi_v V_{n_limite}$$

De la figura N°122, se tiene una $D/C=0.98$ a flexo-compresión; del anexo D se tiene una cuantía de acero transversal de 1.02%, lo cual significa 4 varillas de $\frac{1}{2}$ " @10cm, para el diseño preliminar del muro estructural.

El código ACI 318-19 en su apartado 18.10.6 estipula dos formas de verificar la necesidad de elementos de borde en muros estructurales: la primera forma es a través de la verificación de la profundidad del eje neutro del muro estructural, y la segunda forma es a través de la revisión del esfuerzo de compresión máximo en algunas de las fibras del muro estructural. Estas dos verificaciones se realizan en el anexo D y se muestra un resumen en la figura N°123, en el cual se demuestra que el cálculo manual y la verificación que realiza el programa ETABS son iguales y se concluye que el muro estructural del eje 10-10 (pier00) requiere de elementos estructurales.

Figura N°123. Verificación de la necesidad de elementos de borde en muros estructurales

9) EVALUACIÓN DE REQUERIMIENTO DE MIEMBROS DE BORDE

Se requiere elementos de borde si al menos uno de los metodos siguientes no cumple:

METODO 1 - REVISIÓN DE LA PROFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO

ESTRUCTURA **REGULAR**

$\delta_{lat_elastico}$ **12.56** mm Deformación para el caso de SISMO

$Cd = (0.75-0.85)R$ **3.38** Poner en el ETABS

inelastico $\delta_u = (\delta_{lat_elastico})(Cd)$ **64.00** mm $C_{lim} = \frac{l_w}{600 \times 1.5 \times FACTOR}$

δ_u/hw **0.0016** Desplazamiento relativo inelastico en el tope del muro obtenido del modelo de análisis.

FACTOR **0.005** Factor para el limite de la deriva inelastica del muro

C_{lim} **122.22** cm; profundidad límite del eje NEUTRO para que no se requieran elementos de borde.

Profundidad del Eje Neutro - Sacar ETABS

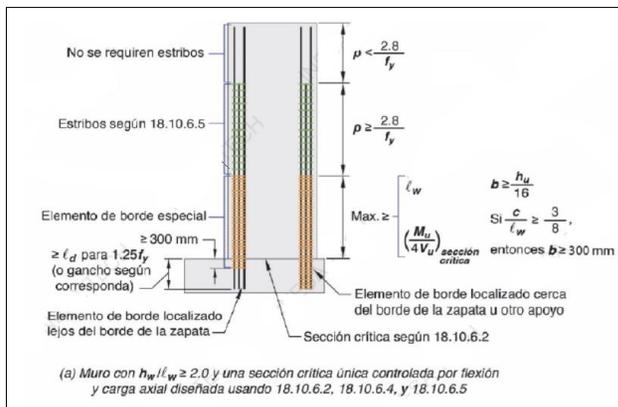
Boundary Element Check (ACI 18.10.6.3, 18.10.6.4)									
Station Location	ID	Edge Length (m)	Governing Combo	P _u tonf	M _u tonf-m	Stress Comp tonf/m ²	Stress Limit tonf/m ²	C Depth m	C Limit m
Top-Left	Leg 1	0.70036	UDWaiS3	1020.7954	-953.56	749.47	700	1.25036	1.22222
Top-Right	Leg 1	0.70036	UDWaiS3	1020.7954	931.5082	740.72	700	1.25036	1.22222
Bottom-Left	Leg 1	0.72839	UDWaiS3	1056.4435	-2020.0293	1185.5	700	1.27839	1.22222
Bottom-Right	Leg 1	0.72839	UDWaiS3	1056.4435	2062.9784	1202.53	700	1.27839	1.22222

Esto es cuadro del del primer nivel, verificar para los siguientes niveles (hacer click en diseño - design to be checked)

STATION LOCATION	C depth	
Semisotano	127	REQUIERE ELEMENTOS DE BORDE
1 nivel	120.63	NO REQUIERE ELEMENTOS DE BORDE
2 nivel		NO REQUIERE ELEMENTOS DE BORDE
3 nivel		NO REQUIERE ELEMENTOS DE BORDE
4 nivel		NO REQUIERE ELEMENTOS DE BORDE
5 nivel		NO REQUIERE ELEMENTOS DE BORDE
6 nivel		NO REQUIERE ELEMENTOS DE BORDE
7 nivel		NO REQUIERE ELEMENTOS DE BORDE
8 nivel		NO REQUIERE ELEMENTOS DE BORDE

Si el muro requiere elementos de borde bajo esta condición, la altura mínima antes de discontinuar el confinamiento debe ser el maximo de los siguientes:

$h_{confinamiento} = l_w$	5.50 m
$h_{confinamiento} = (Mu/4Vu)$	1.77 m
$h_{confinamiento} = l_w$	5.50 m



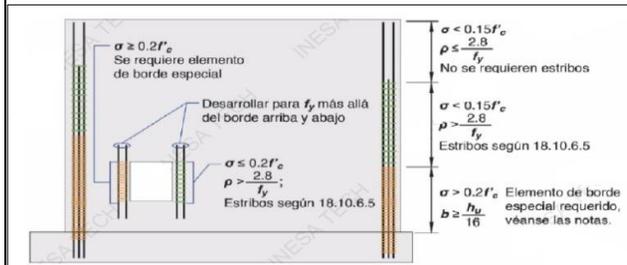
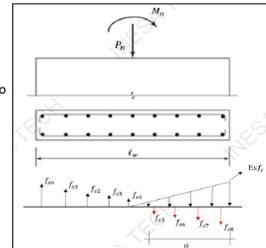
METODO 2 - REVISIÓN DEL ESFUERZO DE COMPRESIÓN MÁXIMO

Si el esfuerzo máximo en la fibra de compresión supera el valor de 0.2F_c, implica que se requieren elementos de borde.

Esf_{c_max} **70.00** kgf/cm²

Una vez se activa esta condición, requerimiento del elemento de borde especial en una determinada sección crítica, los mismos se extenderán hasta que el esfuerzo máximo en la fibra de compresión sea menor a 0.15F_c.

Esf_{c_lim} **52.50** kgf/cm²



Nota: El requisito de tener elementos especiales de borde se activa si el refuerzo máximo en la fibra extrema de compresión $\sigma \geq 0.2F_c$. Una vez se activa, el elemento especial de borde se extiende hasta que $\sigma < 0.15F_c$. Debido a que $hw/lw \leq 2$; 18.10.6.4 No aplica

Se tiene que escoger la combinación para el cual se tenga el mayor momento.

$$Esf_{c,i} = \frac{P_{u,i}}{A_{cw}} + \frac{6M_{u,i}}{bw l_w^2}$$

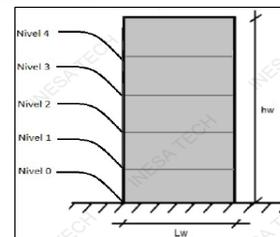
Esfuerzo Compresión	C depth kgf/cm ²	
Nivel_0_Semisotano	118.53	REQUIERE ELEMENTOS DE BORDE
Nivel_1_TECHO 1	87.93	REQUIERE ELEMENTOS DE BORDE
Nivel_1_TECHO 2	46.50	NO REQUIERE ELEMENTOS DE BORDE
Nivel_1_TECHO 3	0.00	NO REQUIERE ELEMENTOS DE BORDE
Nivel_1_TECHO 4	0.00	NO REQUIERE ELEMENTOS DE BORDE
Nivel_1_TECHO 5	0.00	NO REQUIERE ELEMENTOS DE BORDE
Nivel_1_TECHO 6	0.00	NO REQUIERE ELEMENTOS DE BORDE
Nivel_1_TECHO 7	0.00	NO REQUIERE ELEMENTOS DE BORDE
Nivel_1_TECHO 8	0.00	NO REQUIERE ELEMENTOS DE BORDE
Nivel_9_TECHO 10	0.00	NO REQUIERE ELEMENTOS DE BORDE

Verificar con ETABS, solo verificar para el primer nivel a modo de comprobación:

Boundary Element Check (ACI 18.10.6.3, 18.10.6.4)									
Station Location	ID	Edge Length (m)	Governing Combo	P _u tonf	M _u tonf-m	Stress Comp tonf/m ²	Stress Limit tonf/m ²	C Depth m	C Limit m
Top-Left	Leg 1	0.70036	UDWaiS3	1020.7954	-953.56	749.47	700	1.25036	1.22222
Top-Right	Leg 1	0.70036	UDWaiS3	1020.7954	931.5082	740.72	700	1.25036	1.22222
Bottom-Left	Leg 1	0.72839	UDWaiS3	1056.4435	-2020.0293	1185.5	700	1.27839	1.22222
Bottom-Right	Leg 1	0.72839	UDWaiS3	1056.4435	2062.9784	1202.53	700	1.27839	1.22222

Esto implica que el elemento de borde del muro debe desarrollarse desde:

Desde	Semisotano
Hasta	Nivel 1



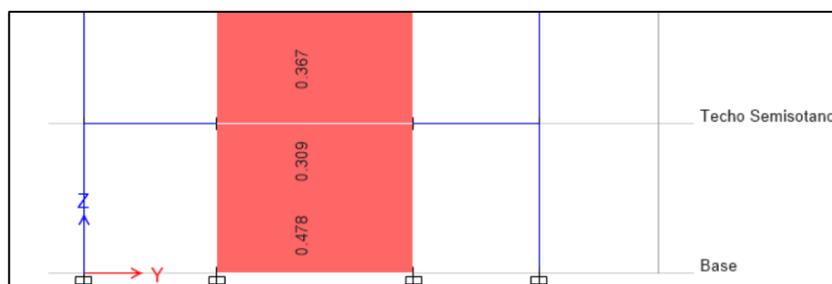
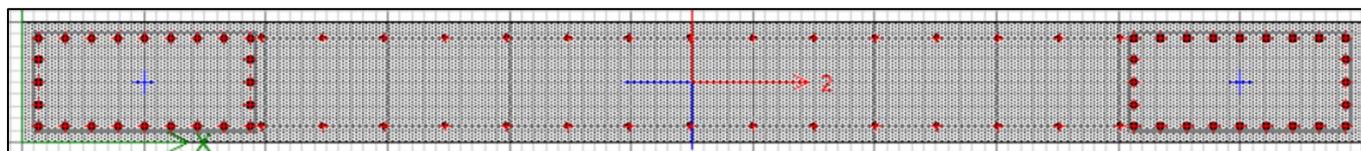
En Conclusión **REQUIERE ELEMENTOS DE BORDE**

Nota. Fuente Propia, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación.

Una vez definido el elemento de borde de 100 cm, se prosigue a analizar cada elemento de borde y el alma del muro estructural por separado y se propone la cuantía con la cual cumpla tanto el diseño por flexo-compresión y el diseño por capacidad de cortante. Asimismo, el refuerzo transversal de los elementos de borde tiene que cumplir obligatoriamente con el apartado 18.10.6.4 del ACI 318-19, pues este brinda instrucciones para el armado de estribos en elementos de borde de muros estructurales con condiciones especiales basaos en evidencia forense., de igual manera este despiece se encuentra en el anexo D para un mejor entendimiento.

Después de haber diseñado cada elemento esto se superpone en un solo elemento, el cual se muestra en la figura N°124, finalmente se realiza el diseño por flexo-compresión del muro en mención resultando con una $D/C=0.478$; y ante el diseño por capacidad con una $D/C=0.80$.

Figura N°124. Diseño del muro estructural del eje 10-10



$V_n = A_{cw}(\alpha_c \sqrt{F'_c} + \rho_{trans_prop} F_y)$		$D/C = \frac{V_e}{\phi_v V_n}$		$Tasa\ de\ acero_{transv} = \frac{A_v}{S}$							
$V_n =$	1446.15 Tonnes	Resistencia nominal a cortante del muro									
$V_{n\ limite} =$	1090.69 Tonnes	Resistencia nominal limite a cortante del muro									
$\phi V_{n\ limite} =$	818.02	CUMPLE									
$V_e =$	869.19 Tonnes	Cortante por capacidad									
Demanda/Capacidad		0.80	CUMPLE								
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Tasa de acero transversal (A_v/s) - cm²/cm</th> </tr> <tr> <th>COLOCADO</th> <th>Min. Prop. ETABS</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0.254</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>						Tasa de acero transversal (A_v/s) - cm ² /cm		COLOCADO	Min. Prop. ETABS	0.254	
Tasa de acero transversal (A_v/s) - cm ² /cm											
COLOCADO	Min. Prop. ETABS										
0.254											

Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación.

4.2.3 Analisis No Lineal Estático - Pushover

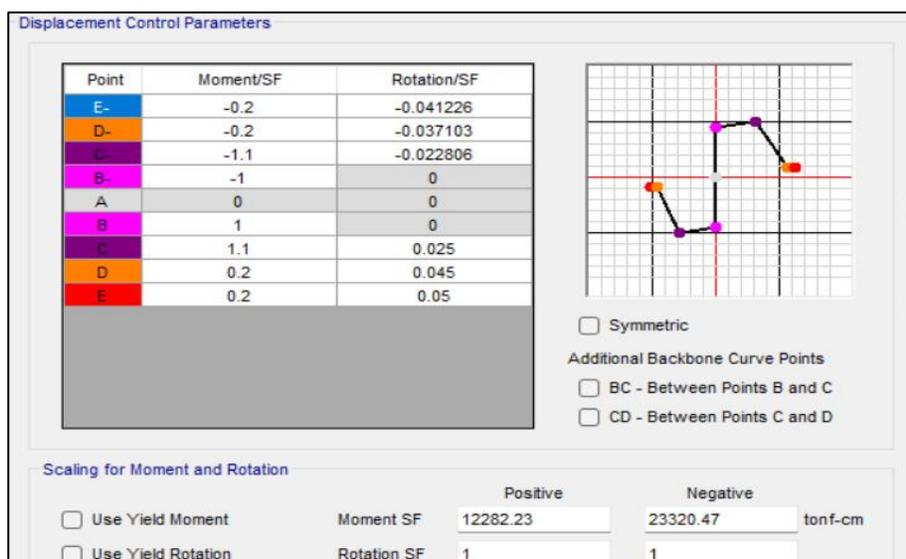
En el análisis no lineal tenemos dos categorías; el análisis no lineal estático (Pushover) y el análisis no lineal dinámico (análisis no lineal tiempo-historia). Se siguieron los lineamientos para este procedimiento no lineal en base al capítulo 16 del ASCE 7-16, ASCE 41-17, y el anexo A del ACI 318-19.

El análisis no lineal empieza cuando se concluye el análisis lineal. Para un análisis no lineal es obligatorio colocar los aceros reales dentro del modelo computacional en vigas, columnas, placas y todos los elementos sismorresistentes, el acero colocado es el de los planos estructurales; posteriormente se configura las propiedades no lineales esperadas de los materiales como se menciona en 4.1.1.3 del presente documento; luego se procede con la creación de rotulas plásticas para los elementos tipo frame y fibras para los elementos tipo shell y columnas como se describe en el apartado 4.1.1.4 del presente documento, luego finalmente se procede a cargar la condición de carga como estipula la sección 2.2.3.3 de este documento.

No Linealidad en Vigas

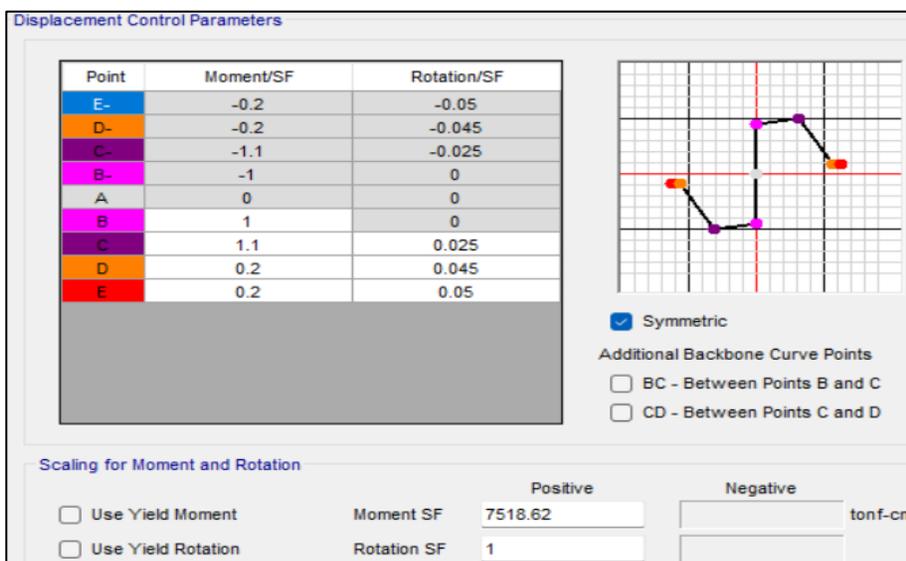
Para las rotulas en elementos frame si el elemento se encuentra armado dúctilmente se considera una rotula controlado por deformación, caso contrario se debe escoger una rotula controlado por fuerza las cuales generalmente fallan, y si la viga es se encuentra armada dúctilmente se debe reducir su rigidez para el análisis no lineal tal como indica la sección A.8.3 del ACI 318-19 y la sección 10.3-table 10-5 del ASCE 41-17. Procederemos a verificar las rotulas plásticas en ETABS, ver figura N°125 a 126.

Figura N°125. Rotula plástica de la viga 40x110 del eje 9-9 nivel 1



Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación.

Figura N°126. Rotula plástica de la viga 40x110 del eje A-A entre 10-9 nivel sótano

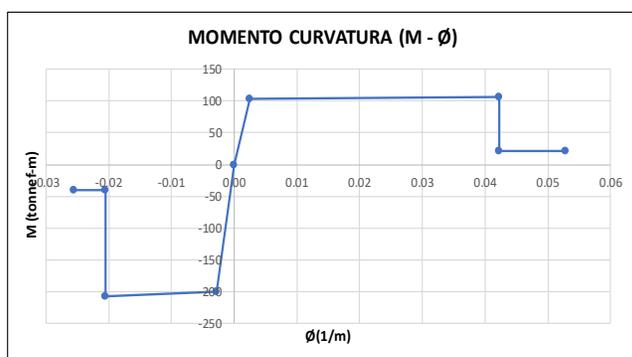


Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación.

Cada viga con diferente sección y diferente distribución de acero tiene su propia configuración de rotula plástica, el cual depende de su capacidad a flexión de cada viga, debemos en tener en consideración el criterio de ductilidad al momento del diseño de los elementos

estructurales. Es así que la viga descrita en la figura N°125 tiene una ductilidad de 17.23 para el momento positivo y una ductilidad de 7.32 para el momento negativo, como se muestra en la figura N°127.

Figura N°127. Ductilidad de la viga 40x110 del eje 9-9 del nivel 1



RESUMEN			
		Momento	Curvatura
MOMENTO NEGATIVO	(-FrMy_1)	-40.01	-0.0255840
	(-FrMy_1)	-40.01	-0.0204672
	Ultima (-Mu_1)	-208.41	-0.0204672
ZERO	Cedencia (-My_1)	-200.04	-0.0027978
	0	0.00	0.0000000
MOMENTO POSITIVO	Cedencia (My_2)	103.43	0.0024558
	Ultima (Mu_2)	106.05	0.0423141
	(FrMy_2)	20.69	0.0423141
	(FrMy_2)	20.69	0.0528926

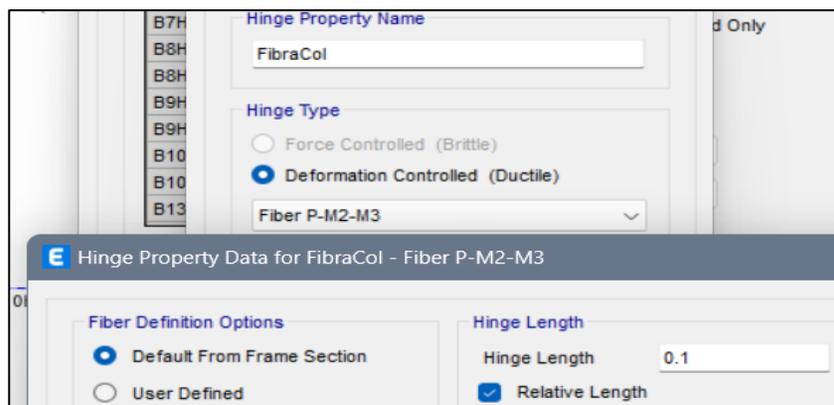
Ductilidad de la sección M+	17.23	$u\phi = \frac{\phi u}{\phi y}$
Ductilidad de la sección M-	7.32	

Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación.

No Linealidad en Columnas

En el caso de columnas como ya se definió en 4.1.1.4 del presente documento se usará el modelo tipo fibra para expresar su no linealidad del elemento, pues la fibra captura la carga axial y los momentos en los ejes 2 y 3 con mayor precisión que los modelos tipo rotulas; su configuración el programa ETABS es el siguiente:

Figura N°128. Fibra en columna



Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación.

No Linealidad en Muros Estructurales

Es similar al caso de columnas, pero como ya se mencionó en necesario e indispensable primero colocar el hacer real en los muros estructurales, ver figura N°129, para luego asignar la fibra automática en el muro estructural correspondiente, ver figura N°130; en este caso analizaremos la placa del eje 10-10 denominada pier00.

Figura N°129. Reforzamiento del muro estructural en ETABS

Wall Hinge Reinforcement

Rebar Material

Material Flexure: A.Ref4200

Material Shear: A.Ref4200

Bar Clear Cover: 4 cm

Layout



Geometry

Start X (cm)	Start Y (cm)	End X (cm)	End Y (cm)	Length (cm)	Thickness (cm)	Start Zone Size (cm)	End Zone Size (cm)
0	370	0	920	550	50	100	100

Reinforcement

Flexural Detail - Each Face

Station	Bar Size	Bar Spacing (cm)	Number of Bars
Start	#8		12
Center	#6	23	15
End	#8		12

Flexural Detail (Additional Individual Bars)

Material	Distance (cm)	Area (cm ²)
*		

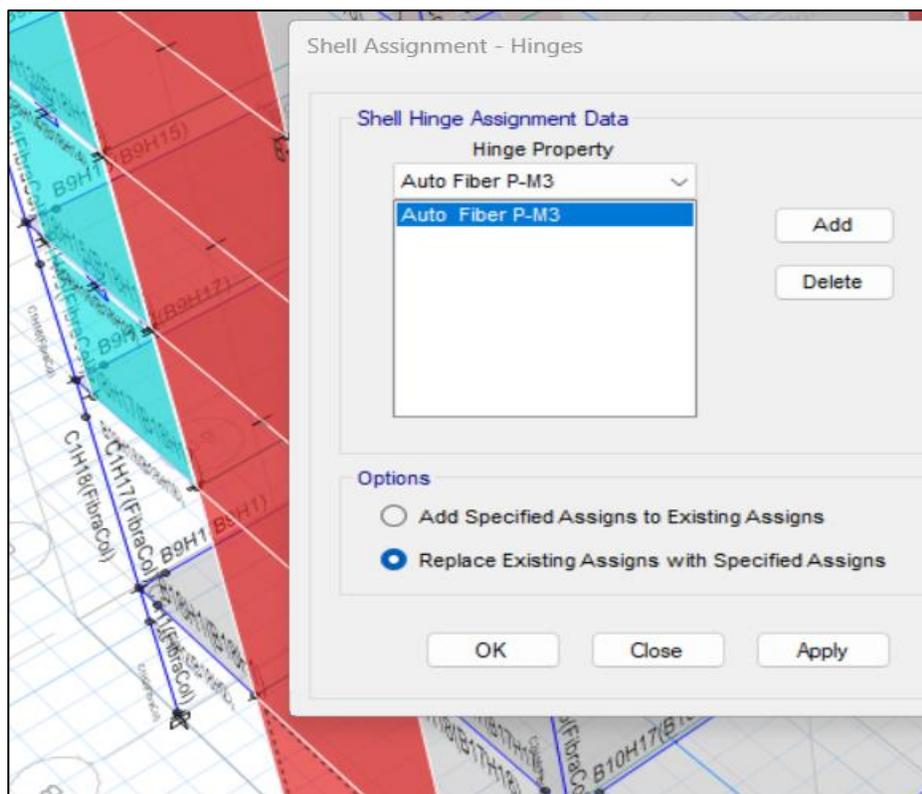
Shear/Confinement Detail

Station	Bar Size	Bar Spacing (cm)	Confined
Start	#4	10	Yes
Center	#4	10	No
End	#4	10	Yes

OK Cancel

Nota. Fuente Propia, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación.

Figura N°130. Asignación de fibra en muro estructural en ETABS



Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación.

Caso de Carga

Este análisis tiene como objetivo mostrar la relación entre la cortante basal y el desplazamiento (curva de capacidad de la estructura) de techo en el nivel más alto en estudio, es así que este caso de carga es de forma incremental y se incrementa hasta que la estructura no tenga mecanismos de defensas (colapse), es decir las rotulas en los diferentes elementos estructurales llegan a la condición de colapse prevention lo que significa que el elemento ha colapsado.

Por tanto, se crea el caso de CARGA PUSHOVER, el cual obedece a un patrón de carga ya sea en dirección X-X o Y-Y, este patrón de carga esta en función de sus modos fundamentales, para este caso el modo fundamental es la dirección X-X con el 72% de masa participativa en el modo 1, la definición de la carga PUSHOVER X-X se visualiza en la figura N°131.

Figura N°131. Caso de carga Pushover en X-X

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Nonlinear Static Notes...

Mass Source: 100%D+50%L

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: CGNL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	1	1

Add
Delete

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Displacement Control Modify/Show...

Results Saved: Multiple States Modify/Show...

Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis Modify/Show...

Nonlinear Parameters: User Defined - Event-to-Event Only Modify/Show...

Control Displacement

Use Conjugate Displacement

Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of: cm

Monitored Displacement

DOF/Joint: U1

Generalized Displacement:

Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación.

Es necesario verificar la respuesta de la estructura en ambas direcciones ortogonales es por eso que se crea la carga PUSHOVER Y-Y, la cual se visualiza en la figura N°132.

Figura N°132. Caso de carga Pushover en X-X

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Notes...

Mass Source:

Analysis Model:

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	2	1

Other Parameters

Modal Load Case:

Geometric Nonlinearity Option:

Load Application:

Results Saved:

Floor Cracking Analysis:

Nonlinear Parameters:

Control Displacement

Use Conjugate Displacement

Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of: cm

Monitored Displacement

DOF/Joint:

Generalized Displacement:

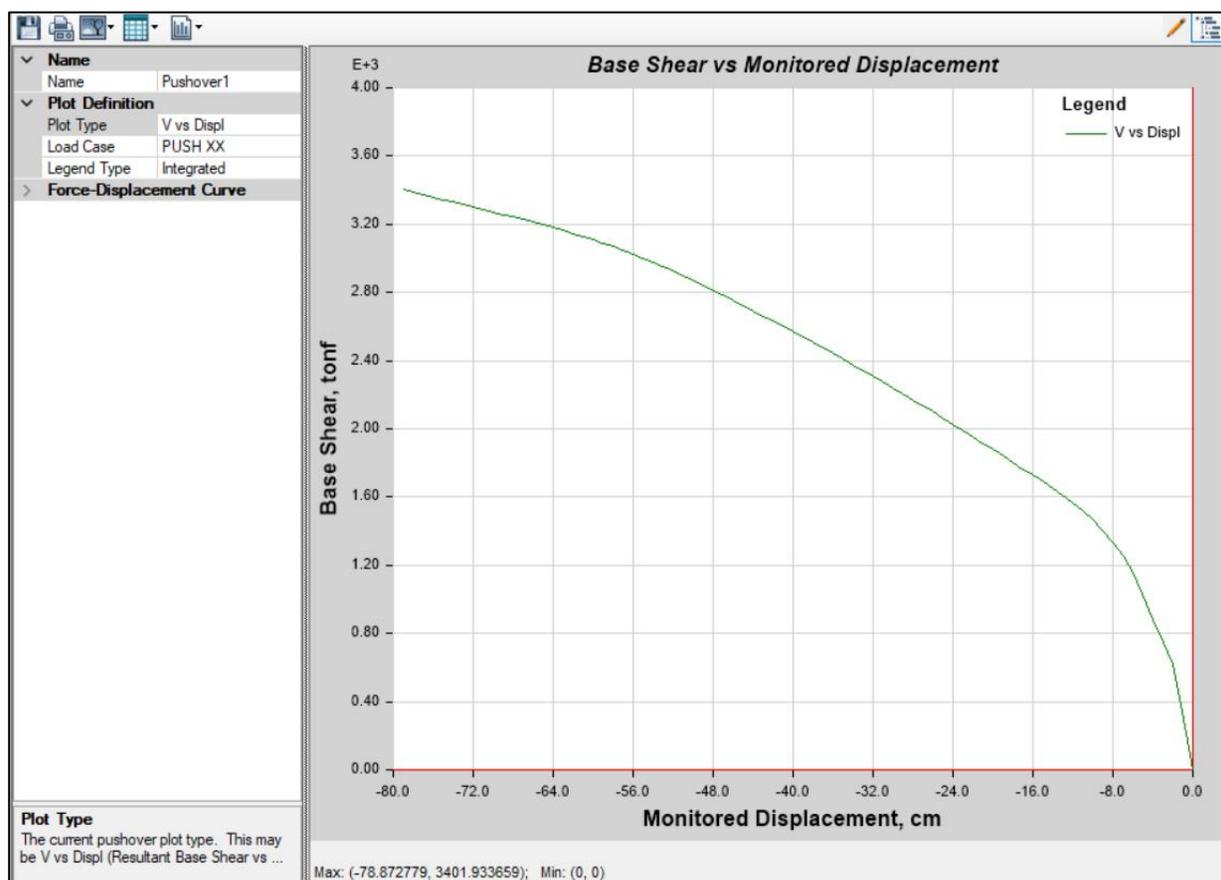
Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación.

Curva de Capacidad

A continuación, se mostrará la curva de capacidad de la estructura propuesta con disipadores SLB en dirección X-X y Y-Y, ver figura N°133 y 134. Y en las figuras N° 144 y 145 se mostrará las curvas de capacidad de lo siguiente y se analizará:

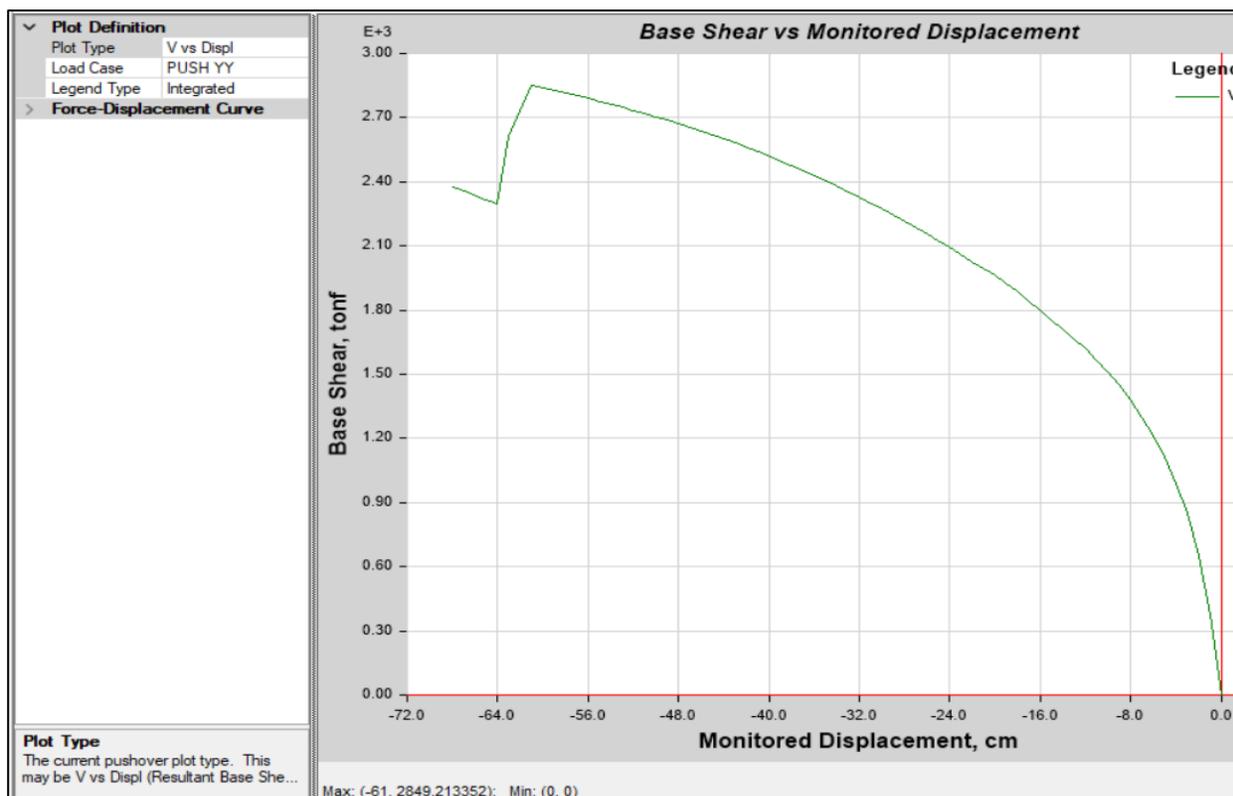
- Curva de capacidad de la estructura sin disipadores según E.T.
- Curva de capacidad de la estructura con disipadore SLB según E.T.
- Curva de capacidad de la estructura sin disipadores según mi Propuesta.
- Curva de capacidad de la estructura con disipadore SLB según mi Propuesta.

Figura N°133. Curva de capacidad en X-X de estructura propuesta con disipadores SLB



Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación.

Figura N°134. Curva de capacidad en Y-Y de estructura propuesta con disipadores SLB



Nota. Fuente Propia, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación

Figura N°135. Comparativa de Curva de capacidad en dirección x-x

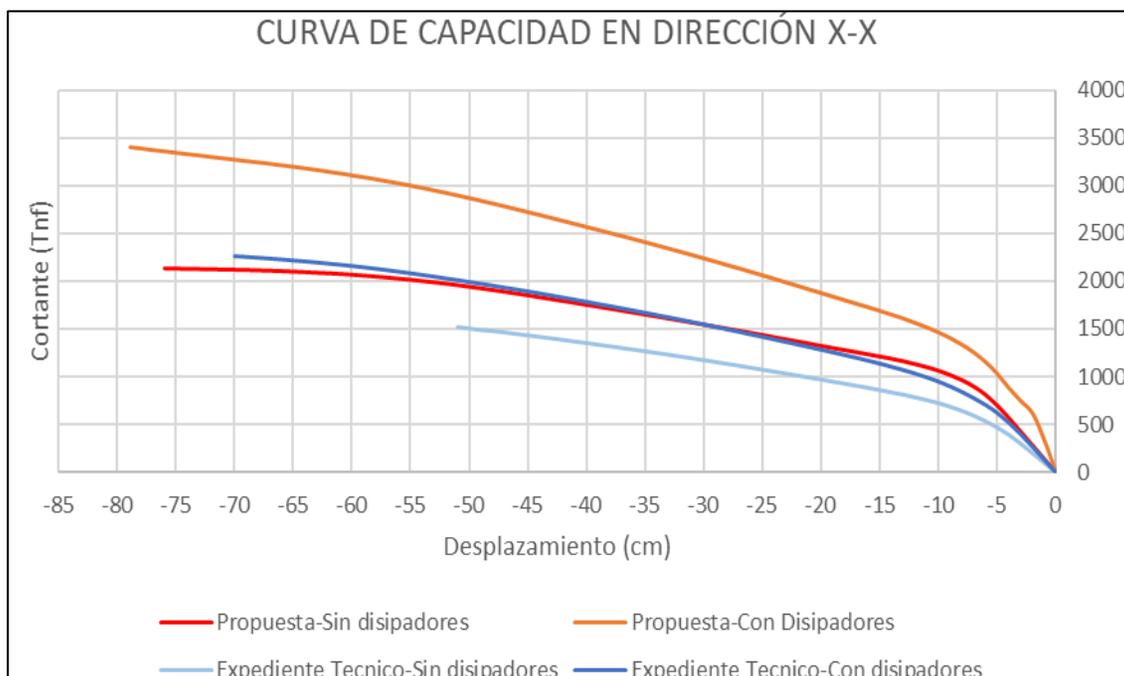
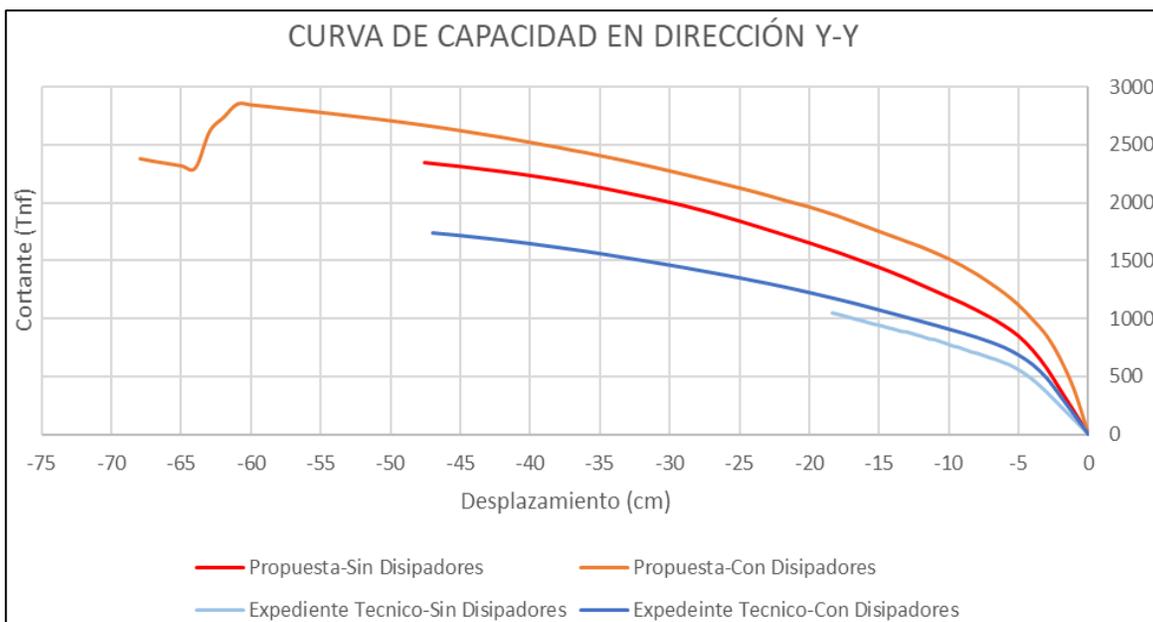


Figura N°136. Comparativa de Curva de capacidad en dirección y-y



Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación

Ya que en el presente estudio se realiza la comparación entre el diseño estructural del Expediente Técnico vs la Propuesta de diseño estructural propia; esto desencadena unas comparaciones de la curva de capacidad de la estructura en estudio, ver figuras N° 135 y 136, en el cual podemos resaltar que:

- La propuesta con disipadores (línea naranja) tiene mayor capacidad de deformación y resistencia a cortante en comparación a su antagonista (la estructura del expediente técnico).
- En dirección X-X la curva de capacidad entre “la estructura sin disipadores de mi propuesta” vs “la estructura con disipadores del expediente técnico); tienen una curva de capacidad muy similar, demostrando que si se diseña con alta ductilidad es posible incursionar en el rango inelástico de forma estable sin la necesidad de dispositivos de disipación sísmica, sin embargo, lo menciono con anterioridad solo aplica para este caso en estudio.

- Evidentemente en dirección Y-Y es donde la estructura se ve más beneficiada de los disipadores sísmicos SLB, pues este incrementa su capacidad de deformación en un 35% cuando se utilizan los dispositivos de disipación de energía.

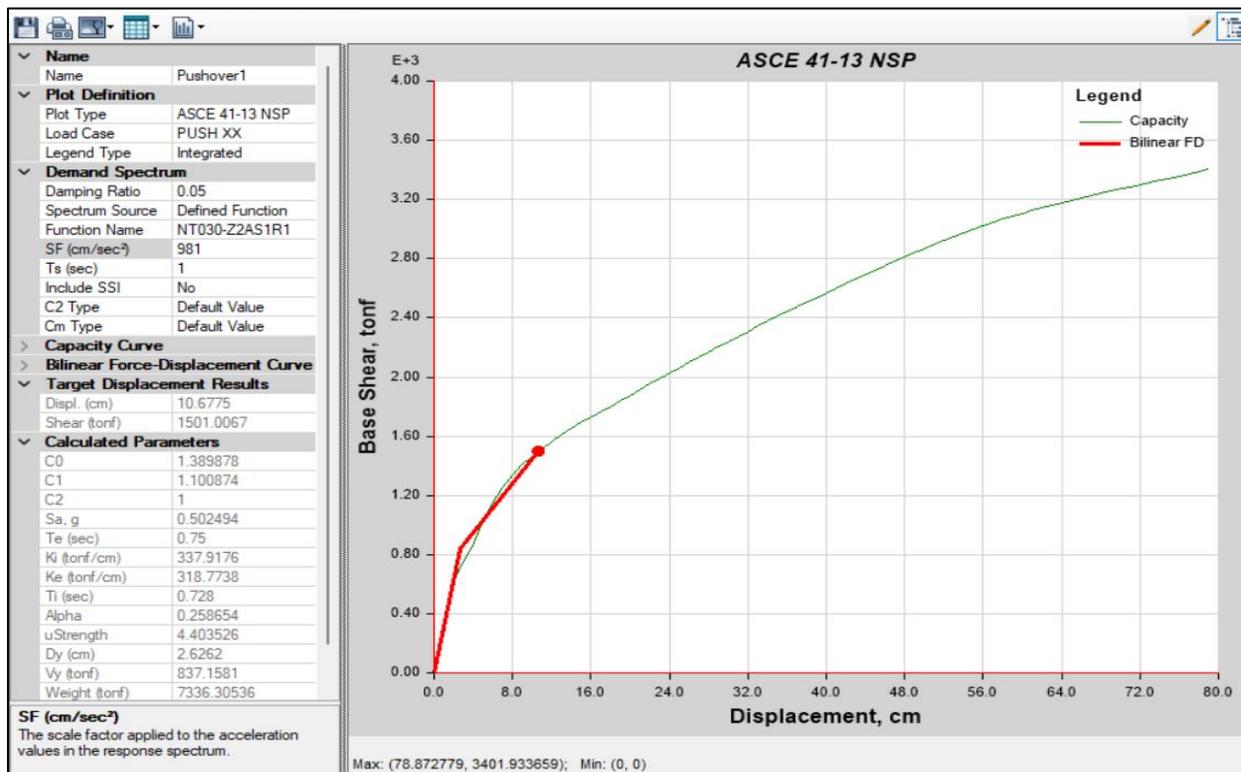
Desempeño para la Estructura

El análisis no lineal Estático, nos permite conocer el desempeño de la estructura a través de varias metodologías entre las más resaltantes son; el método espectro capacidad con la metodología FEMA 440 y el método de los coeficientes con la metodología del ASCE 41-13.

Estudiaremos el desempeño para la estructura propuesta con disipadores y para el caso de la estructura con disipadores del expediente técnico con el caso sísmico de sismo máximo considerado MCE.

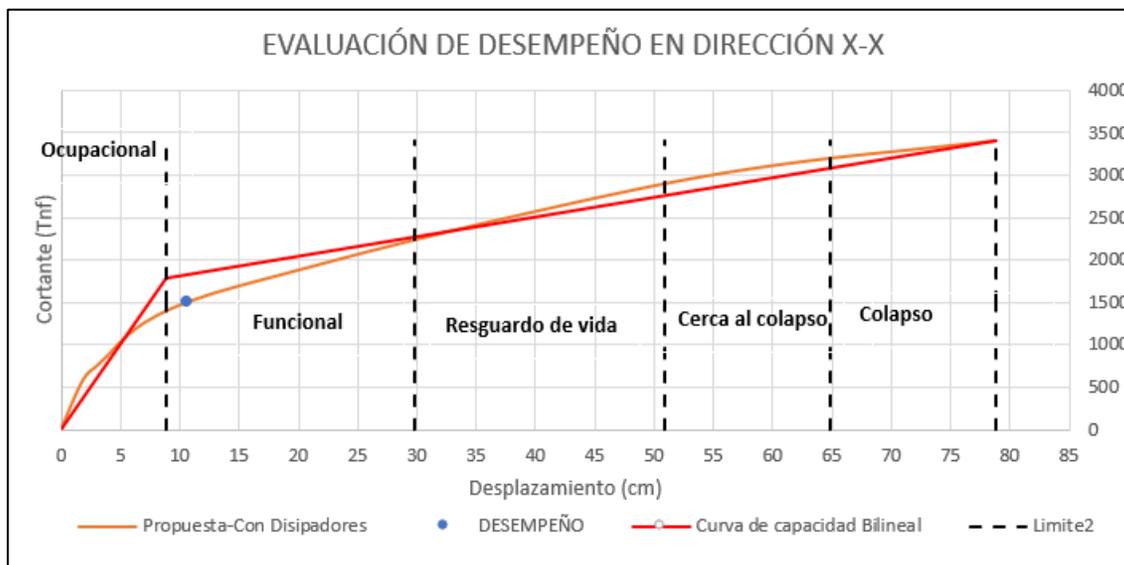
Respuesta inelástica de la propuesta en Dirección x-x,

Figura N°137. Desempeño de la propuesta estructural en dirección X-X



Nota. Fuente Propia, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación

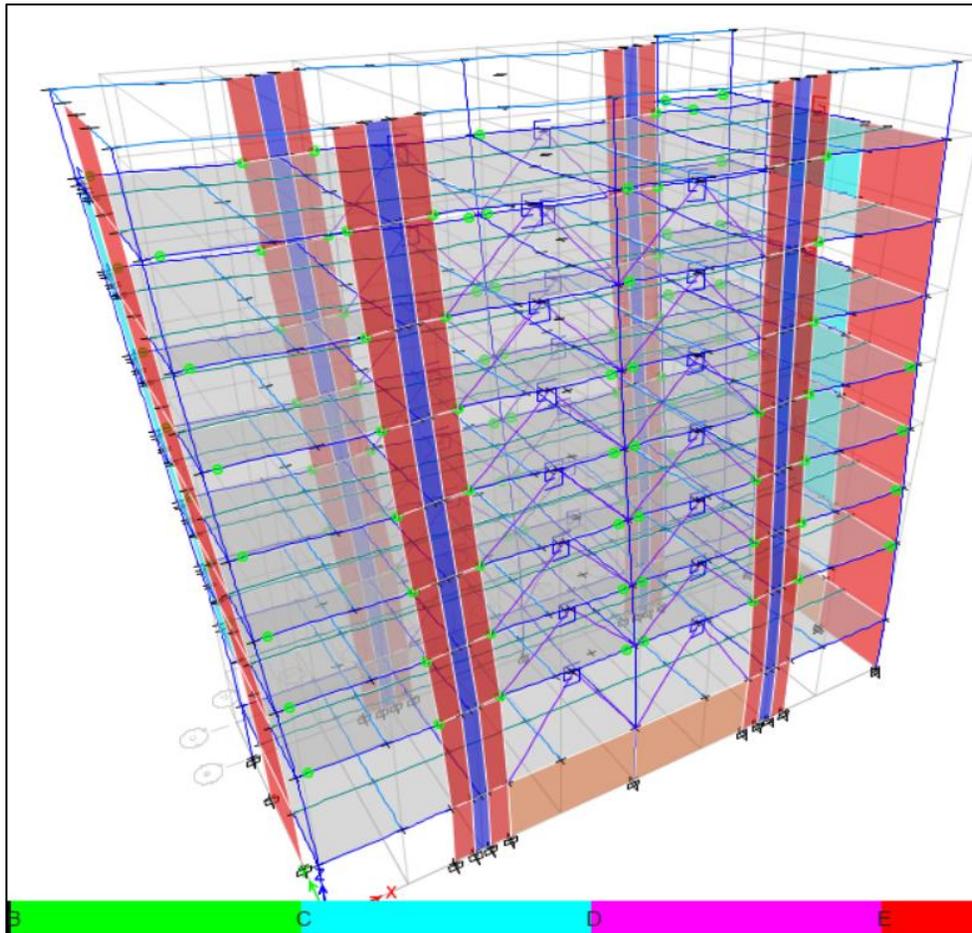
Figura N°138. Evaluación del desempeño de la propuesta estructural en dirección X-X, SEAOC2000



Nota. Fuente Propia, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación

Para la dirección X-X de la estructura propuesta según la evaluación realizado nos encontramos en el estado Funcional o *immediate occupancy* (ocupación inmediata) con un desplazamiento de techo de 10.67cm, lo cual está dentro de nuestro objetivo de desempeño según la figura N°66. Asimismo, evaluamos la respuesta local de la estructura a través de la formación de rotulas plásticas en vigas, ver figura N°139, del cual se puede destacar que todas las rotulas plásticas se forman en vigas más no en las columnas, logrando así lo que se añoraba en el diseño estructural.

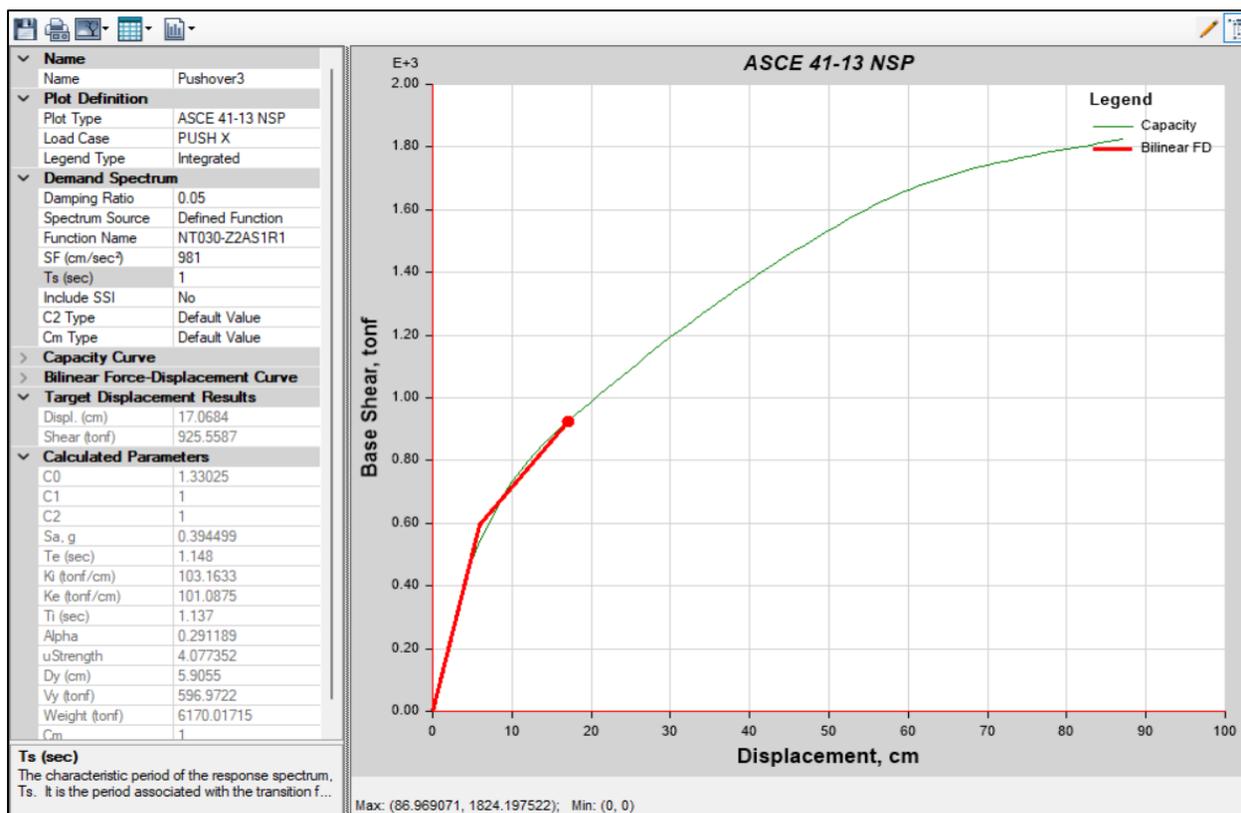
Figura N°139. Respuesta inelástica de la propuesta en dirección X-X



Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación

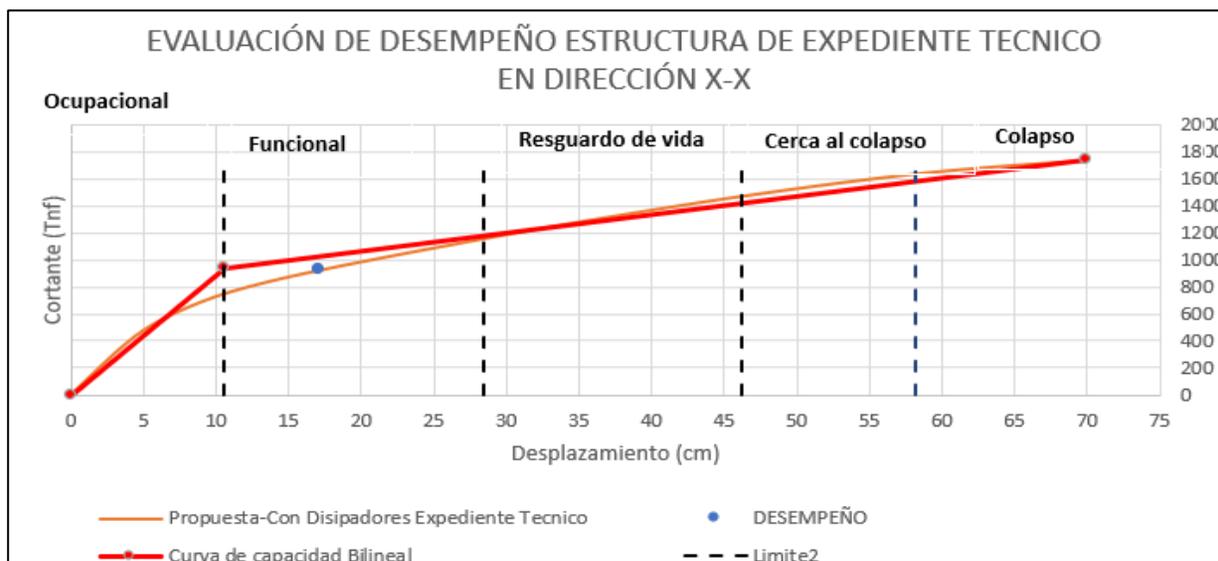
Respuesta inelástica de estructura según el expediente técnico en Dirección x-x

Figura N°140. Desempeño de la estructura del expediente técnico en dirección X-X



Nota. Fuente Propia, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación

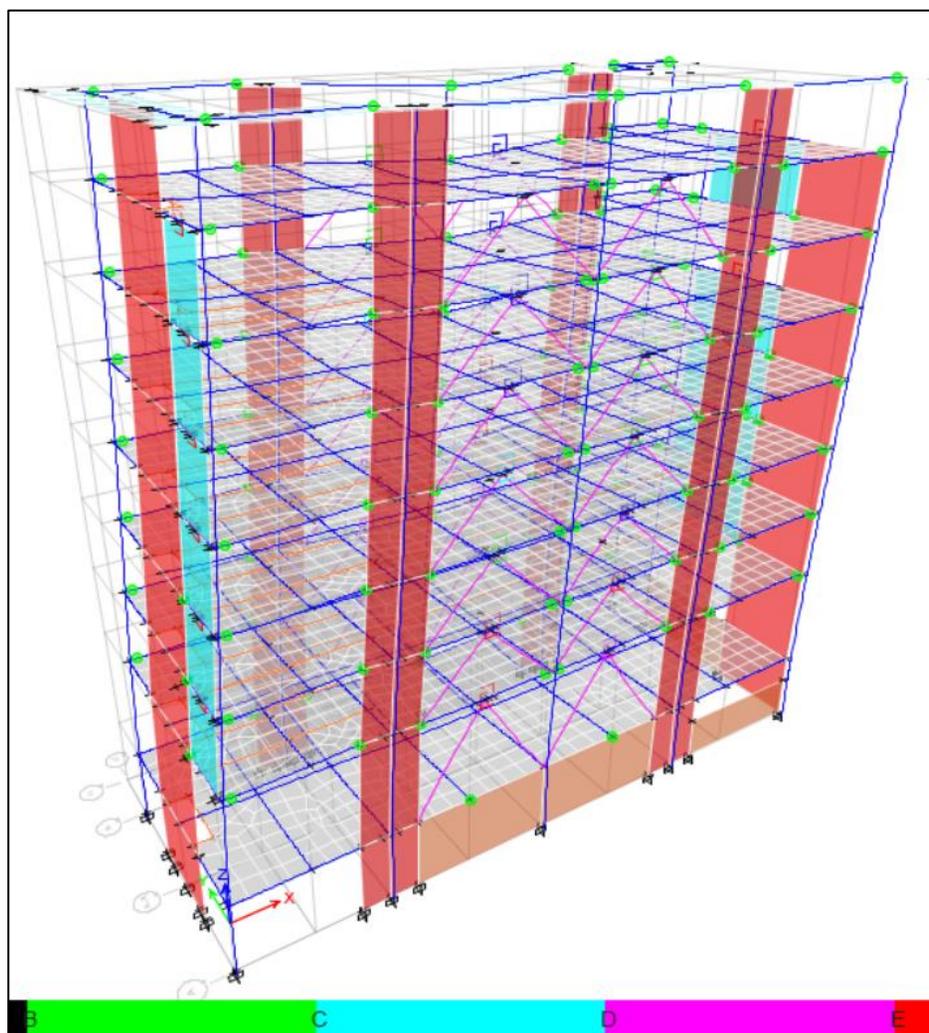
Figura N°141. Evaluación del desempeño de la estructura del expediente técnico en dirección X-X, SEAOC2000



Nota. Fuente Propia, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación

Para la dirección X-X de la estructura del expediente técnico según la evaluación realizado nos encontramos en el estado Funcional o *immediate occupancy* (ocupación inmediata) con un desplazamiento de techo de 27.06cm, lo cual está dentro de nuestro objetivo de desempeño según la figura N°66. Asimismo, evaluamos la respuesta local de la estructura a través de la formación de rotulas plásticas en vigas, ver figura N°142, del cual se observa que se generan más rotulas plásticas en vigas que en el diseño propuesto.

Figura N°142. Respuesta inelástica de la estructura del expediente técnico en dirección X-X

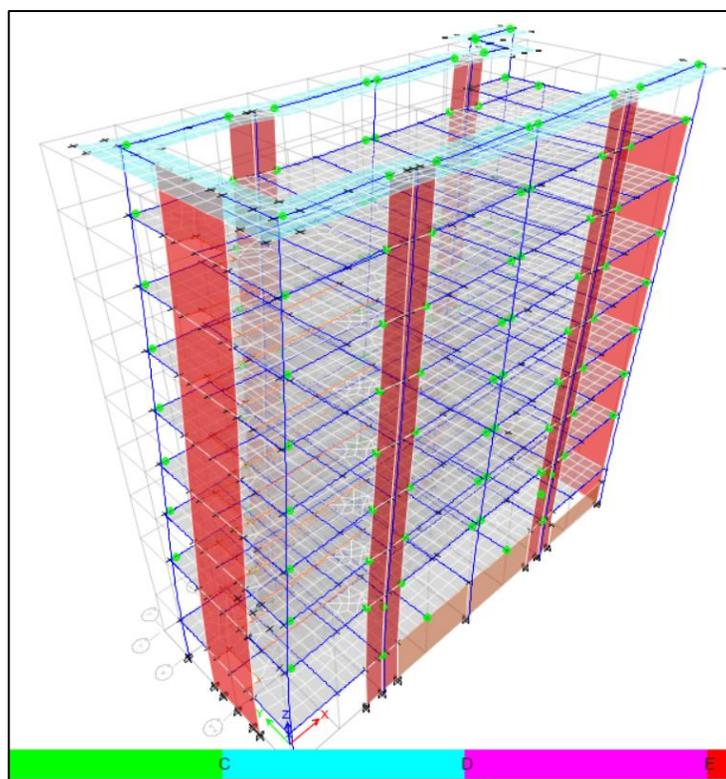
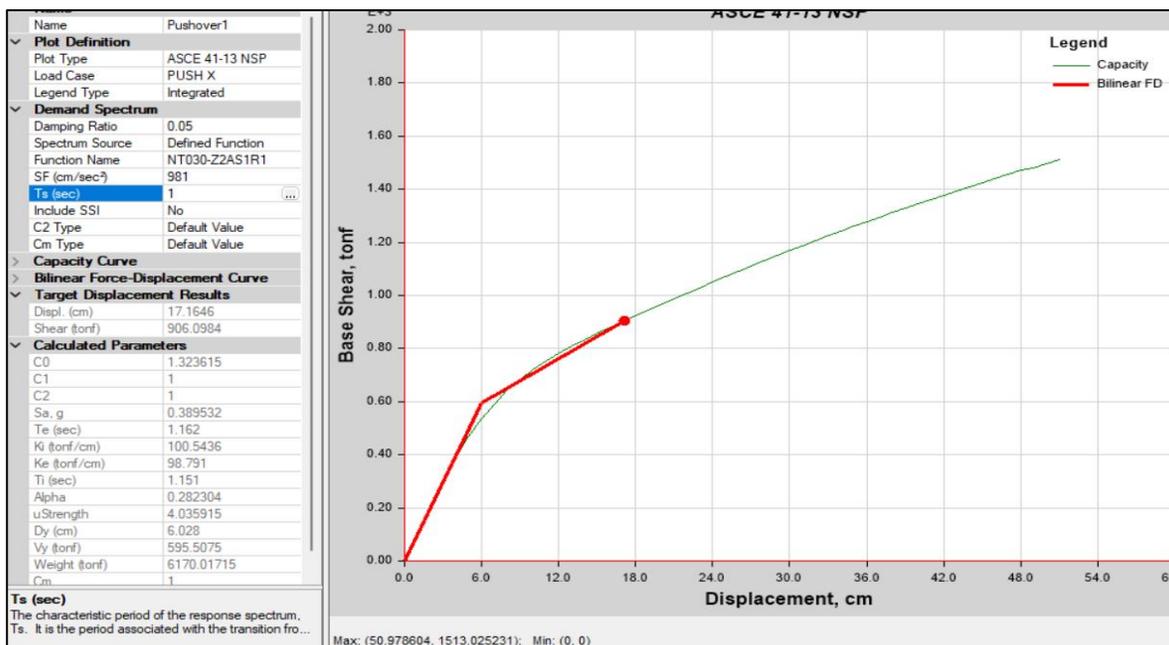


Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación

Respuesta inelástica de estructura según el expediente técnico sin Disipadores SLB en

Dirección x-x

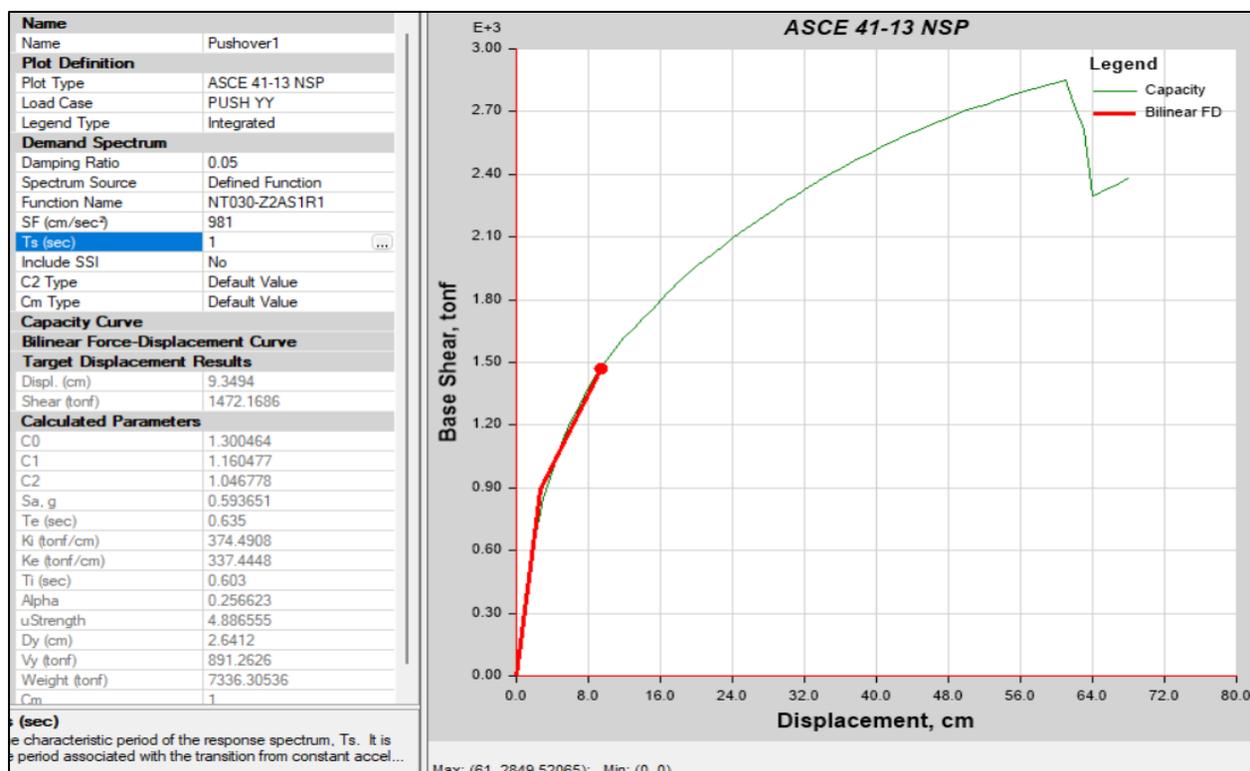
Figura N°143. Desempeño de la estructura del expediente técnico sin disipadores SLB en dirección X-X



Para la dirección X-X de la estructura del expediente técnico sin considerar disipadores SLB según la evaluación realizado nos encontramos en el estado *Life security* (resguardo de vida) con un desplazamiento de techo de 17.16cm, lo cual NO ESTA dentro de nuestro objetivo de desempeño según la figura N°66. Asimismo, se evaluó la respuesta local de la estructura a través de la formación de rotulas plásticas en vigas y 01 columna, ver figura N°143. Esta respuesta no es aceptable para nuestro objetivo y nivel de desempeño esperado para una edificación de gran importancia.

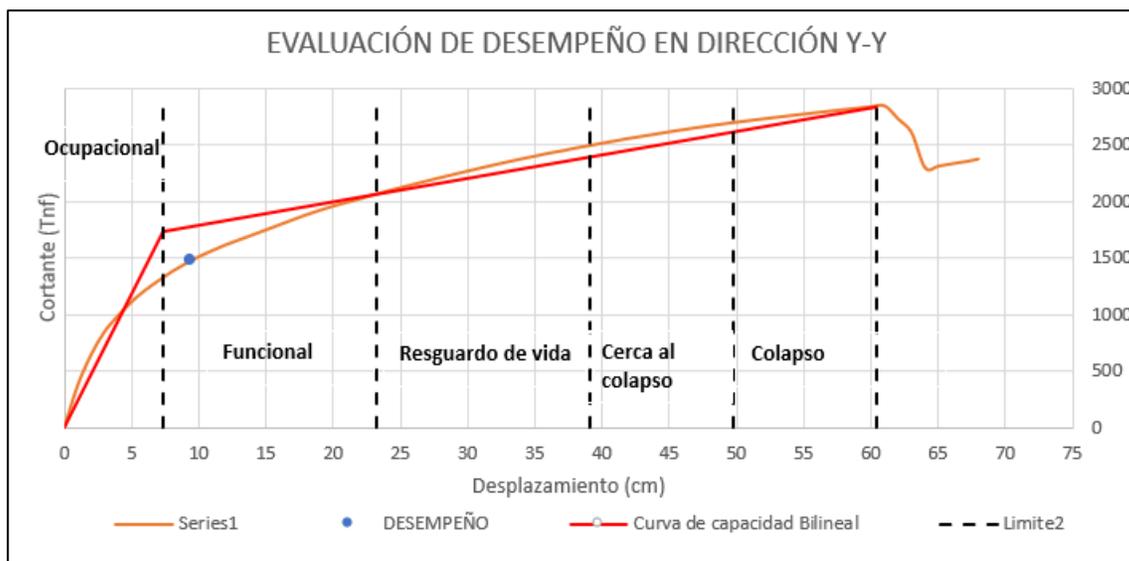
Respuesta inelástica de la propuesta en Dirección y-y

Figura N°144. Desempeño de la propuesta estructural en dirección Y-Y



Nota. Fuente Propia, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación

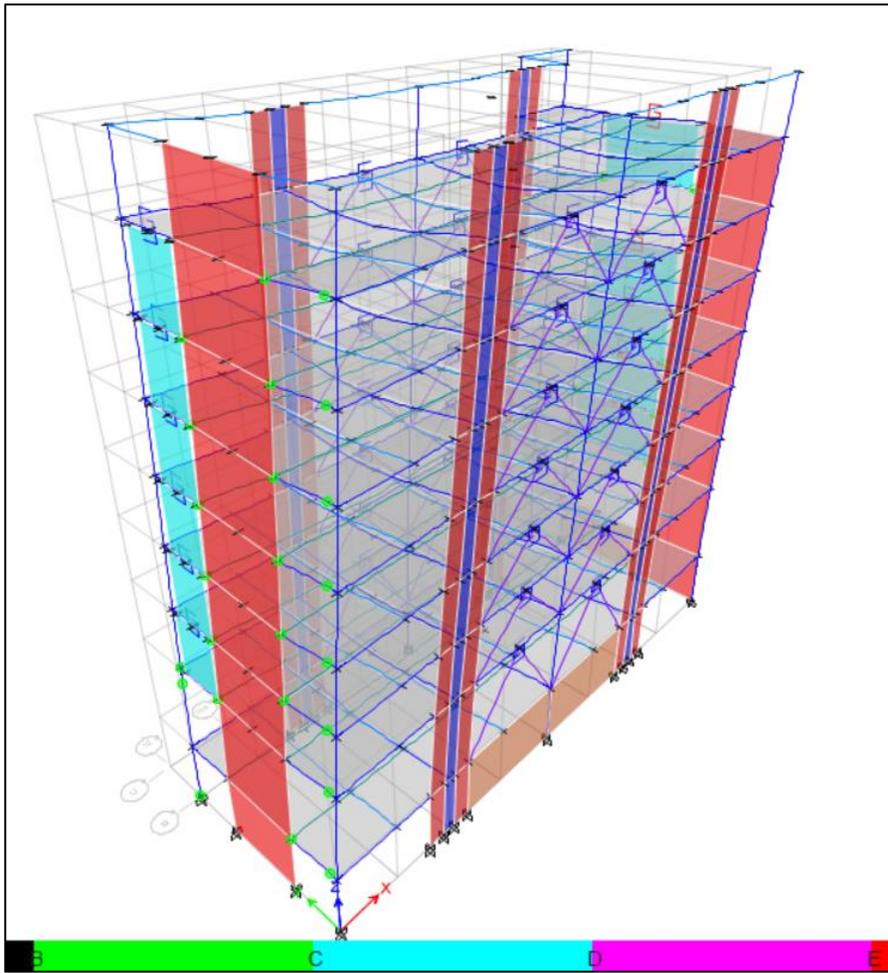
Figura N°145. Evaluación del desempeño de la propuesta estructural en dirección Y-Y, SEAOC2000



Nota. Fuente Propia, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación

Para la dirección Y-Y de la estructura propuesta según la evaluación realizado nos encontramos en el estado Funcional o *immediate occupancy* (ocupación inmediata) con un desplazamiento de techo de 9.35cm, lo cual está dentro de nuestro objetivo de desempeño según la figura N°66. Asimismo, evaluamos la respuesta local de la estructura a través de la formación de rotulas plásticas en vigas, ver figura N°146, del cual se puede destacar que todas las rotulas plásticas se forman en vigas más no en las columnas a excepción de 01 rotula en la columna del eje 10-10 del primer nivel, logrando así lo que se añoraba en el diseño estructural.

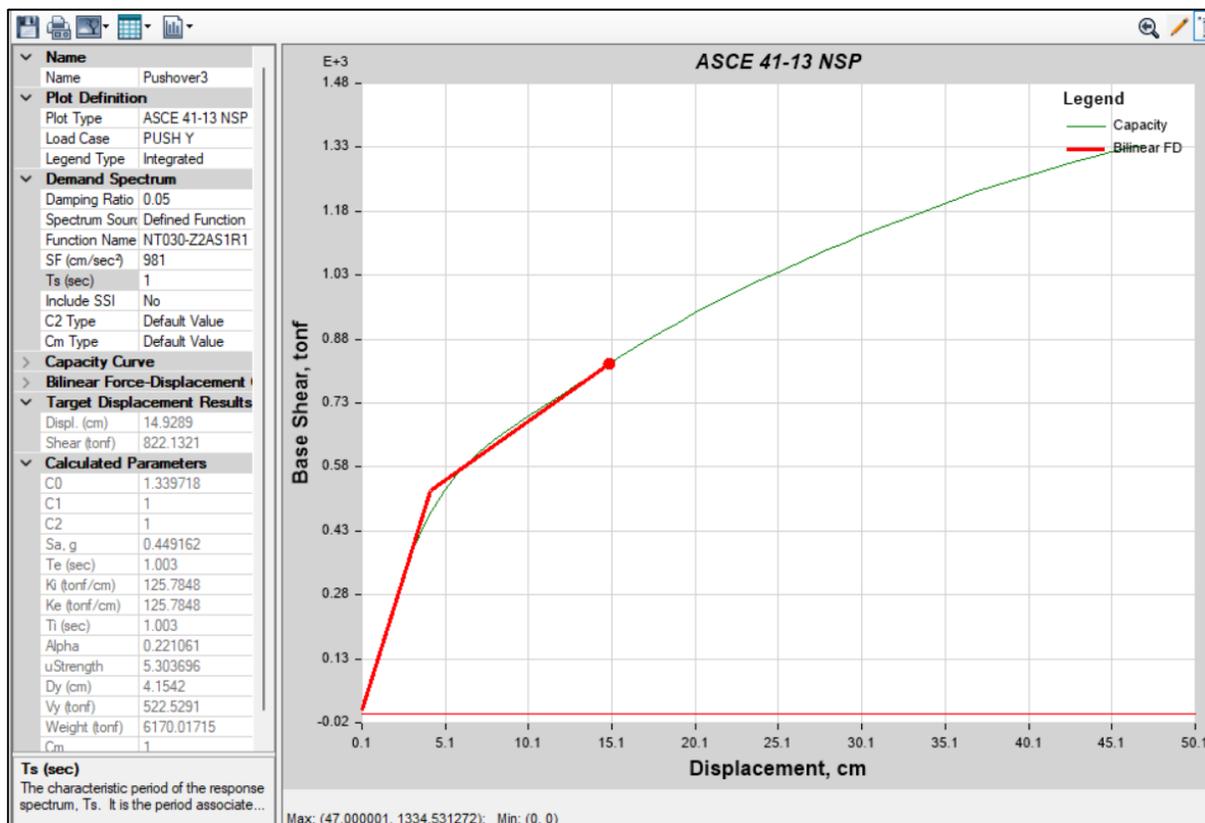
Figura N°146. Respuesta inelástica de la propuesta en dirección Y-Y



Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación

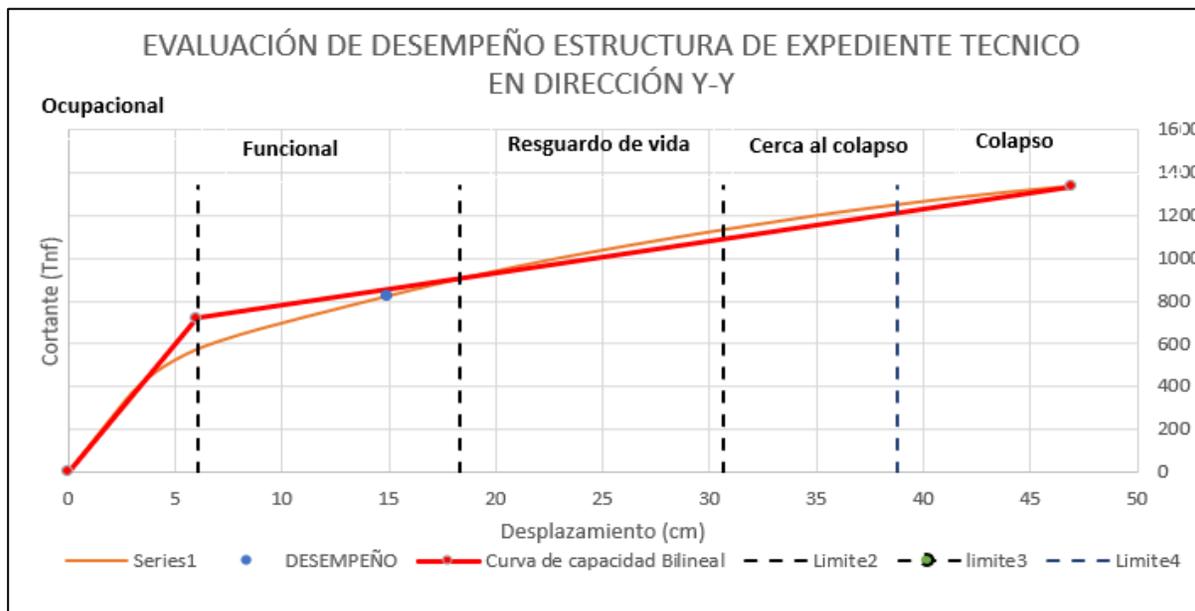
Respuesta inelástica de estructura según el expediente técnico en Dirección Y-Y

Figura N°147. Desempeño de la estructura del expediente técnico en dirección Y-Y



Nota. Fuente Propia, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación

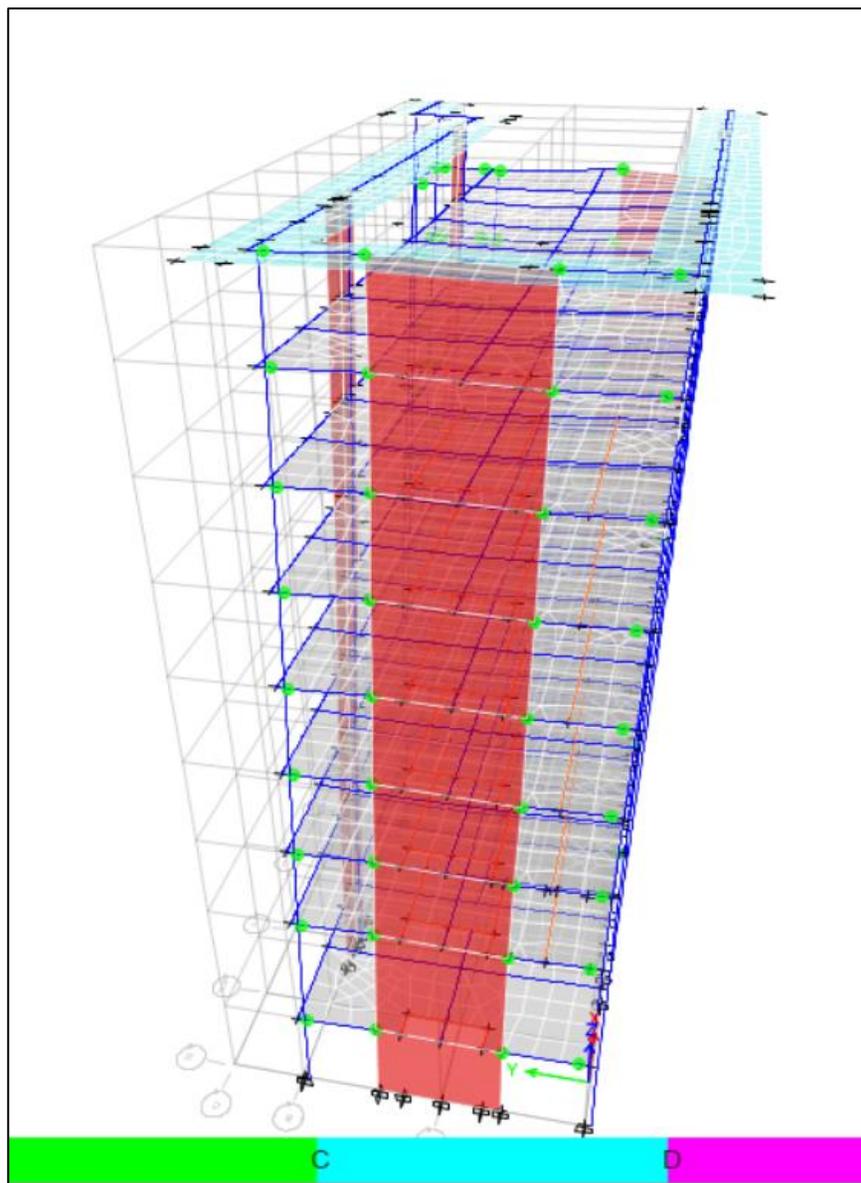
Figura N°148. Evaluación del desempeño de la estructura del expediente técnico en dirección Y-Y, SEAOC2000



Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación

Para la dirección Y-Y de la estructura del expediente técnico según la evaluación realizado nos encontramos en el estado Funcional o *immediate occupancy* (ocupación inmediata) con un desplazamiento de techo de 14.93cm, lo cual está dentro de nuestro objetivo de desempeño según la figura N°66. Asimismo, evaluamos la respuesta local de la estructura a través de la formación de rotulas plásticas en vigas, ver figura N°149, del cual se observa que se generan más rotulas plásticas en vigas que en el diseño propuesto.

Figura N°149. Respuesta inelástica de la estructura del expediente técnico en dirección Y-Y

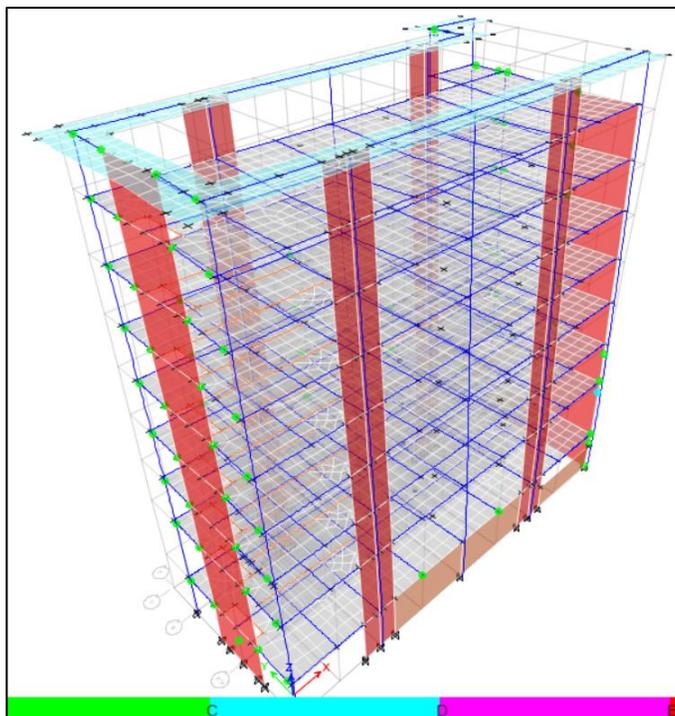
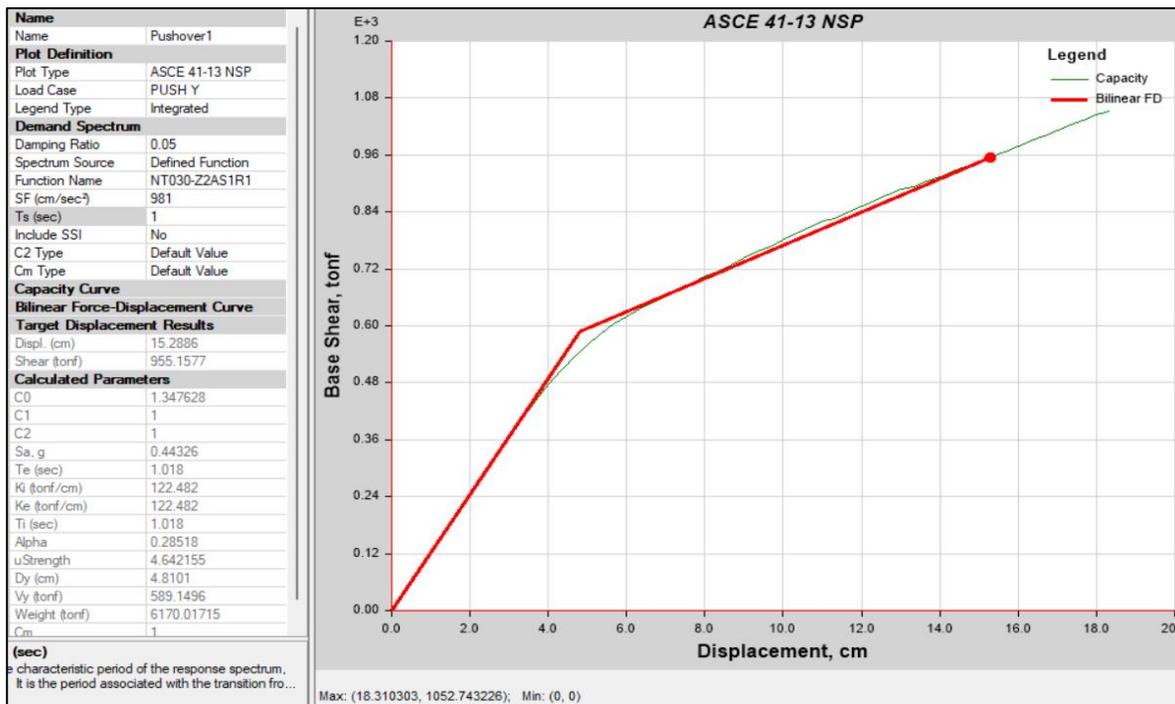


Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación

Respuesta inelástica de estructura según el expediente técnico sin Disipadores SLB en

Dirección Y-Y

Figura N°150. Desempeño de la estructura del expediente técnico sin disipadores SLB en dirección Y-Y



Para la dirección Y-Y de la estructura del expediente técnico sin considerar disipadores SLB según la evaluación realizado nos encontramos en el estado *Life security* (resguardo de vida) cerca de prevención de colapso con un desplazamiento de techo de 15.29cm, lo cual NO ESTA dentro de nuestro objetivo de desempeño según la figura N°66. Asimismo, se evaluó la respuesta local de la estructura a través de la formación de rotulas plásticas en vigas y 01 columna, ver figura N°150. Esta respuesta no es aceptable para nuestro objetivo y nivel de desempeño esperado para una edificación de gran importancia.

Calculo del coeficiente de reducción de respuesta sísmica

El cálculo del coeficiente de reducción de respuesta sísmica conocido comúnmente como “R” de la estructura, esta en función de 03 variables; la ductilidad, sobre-resistencia y redundancia estructural. Según (Hernández, 2020), la ductilidad es entre el 70-80% del valor de R, asimismo desde la tabla N°22 a 25 se muestra el cálculo de coeficiente de reducción sísmico para la estructura propuesta y la estructura del expediente técnico. La primera manera lo estipula (Hernández, 2020) en el diplomado de análisis no lineal, y la segunda manera viene de la referencia (Ramirez Machado, 2020).

Tabla N°22. Cálculo del coeficiente “R” de la propuesta estructural (4) en dirección X-X

FORMA N°01	
Ductilidad = D_u/D_y	8.91
Sobre-resistencia = $V_u/V_{elastico}$	2.37
Redundancia	0.25

Rx	5.29
Vu: Corte ultimo no lineal	3401.67tnf
Vy: Corte fluencia no lineal	1791.59tnf
Ve= 0.8Vy	1433.27tnf

FORMA N°02	
V_NL	3401.67tnf
V_Linealdinamico	601.98tnf

Rx	5.65
----	------

Tabla N°23. Cálculo del coeficiente “R” de la estructura del expediente técnico (2) en dirección X-X

FORMA N°01	
Ductilidad = Du/Dy	6.63
Sobre-resistencia = $V_u/V_{elastico}$	2.32
Redundancia	0.25

FORMA N°02	
V_NL	1748.00tnf
V_Linealdinamico	447.87tnf

Rx	3.85
Vu: Corte ultimo no lineal	1748.00tnf
Vy: Corte fluencia no lineal	941.69tnf
Ve= 0.8Vy	753.35tnf

Rx	3.90
----	------

Tabla N°24. Cálculo del coeficiente “R” de la propuesta estructural (4) en dirección Y-Y

FORMA N°01	
Ductilidad = Du/Dy	8.25
Sobre-resistencia = $V_u/V_{elastico}$	2.05
Redundancia	0.25

FORMA N°02	
V_NL	2844.75tnf
V_Linealdinamico	600.24tnf

Ry	4.23
Vu: Corte ultimo no lineal	2844.75tnf
Vy: Corte fluencia no lineal	1732.73tnf
Ve= 0.8Vy	1386.18tnf

Ry	4.74
----	------

Tabla N°25. Cálculo del coeficiente “R” de la estructura del expediente técnico (2) en dirección Y-Y

FORMA N°01	
Ductilidad = Du/Dy	7.76
Sobre-resistencia = $V_u/V_{elastico}$	2.32
Redundancia	0.25

FORMA N°02	
V_NL	1334.43tnf
V_Linealdinamico	366.28tnf

Ry	4.50
Vu: Corte ultimo no lineal	1334.43tnf
Vy: Corte fluencia no lineal	718.89tnf
Ve= 0.8Vy	575.11tnf

Ry	3.64
----	------

El "R" finalmente se calculará como el ponderado de la forma N°01 y N°02, teniendo lo siguiente.

Tabla N°26. R final

	Estructura propuesta (4)	Estructura del expediente técnico (2)
Rx	5.47	4.48
Ry	3.87	4.07

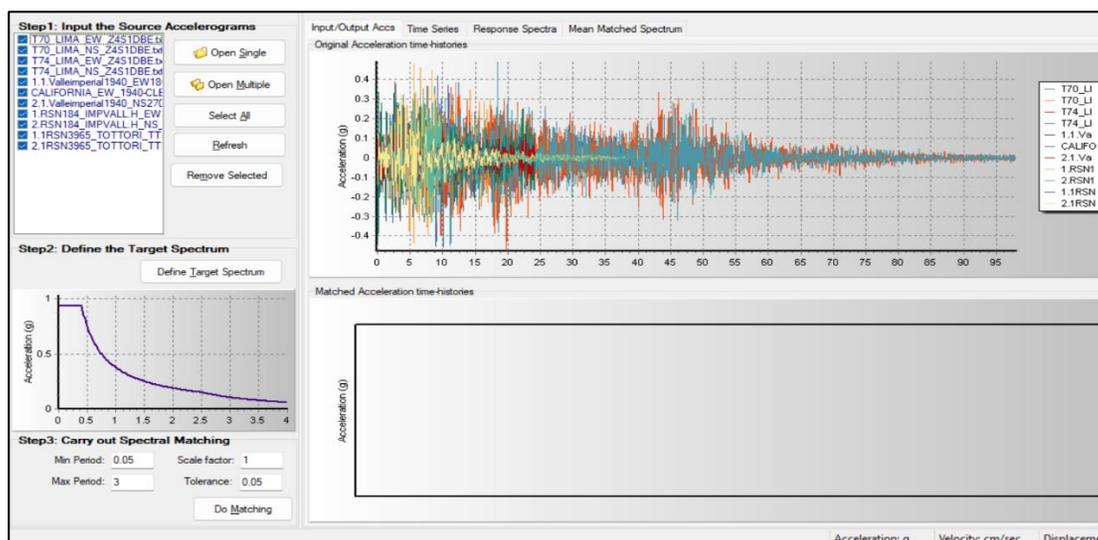
Nota. Fuente Propia, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación.

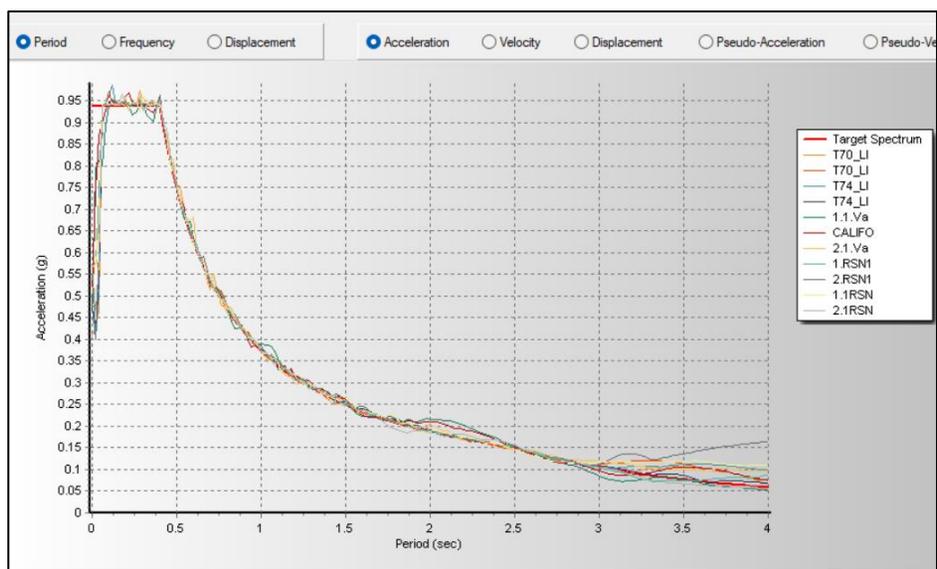
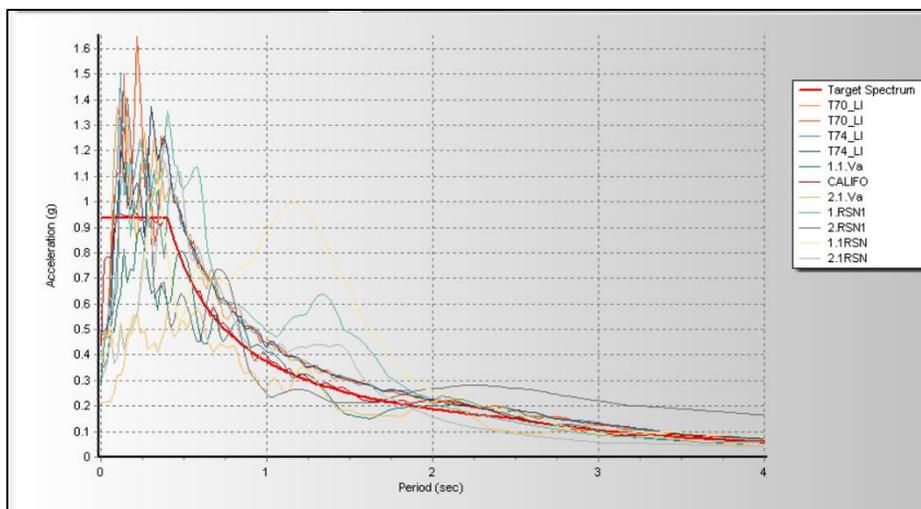
4.2.4 Analisis No Lineal Dinámico – Tiempo Historia

Este análisis es el análisis más confiable y preciso de para el análisis sísmico a la época, diciéndose que se encuentra en la cúspide de la ingeniería sísmica; sin embargo, su confiabilidad depende del registro sísmico, los parámetros matemáticos usados para su convergencia y el modelo de la estructura.

El código ASCE 41-17 en su apartado 7.4.4 nos da como requisito usar mínimo 7 registros sísmicos para su confiabilidad y con una potencia mayor a 7.0 en Mw, asimismo se debe usar registros sísmicos de sitio o registros sísmicos sintéticos que sean espectro-compatibles con el espectro del sitio, que primeramente deben ser corregidos por línea base. En este caso como no se tiene registros de sitio se ha creado registros sintéticos con el programa SismoMatch, ver figura N°151.

Figura N°151. Escalamiento de registro sísmico y creación de sismo sintético





Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación

En la figura N°151 se ha generado el escalamiento de registros sísmicos el cual es compatible con nuestro espectro definido en 4.1.2 pero con un $R=1$. Los registros generados están en el anexo E, los 07 sismos son los expuestos en la tabla N°27.

Tabla N°27. Registros sísmicos que se usaron

SEÑALES	DURACIÓN(s)	#PASOS
LIMA 1966	60.00	3000
LIMA 1970	45.00	2250
LIMA 1974	80.00	4000
ICA 2007	80.00	4000
CALIFORNIA 1940	24.00	1200
CALIFORNIA 1979	38.00	1900
TOKIO 2000	19.00	950

Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación

Modelado

Se realizarán 07 análisis independientes para cada registro sísmico, combinando sus acelerogramas en las 02 direcciones en el software ETABS, el análisis no lineal dinámico no es dependiente de la falla de uno de los casos, pues si uno no converge se pasa al siguiente caso de carga sin interrumpirse el proceso.

Se utilizan 02 casos de carga para el análisis lineal dinámico:

- El caso de carga No lineal gravitacional se aplica como lo establece; el ASCE 41-17 en su apartado 7.4.3.2, ASCE 7-16 en su apartado 16.3.2 y en el ACI 318-19 en su apartado RA.5.1. En el cual se nos indica que se use $1.0D + 0.5L$; siendo “D” carga muerta y “L” la carga viva; la aplicación de este caso de carga está en la figura N°152.
- Se crea el caso de carga Tiempo Historia de integración directa, ver figura N°153 para un ejemplo del caso tiempo historia, en el cual se toma de condición inicial el caso de carga No Lineal Gravitacional, tal como lo indica el ACI 318-19 en su apartado RA.5.1.

Figura N°152. Caso de carga Gravitacional No Lineal

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Nonlinear Static Notes...

Mass Source: 100%D+50%L

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	dead	1
Load Pattern	scp	1
Load Pattern	live	0.5

Add Delete

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Full Load Modify/Show...

Results Saved: Final State Only Modify/Show...

Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default - Iterative Event-to-Event Modify/Show...

Nota. Fuente Propia, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación

Figura N°153. Caso de carga No Lineal Tiempo Historia – Sismo Lima 1966

General

Load Case Name: 1.TH-LIMA-66 [Design...]

Load Case Type/Subtype: Time History [v] Nonlinear Direct Integration [v] [Notes...]

Mass Source: 100%D+50%L [v]

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: CGNL [v]

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	1.0. T66_EW_LIMA	9.81
Acceleration	U2	1.1. T66_NS_LIMA	9.81

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

Geometric Nonlinearity Option: None [v]

Number of Output Time Steps: 3000

Output Time Step Size: 0.02 sec

Damping: Mass: 0.3707; Stiff: 0.0025; Modal: No [Modify/Show...]

Time Integration: Hilber-Hughes-Taylor [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default - Iterative Only [Modify/Show...]

Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación

Y siguiendo con los lineamientos del ASCE 41-17 en su apartado 7.4.4.4; se emplea la relación de amortiguamiento de Rayleigh para establecer el amortiguamiento variable de la estructura, considerando los periodos el $1.5T_{max}$ y $0.2T_{min}$, donde el T_{max} es el periodo fundamental de vibración de la estructura con rigideces afectadas y el $0.2T_{min}$ es el primer periodo con mayor masa participativa en la dirección ortogonal al periodo fundamental de vibración de la estructura, ver figura N°154. De igual forma mencionar que (Bozzo Estructuras, 2022) recomienda un amortiguamiento de 5% para estructuras de hormigón armado para el amortiguamiento de Rayleigh. Asimismo (Bozzo Estructuras, 2022) recomienda usar el método de integración directa de Hilber Hughes Taylor para un análisis no lineal Tiempo Historia con parámetros de Gamma de 0.5, Beta 0.25 y Alpha de 0, ver figura N°155.

Figura N°154. Parámetros de amortiguamiento para un análisis no lineal tiempo historia

Direct Integration Damping

Modal Load Case

Viscous Proportional Damping

Direct Specification

Specify Damping by Period
 1/sec
 sec

Specify Damping by Frequency

Specify as Period Ratio, T/T_mode, for This Mode

	Period	Frequency	Damping
First	<input type="text" value="1.5195"/> sec	<input type="text"/> cyc/sec	<input type="text" value="0.05"/>
Second	<input type="text" value="0.1756"/> sec	<input type="text"/> cyc/sec	<input type="text" value="0.05"/>

Nota. Fuente Propia, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación

Figura N°155. Parámetros de integración del tiempo para un análisis no lineal tiempo historia

Time Integration Parameters

Method

Newmark
 Gamma
 Beta

Wilson
 Theta

Collocation
 Gamma
 Beta
 Theta

Hilber-Hughes-Taylor
 Gamma
 Beta
 Alpha

Nota. Fuente Propia, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación

Derivas Máximas en Analisis No Lineal Tiempo Historia

De la figura N°156 a la figura N°162 se muestran las derivas máximas de entrepiso para un analisis no lineal tiempo historia para 04 diferentes casos de estudio;

1. Estructura del Expediente Técnico Sin Disipadores SLB, (1)
2. Estructura del Expediente Técnico Con Disipadores SLB, (2)
3. Estructura propuesta Sin Disipadores SLB, (3)
4. Estructura propuesta Con Disipadores SLB, (4)

Debemos tener en cuenta que la deriva máxima permisible para nuestro país Perú es de 0.007 e incluso la norma E0.30 en su artículo 30.3 indica que para el analisis no lineal tiempo historia se puede aumentar el límite de la deriva en 1.25 veces lo que resultaría en un límite de 0.00875, y se aprecia desde la figura N°156 a 162 que siempre la deriva de la propuesta estructural es inferior a 0.007.

Figura N°156. Comparación de derivas debido al sismo de Lima 1966

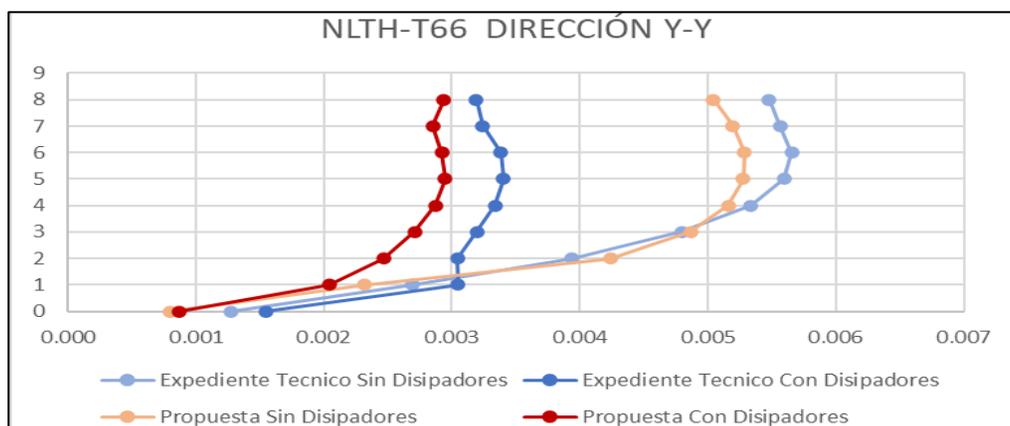
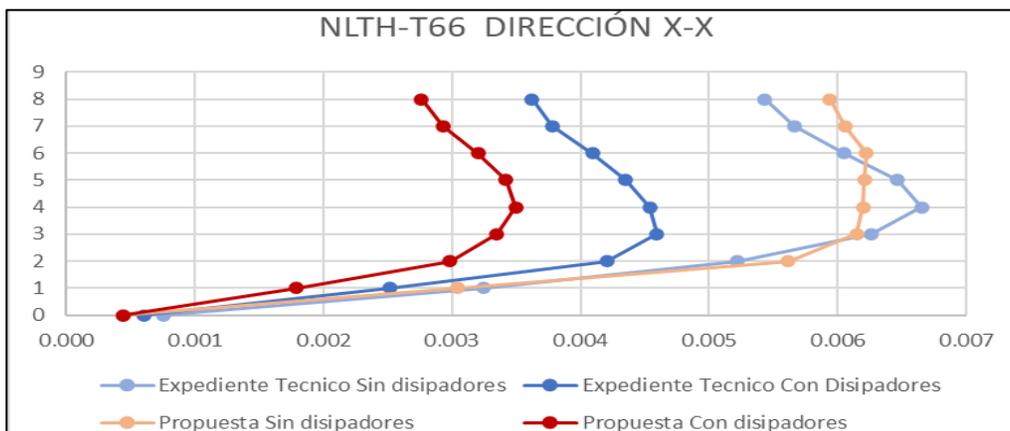
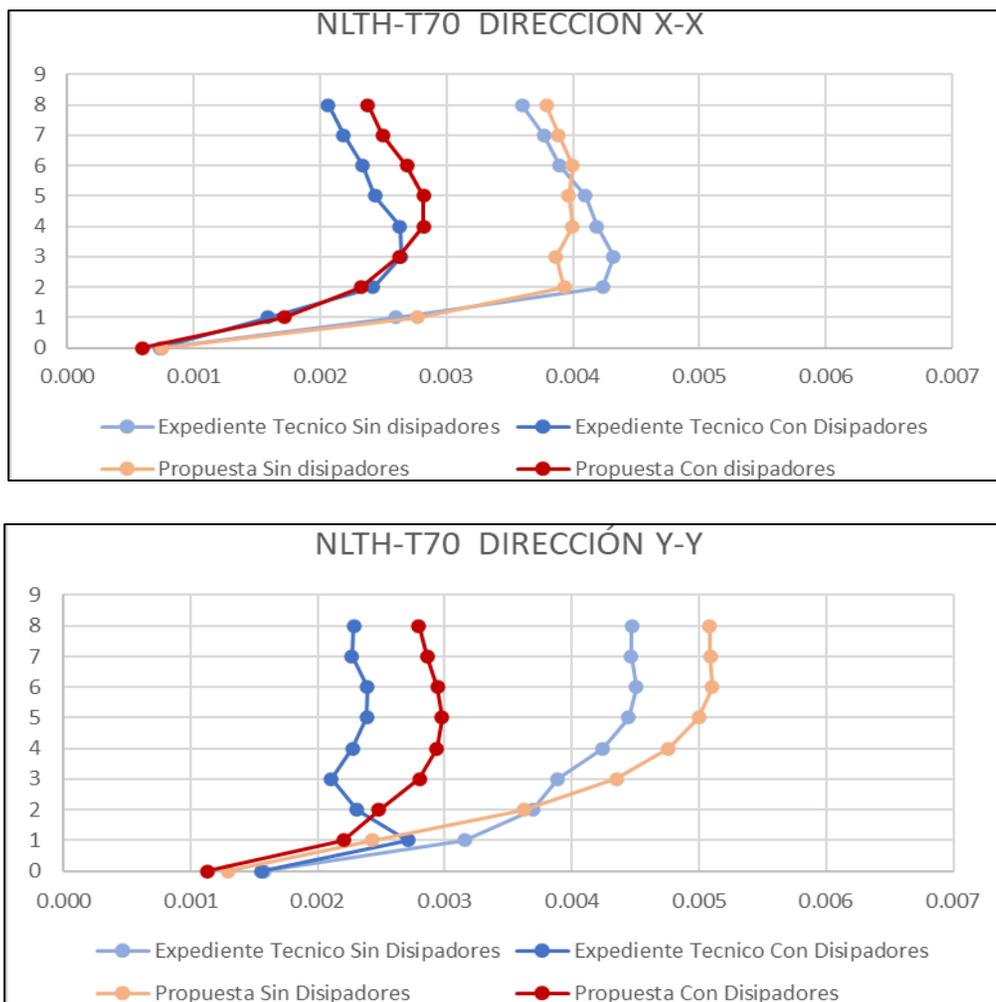
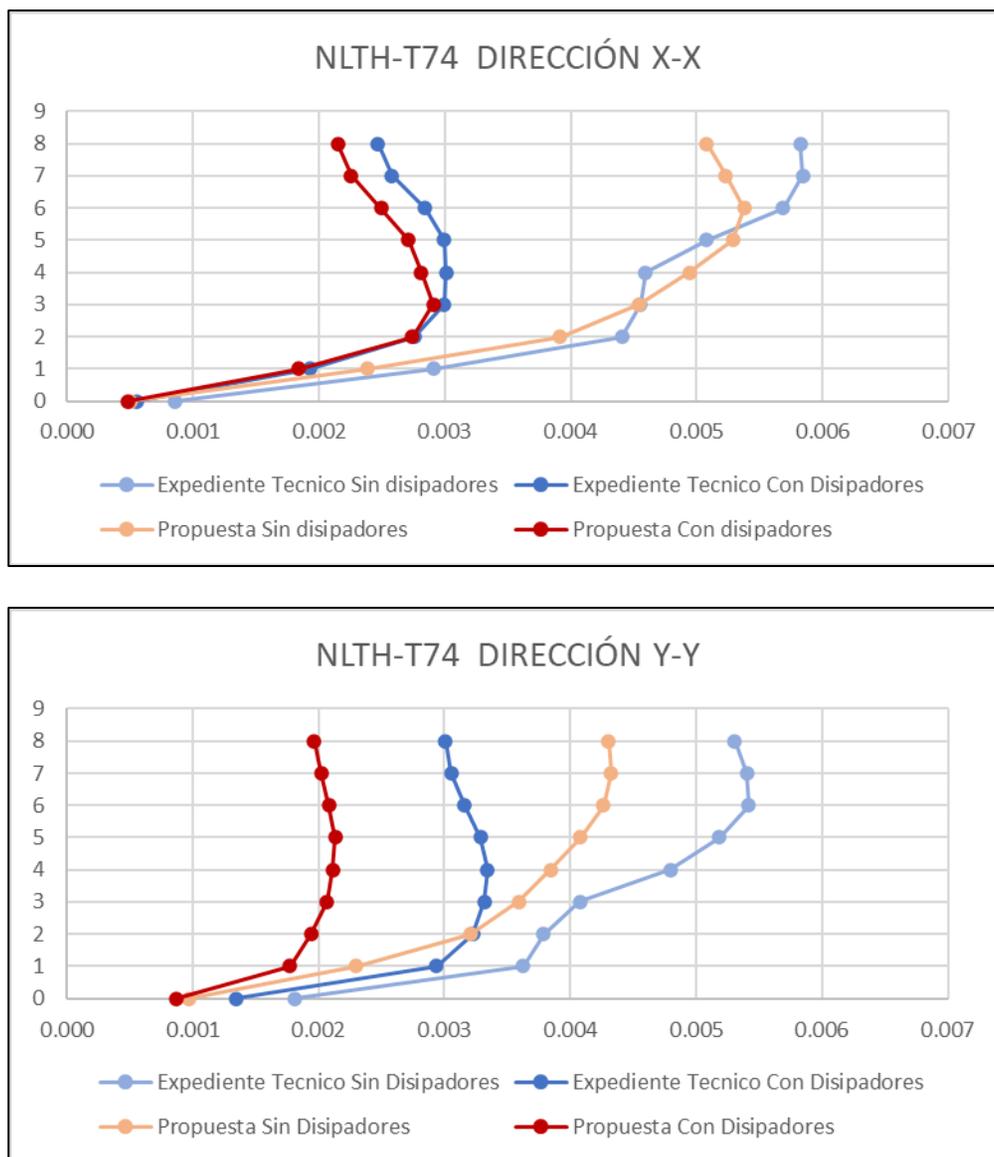


Figura N°157. Comparación de derivas debido al sismo de Lima 1970



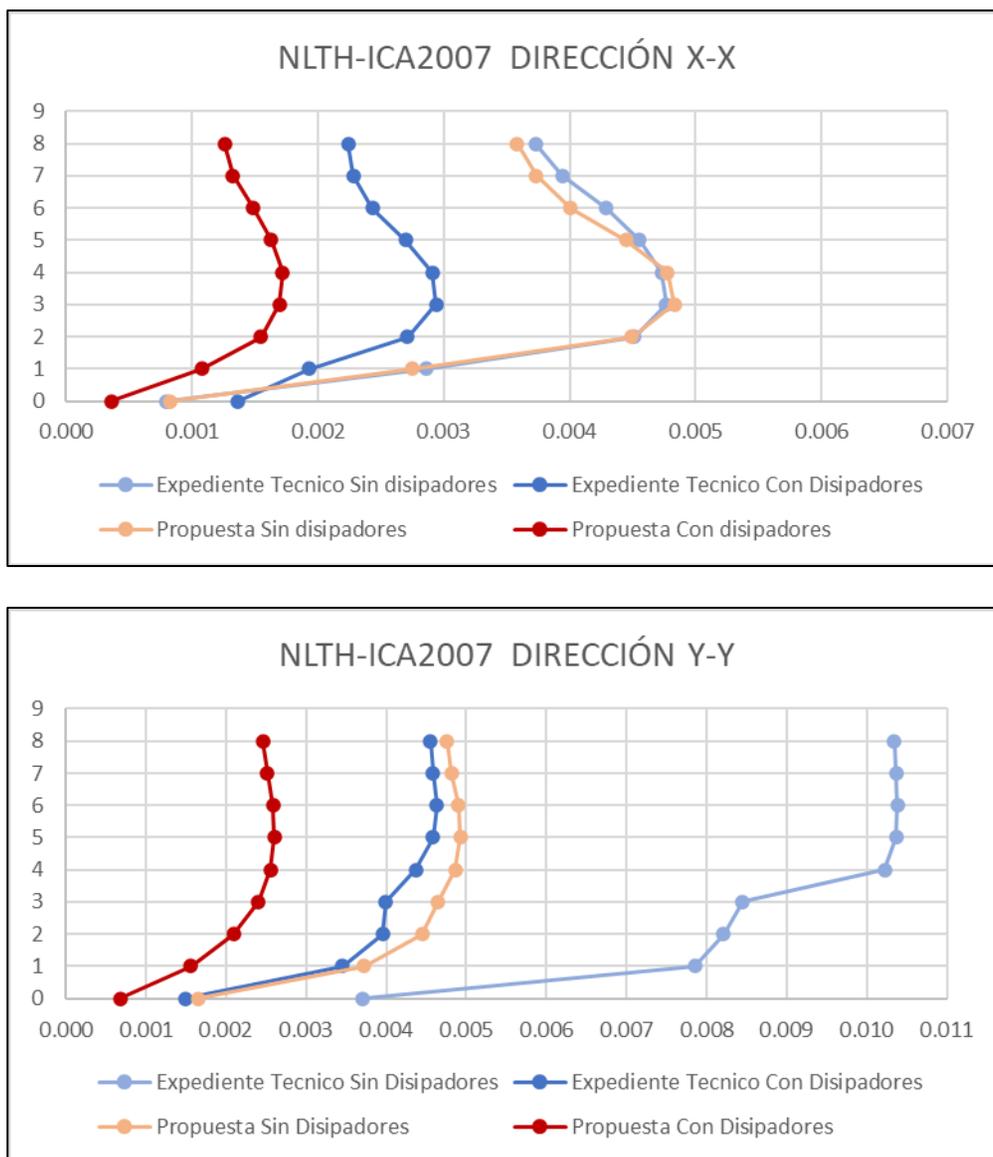
Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación

Figura N°158. Comparación de derivas debido al sismo de Lima 1974



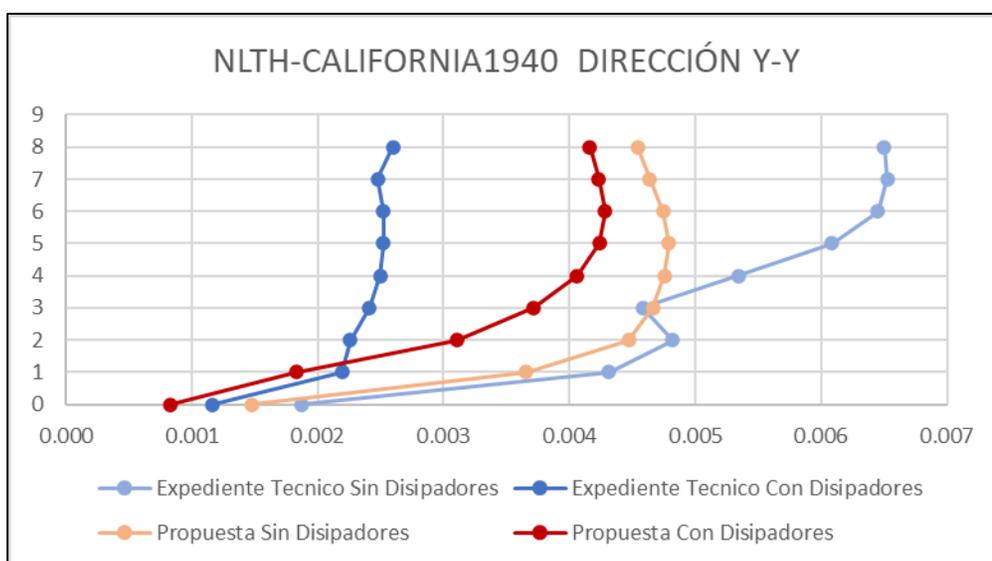
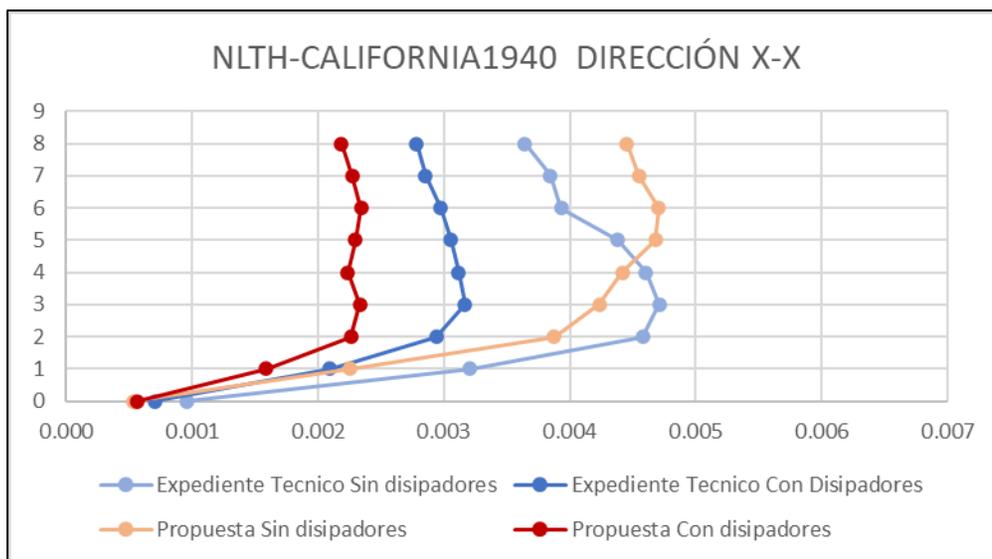
Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación

Figura N°159. Comparación de derivas debido al sismo de Ica 2007



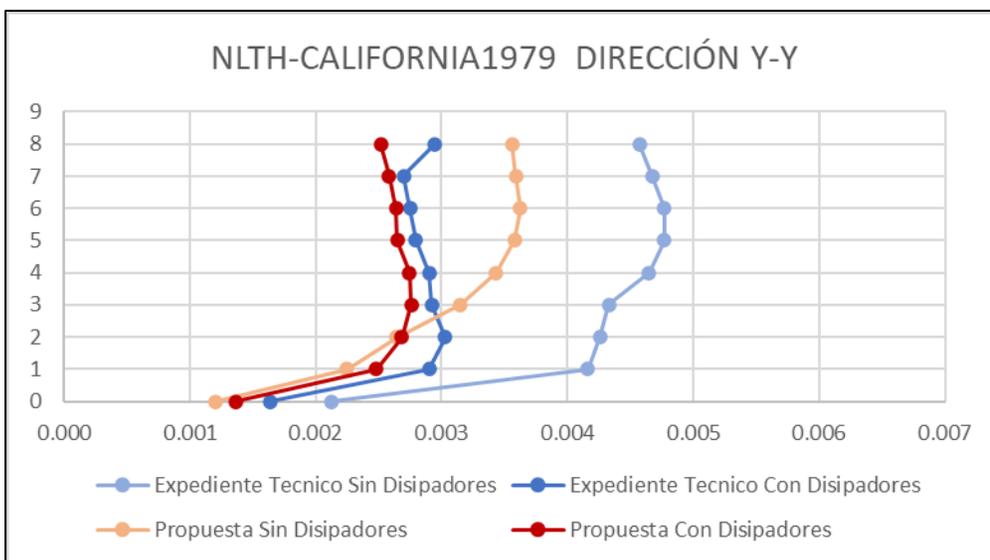
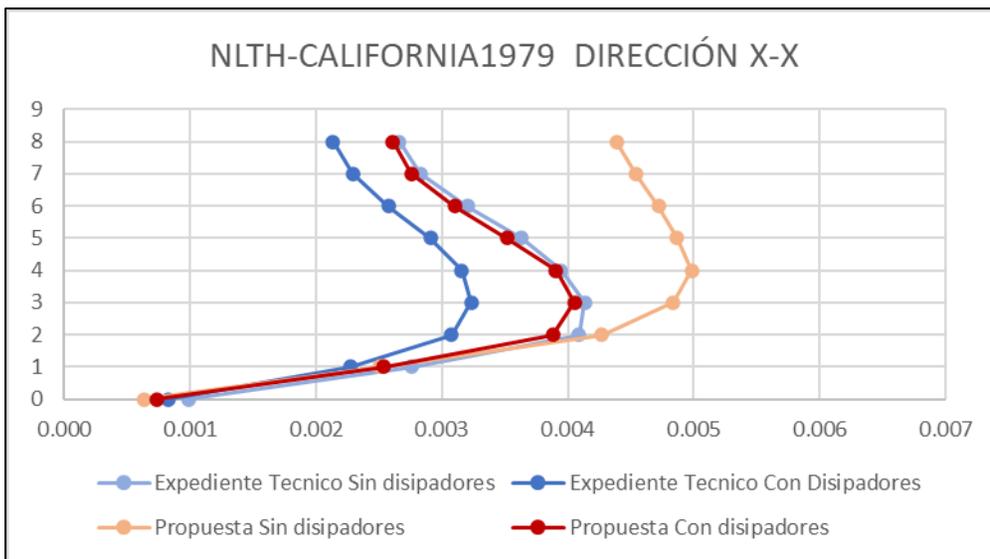
Nota. Fuente Propia, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación

Figura N°160. Comparación de derivas debido al sismo de California 1940



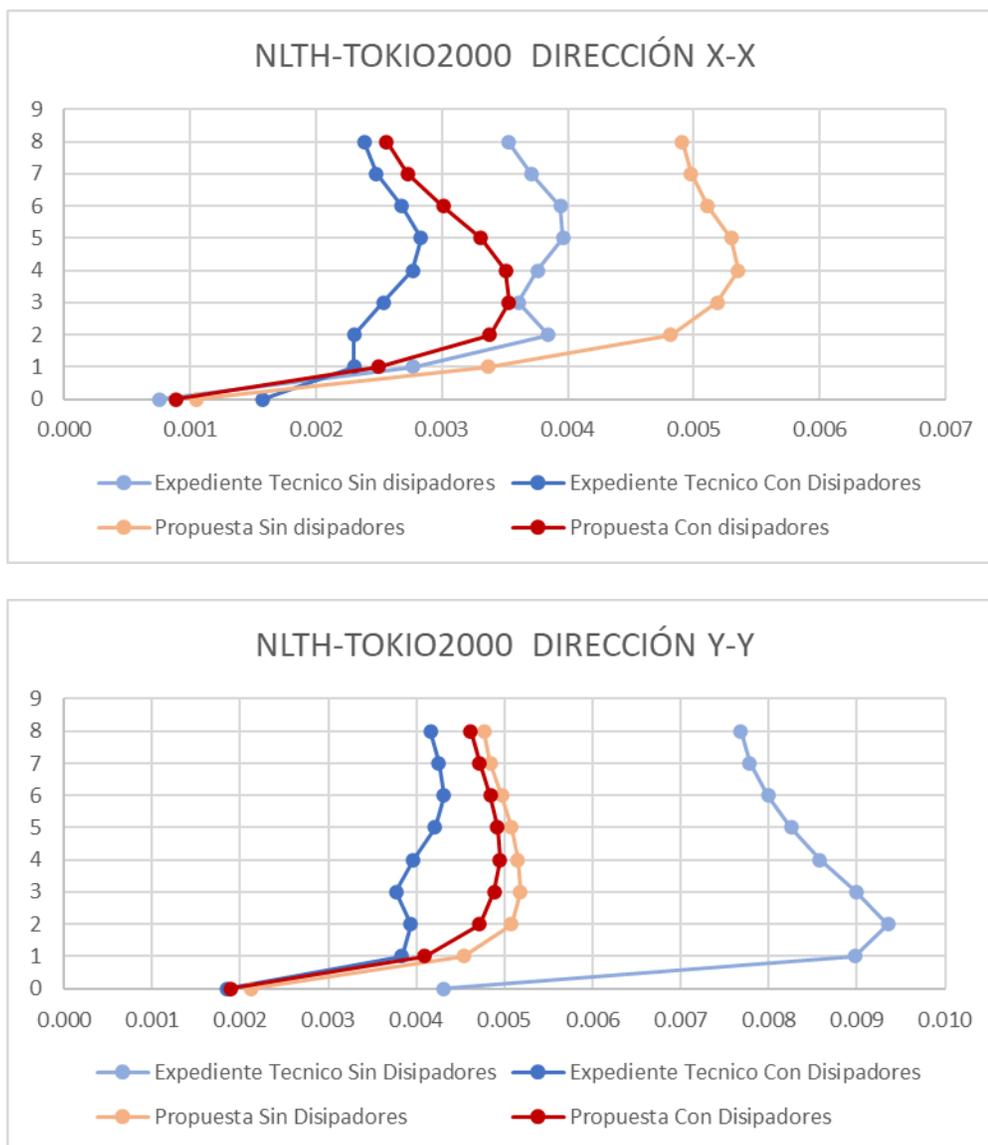
Nota. Fuente Propia, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación

Figura N°161. Comparación de derivas debido al sismo de California 1979



Nota. Fuente Propia, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación

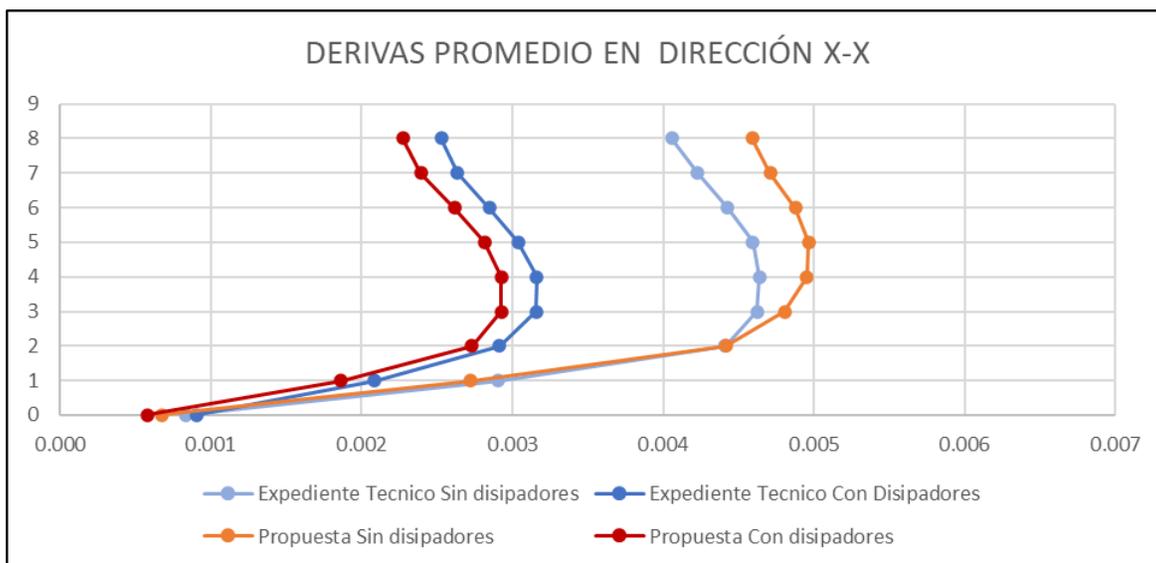
Figura N°162. Comparación de derivas debido al sismo de Tokio 2000



Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación

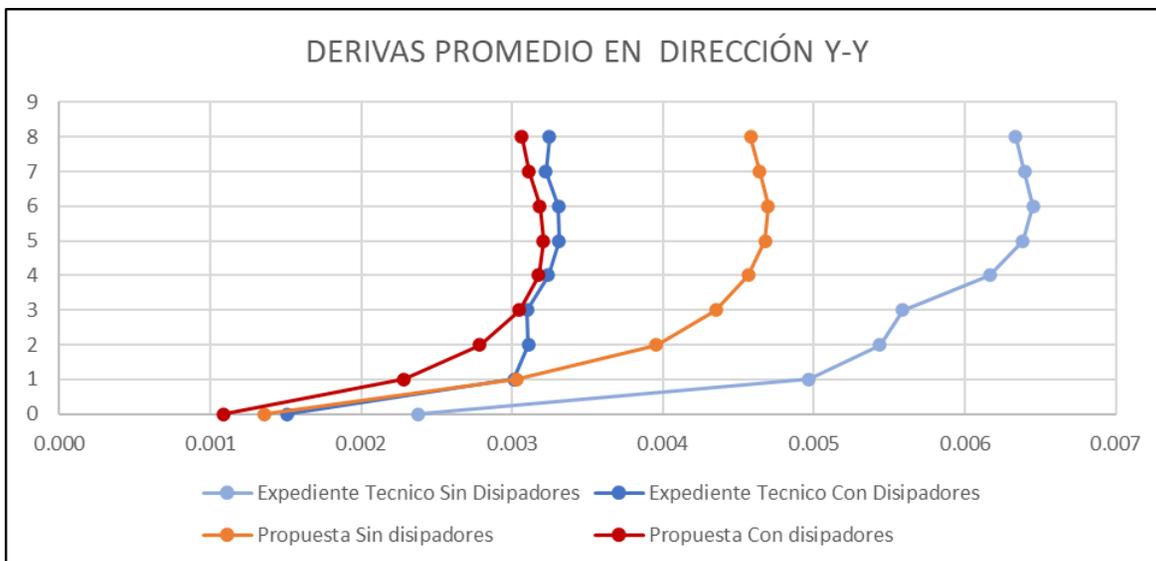
En la figura N°163 y 164 se compara las distribuciones de las derivas máximas promedios por nivel de piso del analisis no lineal tiempo historia en las direcciones “X” e “Y” respectivamente, y se observa que las derivas tanto en X-X como Y-Y para nuestra propuesta con disipadores SLB son menores que la del expediente técnico con disipadores SLB.

Figura N°163. Derivas promedio en dirección X-X del Analisis No Lineal Tiempo Historia



Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación

Figura N°164. Derivas promedio en dirección X-X del Analisis No Lineal Tiempo Historia



Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación

Se pueden observar como ambas soluciones, la propuesta con disipadores y la del expediente con disipadores, proporcionan una estructura más rígida resultando una reducción de deriva en el entrepiso. Mencionar que se diseñó intencionalmente robustas pues al ingresar un registro sísmico con un inicio muy fuerte este tiende a formar rotulas plásticas en las bases de las

columnas. Finalmente, en un análisis no lineal dinámico tiempo historia se demuestra que el amortiguamiento cumple una función importante en el cálculo de derivas; pues en un análisis lineal la propuesta con disipadores tenía mayor deriva que el modelo del expediente con disipadores (ver figura N°107), mientras que al realizar un análisis no lineal dinámico tiempo historia esto se ha invertido.

Evaluación del desempeño en un Análisis No Lineal Tiempo Historia

Las derivas mostradas desde la figura N°156 a la 162 no describen el desempeño de la estructura, el desempeño de la estructura se mide por la formación de rotulas plásticas y su respectivo criterio de aceptación siendo indispensable para nuestra estructura en estudio, que un mayor porcentaje las rotulas se encuentren en *immediate occupancy*, claro que puede haber excepciones en los elementos vigas y columnas que pueden incursionar en *life security*; sin embargo los elementos tipo link, en este caso disipadores SLB, deben obligatoriamente fluir en un análisis dinámico tiempo historia y esto se logra cuando los dispositivos se encuentren en el estado de *immediate occupancy* y *life security* pero sin incursionar en el estado de *collapse*.

El desempeño de la estructura se evaluará para el registro sísmico de lima 1966, para los 04 casos de estudio:

1. Estructura del Expediente Técnico Sin Disipadores SLB, (1)
2. Estructura del Expediente Técnico Con Disipadores SLB, (2)
3. Estructura propuesta Sin Disipadores SLB, (3)
4. Estructura propuesta Con Disipadores SLB, (4)

Figura N°165. Desempeño del caso de estudio (1) para el sismo 1966

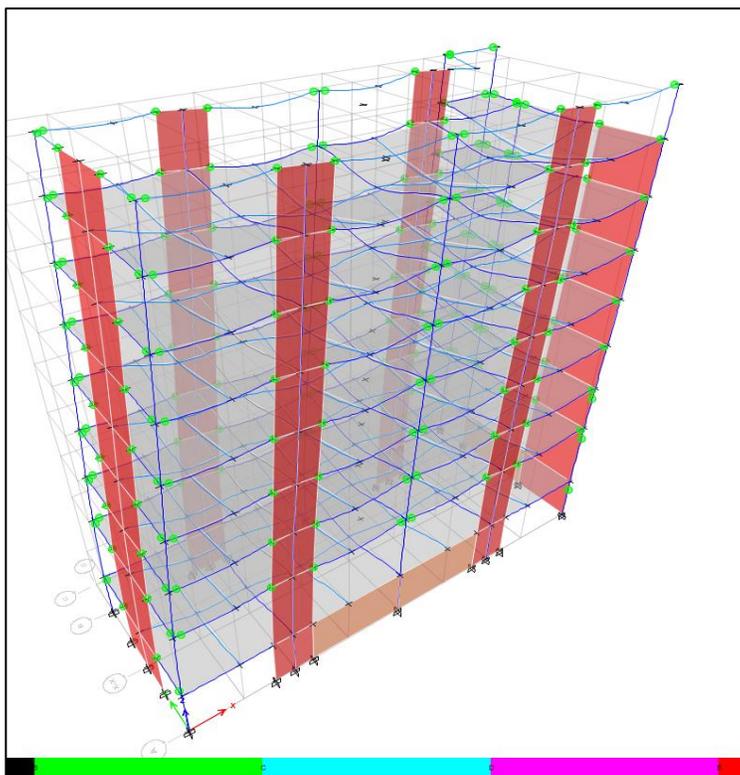


Figura N°166. Desempeño del caso de estudio (2) para el sismo 1966

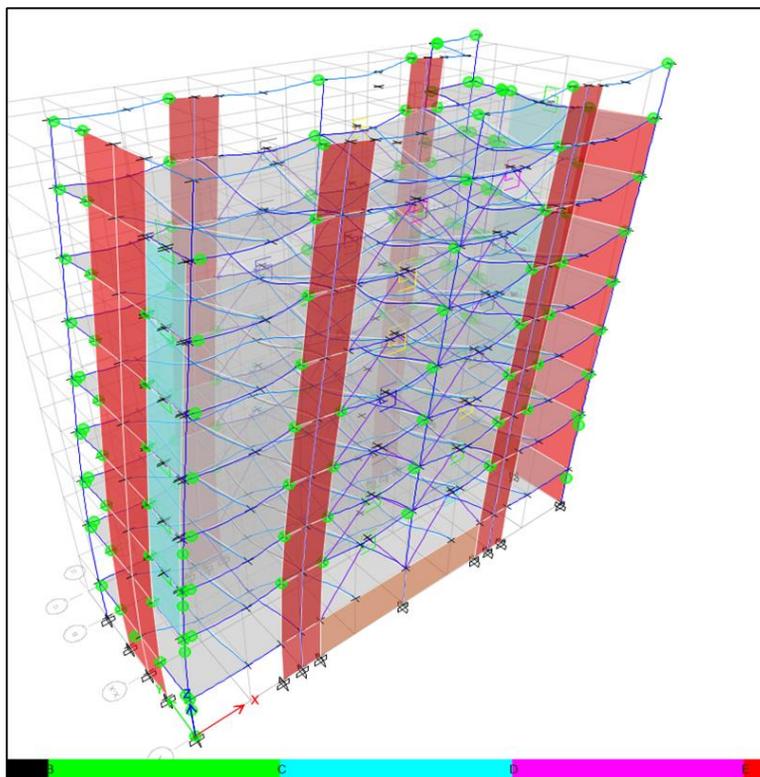


Figura N°167. Desempeño del caso de estudio (3) para el sismo 1966

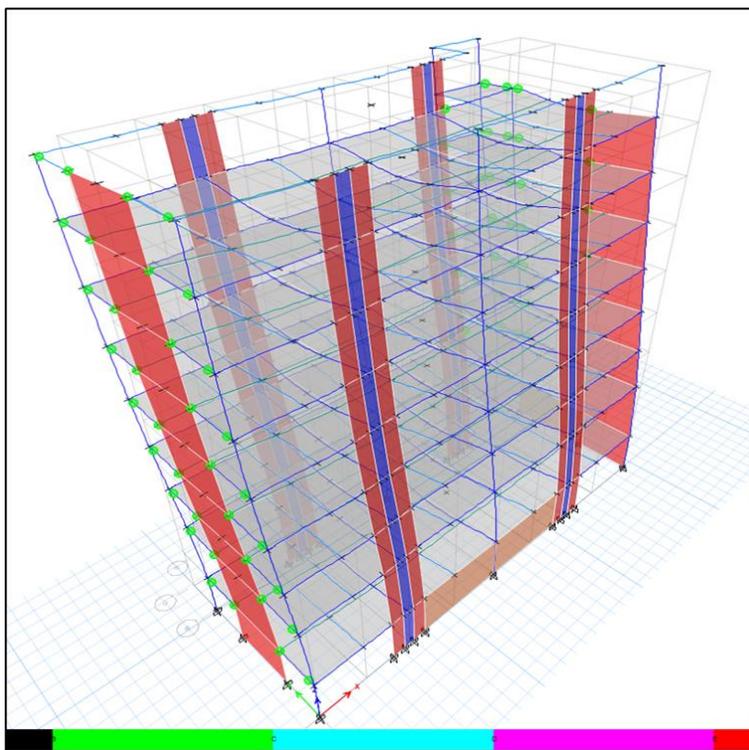
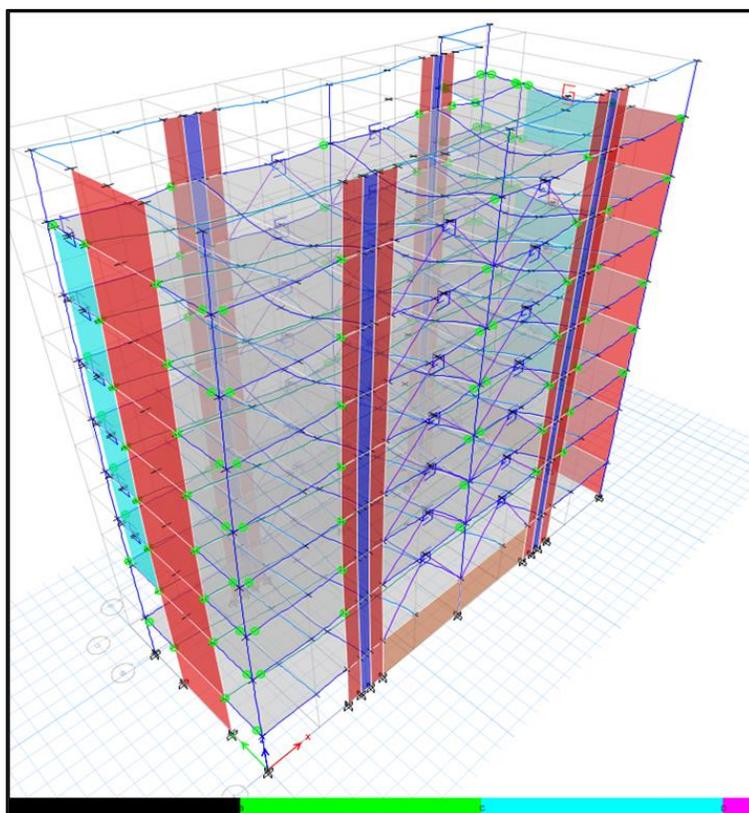
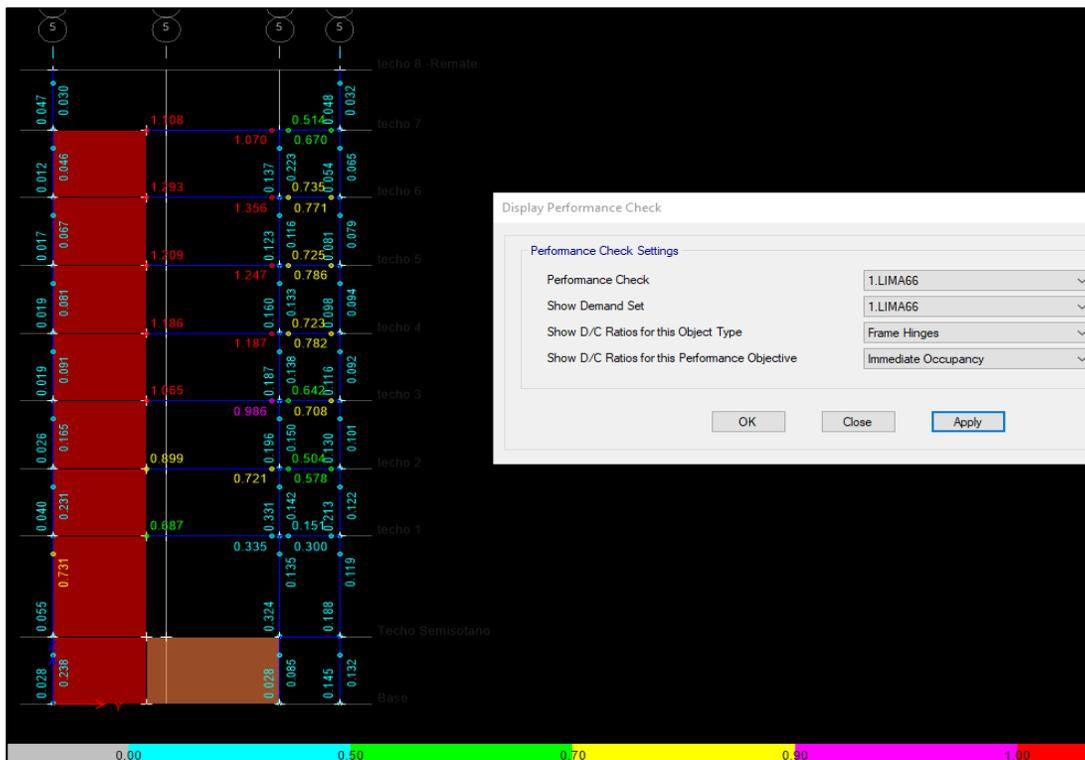


Figura N°168. Desempeño del caso de estudio (4) para el sismo 1966



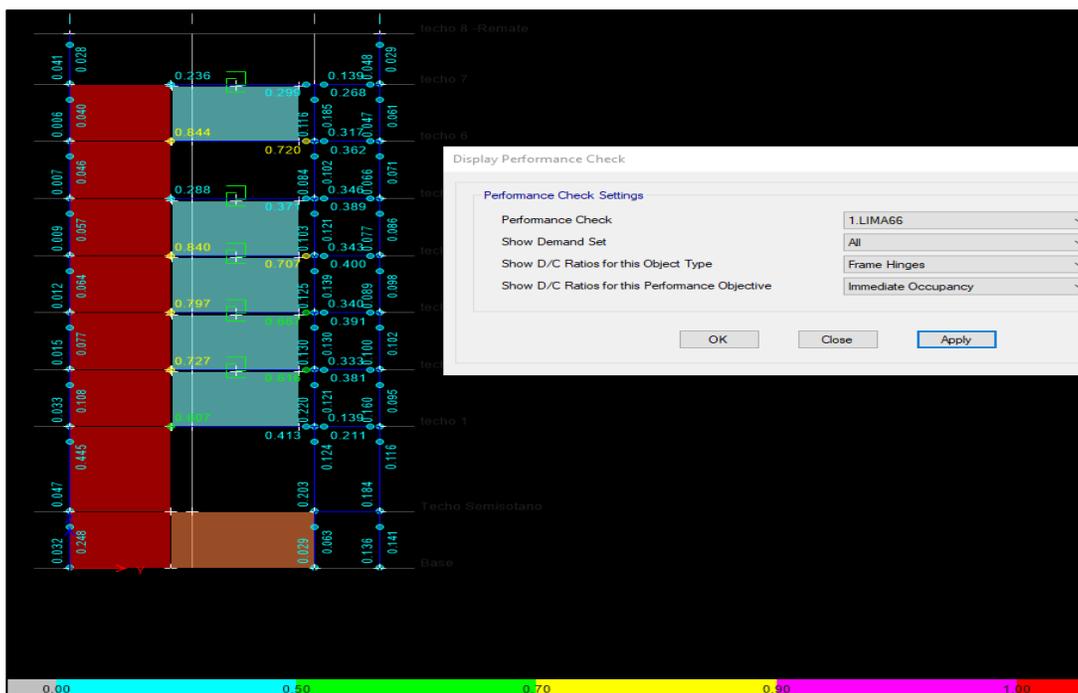
De la comparación del desempeño se podría decir que no usar disipadores produce menos rotulas plásticas, pero no sería lo correcto pues se debe analizar localmente cada elemento; de esta manera ver figura N°169 al 172; el caso (1) tiene una relación máxima de $D/C=1.36$ en el estado de *immediate occupancy*, el caso (2) tiene una relación máxima de $D/C=0.84$ en el estado de *immediate occupancy*, el caso (3) tiene una relación máxima de $D/C=1.01$ en el estado de *immediate occupancy*, y el caso (4) tiene una relación máxima de $D/C=0.73$ en el estado de *immediate occupancy*. Demostrando así que el aspecto visual se debe corroborar con la D/C para cada estado, y en resumen se tienen que con la aplicación de disipadores SLB en los modelos se baja la relación D/C en las rotulas de la estructura en estudio para un análisis no lineal dinámico tiempo historia.

Figura N°169. Revisión de D/C en rotulas de frames del caso (1)



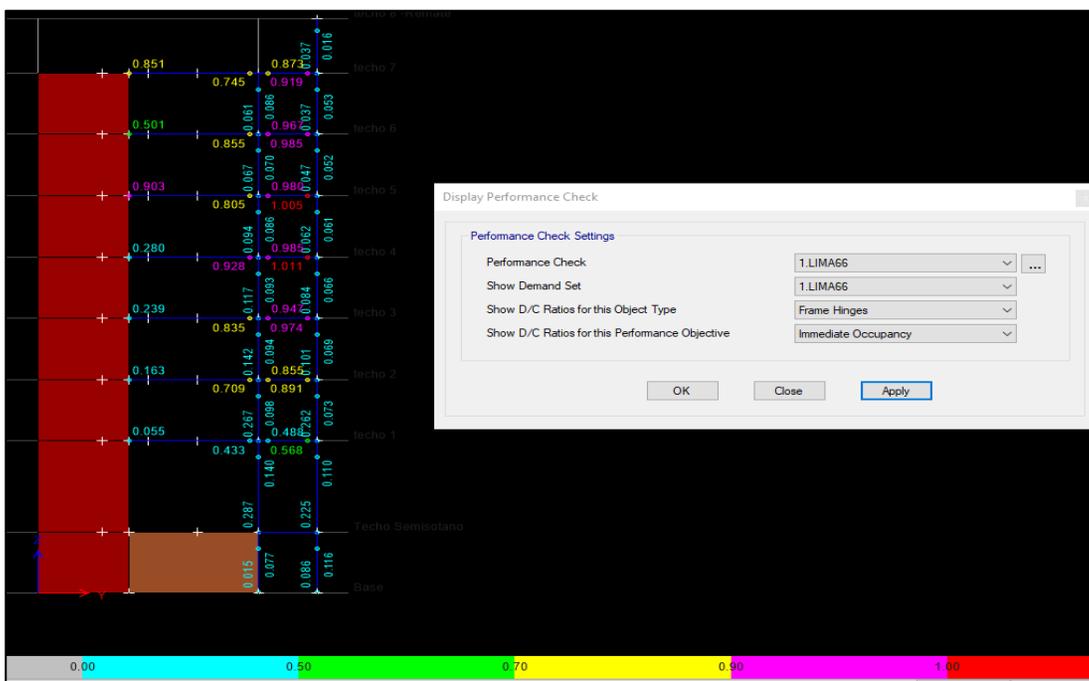
Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación

Figura N°170. Revisión de D/C en rotulas de frames del caso (2)



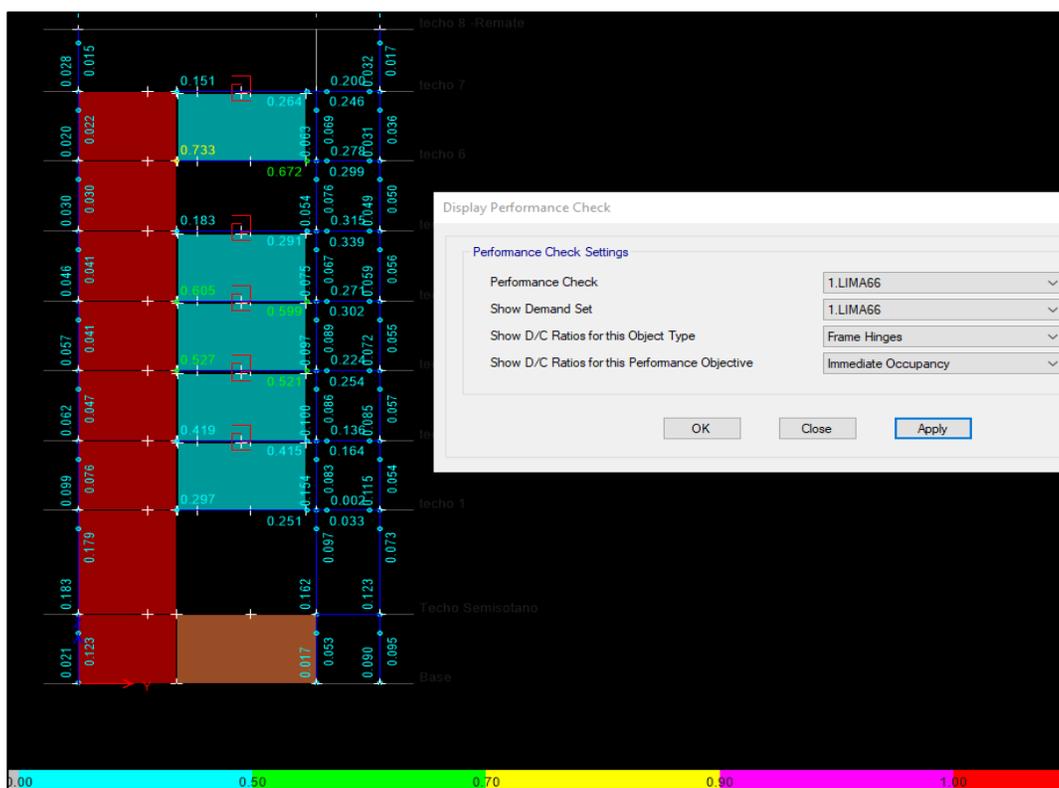
Nota. Fuente Propia, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación

Figura N°171. Revisión de D/C en rotulas de frames del caso (3)



Nota. Fuente Propia, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación

Figura N°172. Revisión de D/C en rotulas de frames del caso (4)

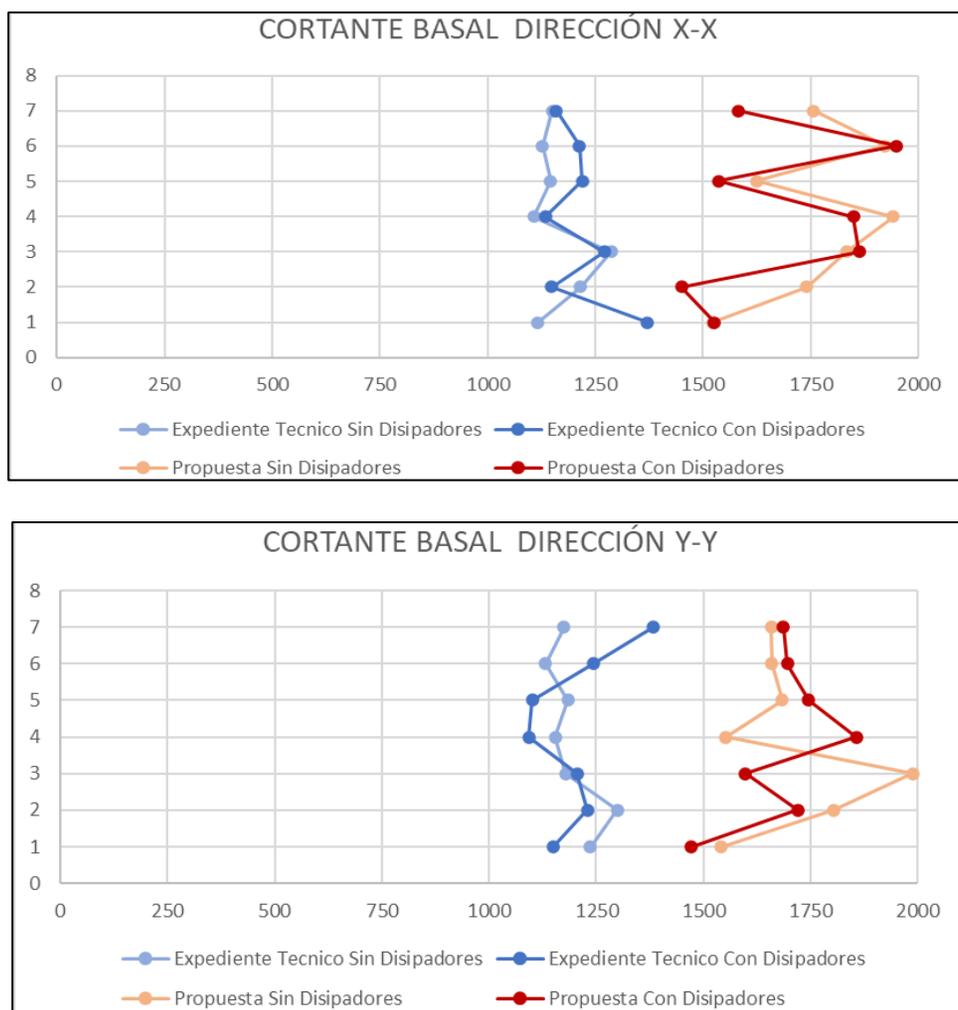


Nota. Fuente Propia, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación

Fuerza cortante en la base en un Analisis No Lineal Tiempo Historia

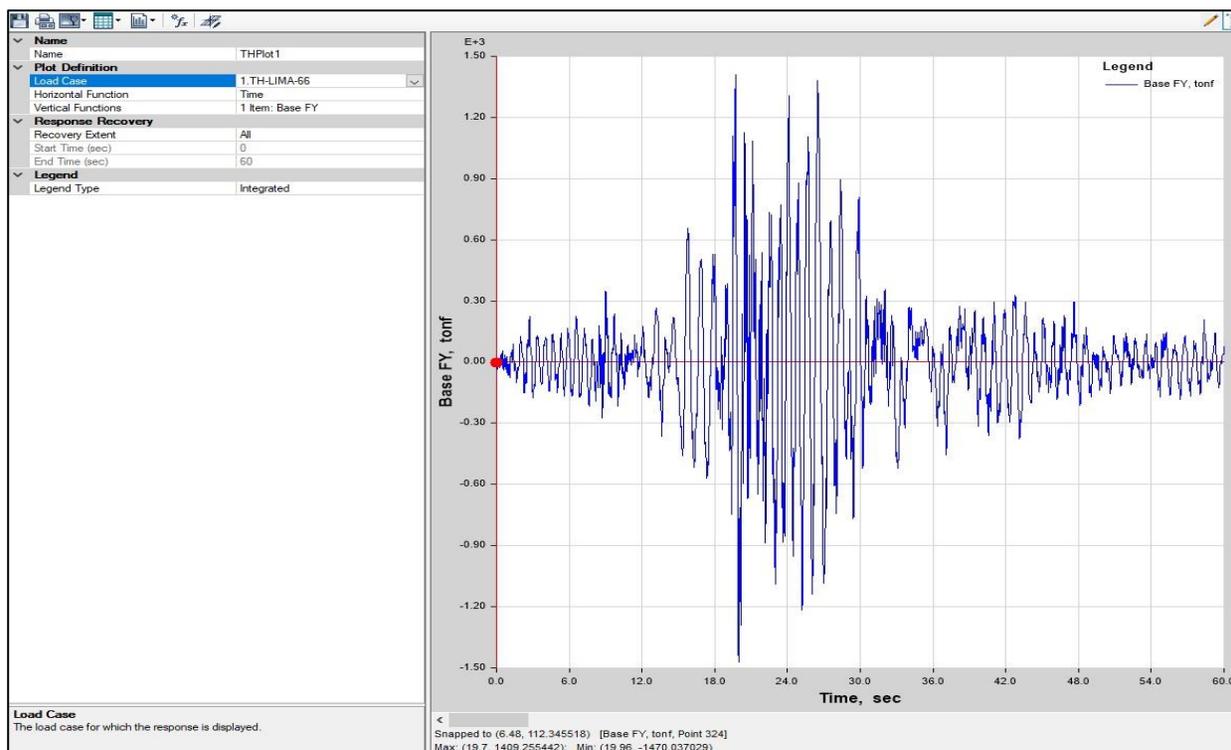
Se ha evaluado la cortante basal para los 04 casos de estudio y los resultados se resumen en la figura N°173. En la misma figura se puede observar que hay una disminución en promedio del 4.81% de la cortante basal en la estructura en dirección X-X cuando se usa disipadores sísmicos SLB; y hay una disminución en promedio del 0.25% de la cortante basal en la estructura en dirección Y-Y cuando se usa disipadores sísmicos SLB. En la figura N°174 se aprecia la historia temporal de la estructura (4) (estructura propuesta con disipadores) de la cortante basal en dirección X-X, es de esta historia temporal que proviene el resumen de cortantes basales máximos de la figura N°173.

Figura N°173. Comparación de la Cortante basal en los 04 casos de estudio



Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación

Figura N°174. Historia de cortante basal del caso de estudio (4)



Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación

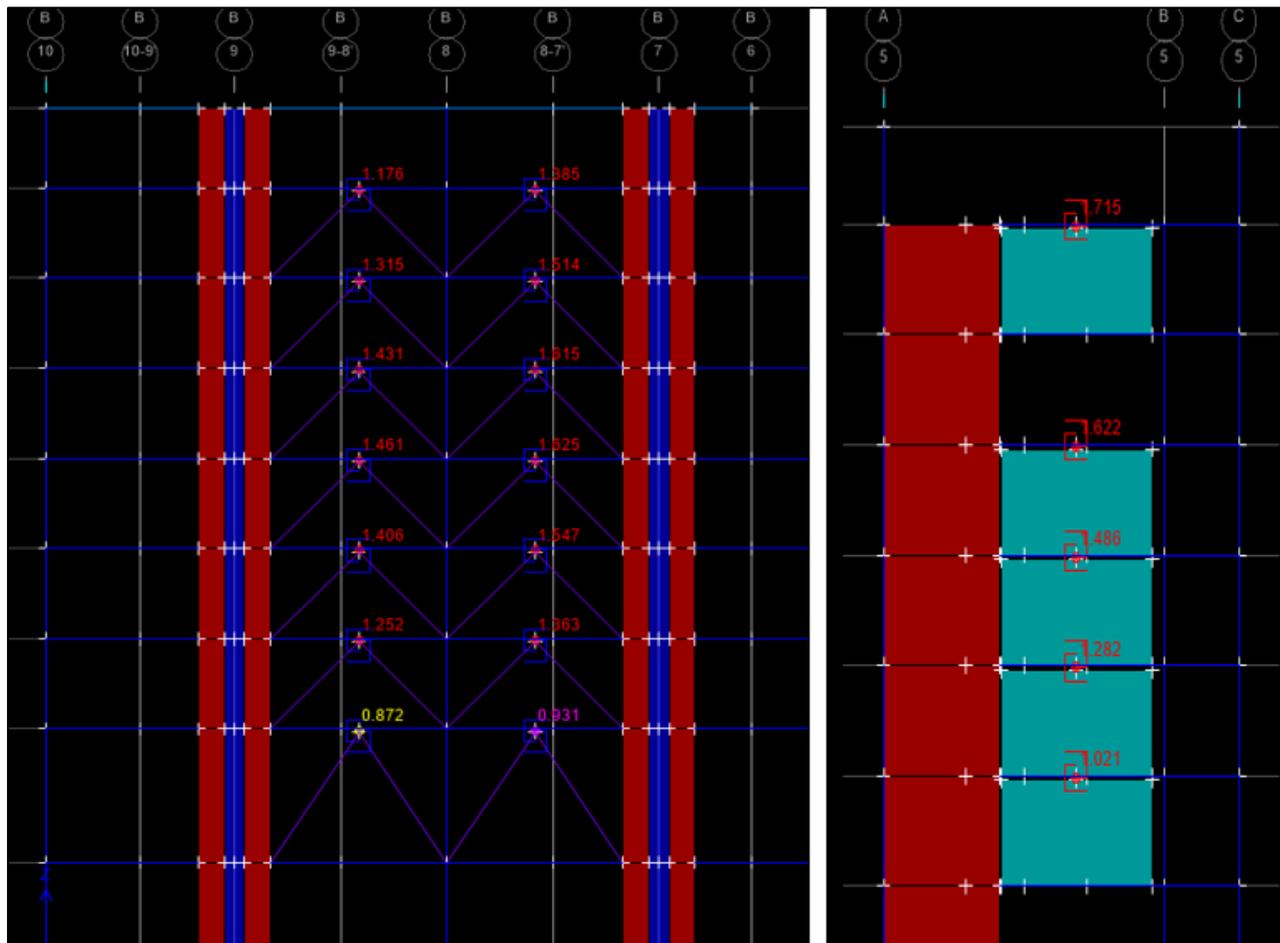
Verificación D/C de los disipadores SLB en un Analisis No Lineal Tiempo Historia

Cuando se use disipadores sísmicos y en general elementos que disipen o amortigüen una estructura es obligatorio conocer la fuerza absorbida por el dispositivo, en nuestro caso los dispositivos SLB funcionan a corte en su plano por tanto debemos verificar su fuerza cortante en su eje local 2-2; siendo así que la fuerza cortante para un caso no lineal tiempo historia en el dispositivo SLB debe ser mayor que su fluencia (F_y) para que realmente el dispositivo trabaje.

En la estructura propuesta (4) se ha considerado dos disipadores el SLB3 25_5 y SLB3 30_7; los cuales tienen una fluencia de 319 KN (32.52 Tnf) y 461 KN (47.00 Tnf) respectivamente. Los factores de D/C que nos brindara el programa para disipadores SLB están en función de su estado limite (*immediate occupancy* "IO", *life security* "LF", *collapse prevention* "CP") que para el caso de disipadores generación sus límites de deformación están en IO=1cm, LS=1.3cm,

CP=3cm. En la figura N°175 y 176 se ve la D/C de los disipadores para los casos; propuesta con disipadores (4) y expediente técnico con disipadores (2) respectivamente.

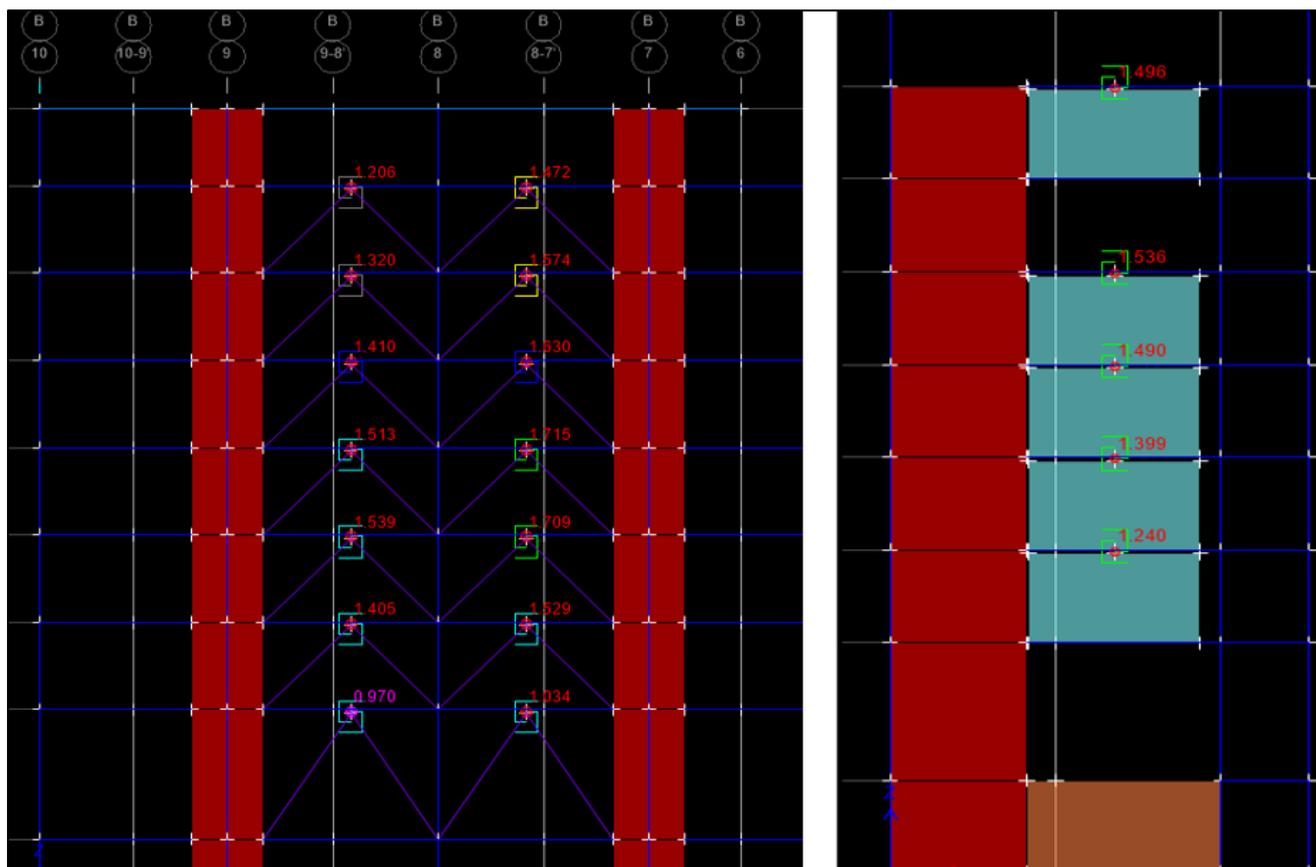
Figura N°175. Relación D/C de disipadores SLB del caso (4) – propuesta con disipadores



Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación

En la figura N°175 se observa la relación D/C de los disipadores SLB del eje B y 5 en los cuales se aplicaron disipadores SLB3 25_5 y SLB3 30_7 respectivamente. De los cuales el 89.47% de los disipadores han superado el estado de *immediate occupancy*, y por tanto están en el estado *life security*; logrando que los disipadores realmente fluyan y realmente disipen energía a través de la plastificación sin causar un colapso, para que exista colapso en los disipadores su D/C de estas deberían ser mayor igual a 3.0.

Figura N°176. Relación D/C de disipadores SLB del caso (2) – expediente técnico con disipadores



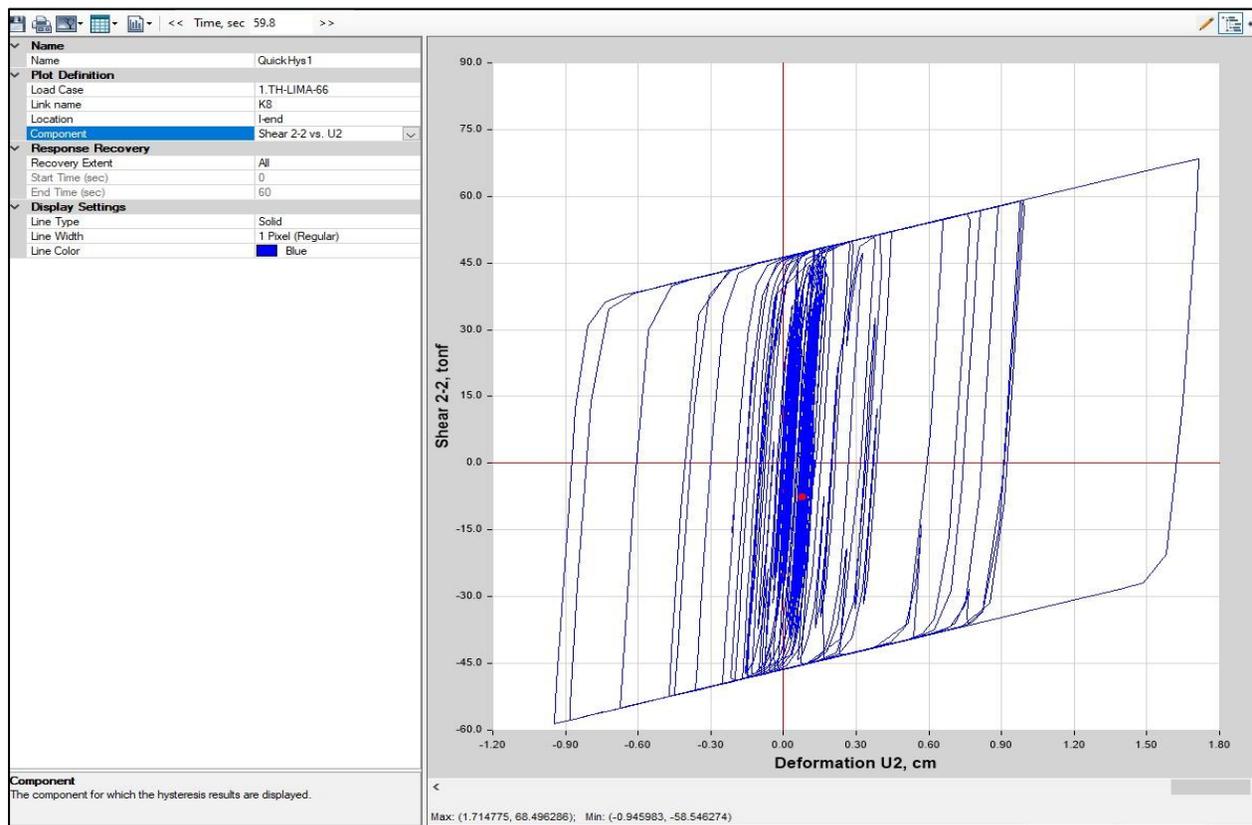
Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación

En la figura N°176 se observa la relación D/C de los disipadores SLB del eje B y 5 en los cuales se aplicaron disipadores diversos disipadores sin un orden entre estos tenemos; SLB3 25_3, SLB3 25_4, SLB3 25_5, SLB3 25_6, SLB3 25_7, SLB3 40_6, SLB3 40_7, etc.; esta colocación sin un orden puede generar un error en la etapa de ejecución, es así que (Bozzo Estructuras, 2022) recomienda uniformizar los disipadores SLB. De los disipadores mostrados en la figura N°177 el 100% de los disipadores han superado el estado de *immediate occupancy*, y por tanto están en el estado *life security*; logrando que los disipadores realmente fluyan y realmente disipen energía a través de la plastificación sin causar un colapso, para que exista colapso en los disipadores su D/C de estas deberían ser mayor igual a 3.0.

Adicionalmente la figura N° 177 se muestra la curva de histéresis del disipador ubicado en el techo 7 en el eje B para el registro de lima 1966, este dispositivo en el programa ETABS lo llamamos “K8” y es un disipador SLB3 30_7 y como se mencionó líneas arriba tiene una fluencia de 461 KN (47.00 Tnf).

Se observa en la figura N°177 que el disipador K8 sometido al registro de lima 66 tiene una demanda de 120 toneladas y un desplazamiento de 2.40 centímetros. De lo mencionado es correcto decir que los disipadores realmente están disipando energía sin colapsar, esta verificación de revisión de la histéresis se debería hacer para todos los disipadores, pero un resumen más visual son las relaciones D/C mostradas en las figuras N°175 y 176.

Figura N°177. Deformación del disipador K8 del caso de estudio (4) – propuesta con disipadores



Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación

Verificación de la cortante en elementos estructurales en un Analisis No Lineal

Tiempo Historia

Es necesario verificar que la cortante actuante, en este caso un registro sísmico para un análisis no lineal tiempo historia, en un elemento estructural no supere el máximo cortante que puede soportar dicho elemento, siendo los más críticos los elementos tipo columnas y placas, siendo estos últimos los absorben la mayor carga sísmica debido a su mayor rigidez. Se verificará el cortante debido al caso no lineal tiempo historia para el muro estructural en el eje 5 con una longitud de 5.25m, este muro en el programa ETABS lo denominamos “PIER5”. El resumen de cortantes para el caso (2) y (4) se encuentra en la tabla N°28.

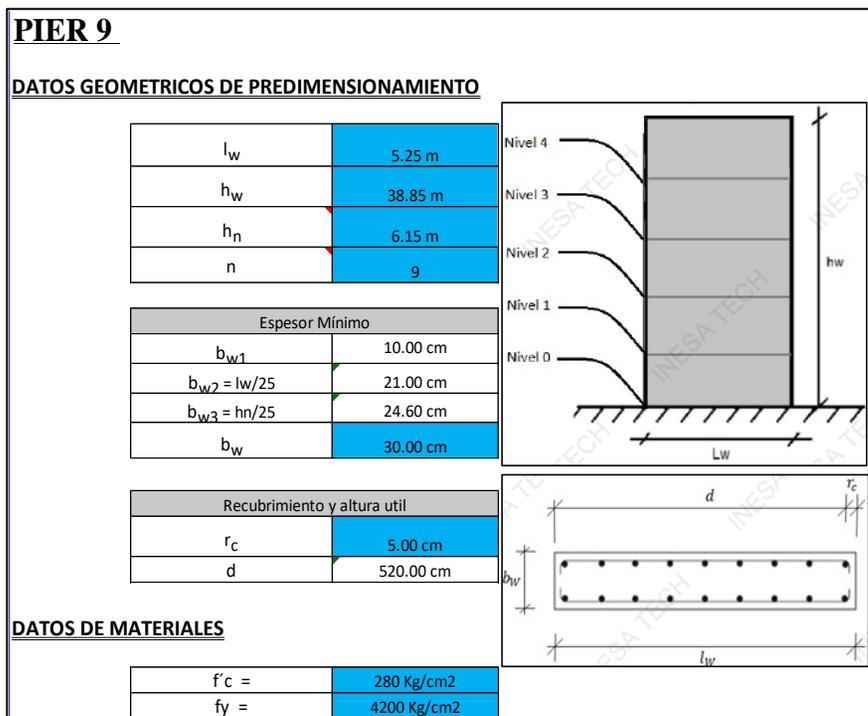
Tabla N°28. Resumen de cortantes en los modelos (2) y (4) en ANLTH

PIER 9 - (L=5.25m)		
CASO SISMICO	(2) Expediente con disipadores SLB	(4) Propuesta con disipadores SLB
	V2-2	VY_b
	tnf	tnf
LIMA 1966	558.64	607.84
LIMA 1970	506.18	626.42
LIMA 1974	500.04	666.89
ICA 2007	608.19	700.81
CALIFORNIA 1940	464.27	693.67
CALIFORNIA 1979	523.01	740.41
TOKIO 2000	730.96	618.04

Nota. Fuente *Propia*, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación

La verificación de cortantes en el modelo (2) - Estructura del expediente técnico con disipadores se aprecia en la figura N°178, y la verificación de cortantes en el modelo (4)- Estructura propuesta con disipadores se aprecia en la figura N°179.

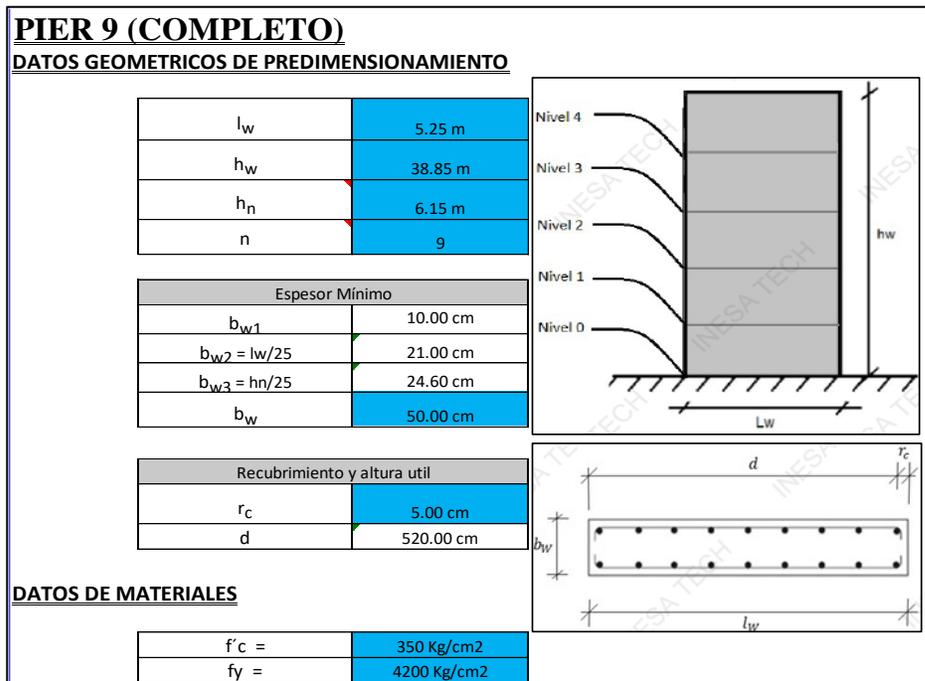
Figura N°178. Verificación del cortante del ANLTH en el muro del eje 5 del caso de estudio (2) – Estructura con disipadores del Expediente Técnico



$\alpha_c =$	0.53	Coefficiente para cortante		
$\phi_v =$	0.75	Factor de minoración de resistencia al corte		
$V_n = A_{cw}(\alpha_c \sqrt{F'_c} + \rho_{trans_prop} F_y)$		$V_u \leq \phi_v V_{n\ limite}$	$V_{n\ limite} \leq 2.12 A_{cw} (\sqrt{F'_c})$	$D/C = \frac{V_e}{\phi_v V_n}$
$V_n =$	1259.82	Tonnef	Resistencia nominal a cortante del muro	
$\phi V_n =$	944.87			
$V_{n\ limite} =$	558.72	Tonnef	Resistencia nominal limite a cortante del muro	
$\phi V_{n\ limite} =$	419.04		OVERSTRESS, AUMENTAR SECCIÓN Y/O ESPESOR DEL MURO	
$V_e =$	730.96	Tonnef	Vcort en ANTH ICA2007	

El cortante máximo al que esta expuesto el muro en estudio, PIER9, es para el caso sísmico de Tokio 2000 y el cortante es de 730.96 toneladas, ver tabla N°28. De la figura N°178 el cortante máximo que puede resistir este muro es de 558.72 toneladas según el apartado 11.5.4 del ACI 318-19. De lo mencionado el cortante actuante es mayor al cortante que puede resistir el elemento, por tanto, el elemento falla por cortante ante el caso del sismo de Tokio 2000, y de igual forma falla por cortante para los casos lima 1966 e Ica 2007.

Figura N°179. Verificación del cortante del ANLTH en el muro del eje 5 del caso de estudio (4) – Propuesta de Estructura con disipadores



$\alpha_c =$	0.53	Coefficiente para cortante		
$\phi_v =$	0.75	Factor de minoración de resistencia al corte		
$V_n = A_{cw}(\alpha_c \sqrt{F'_c} + \rho_{trans_prop} F_y)$		$V_u \leq \phi_v V_{n_limite}$	$V_{n_limite} \leq 2.12 A_{cw} (\sqrt{F'_c})$	$D/C = \frac{V_e}{\phi_v V_n}$
$V_n =$	1380.42	Tonnef	Resistencia nominal a cortante del muro	
$\phi V_n =$	1035.31			
$V_{n_limite} =$	1041.12	Tonnef	Resistencia nominal limite a cortante del muro	
$\phi V_{n_limite} =$	780.84		CUMPLE	
$V_e =$	740.41	Tonnef	Vcort en ANTH	
Demanda/Capacidad	0.72	CUMPLE		

Nota. Fuente Propia, por ANGEL VERTIZ SUKKER, 2023, Tesis de Titulación

El cortante máximo al que está expuesto el muro en estudio, PIER9, es para el caso sísmico de California 1979 y el cortante es de 740.41 toneladas, ver tabla N°28. De la figura N°179 el cortante máximo que puede resistir este muro es de 1041.12 toneladas según el apartado 11.5.4 del ACI 318-19. De lo mencionado el cortante actuante es menor al cortante que puede resistir el elemento, por tanto, el elemento NO FALLA por cortante ante el caso del sismo de California 1979, y tampoco falla por cortante para los otros casos.

CONCLUSIONES:

- Que, para la importancia de nuestra estructura, el cual es de gran importancia, según la figura N°81 la estructura debe permanecer en un estado operacional(funcional) ante un sismo muy raro, esto significa estar en el estado *immediate occupancy* (inmediata ocupación) pero sin ingresar al estado *life security* (seguridad de vida).
- El comportamiento no lineal del caso (4) – Estructura propuesta con disipadores SLB, es la esperada de acuerdo a la hipótesis Hi, puesto que la propuesta con disipadores (4) tiene mayor capacidad de deformación y resistencia a cortante en comparación a sus 03 antagonistas, esto se puede apreciar en las figuras N°135 y 136. De la comparación del desempeño de los 04 casos de estudio se podría decir que no usar disipadores produce menos rotulas plásticas, pero no sería lo correcto pues se debe analizar localmente cada elemento; de esta manera ver figura N°169 al 172; el caso (1) tiene una relación máxima de $D/C=1.36$ en el estado de *immediate occupancy*, el caso (2) tiene una relación máxima de $D/C=0.84$ en el estado de *immediate occupancy*, el caso (3) tiene una relación máxima de $D/C=1.01$ en el estado de *immediate occupancy*, y el caso (4) tiene una relación máxima de $D/C=0.73$ en el estado de *immediate occupancy*. Demostrando así que el caso de estudio (4) tiene una menor demanda/capacidad que sus antagonistas y una menor D/C significa menor daño en sus elementos estructurales y por tanto menor daño a la estructura.
- En dirección X-X la curva de capacidad entre “la estructura con disipadores de mi propuesta (4)” vs “la estructura con disipadores del expediente técnico (2)”; el caso de estudio (4) sobre el caso de estudio (2) tiene un 12.68% más de capacidad de deformación y un 50.18% más de capacidad de soportar fuerza cortante. Evidentemente la curva de capacidad en dirección Y-Y es donde la estructura (4) se ve más beneficiada sobre el caso

(2), pues este tiene un 44.61% más de capacidad de deformación y un 37.04% más de capacidad de soportar fuerza cortante. Esto demuestra que, si se diseña con alta ductilidad, como lo indica el ACI 318-19, nos direcciona a una incursión estable de la estructura en el rango no lineal.

- Del análisis de la estructura del expediente sin disipadores y con disipadores, caso de estudio (1) y (2) respectivamente; Se tiene que En dirección X-X la curva de capacidad entre “la estructura sin disipadores del expediente técnico (1)” vs “la estructura con disipadores del expediente técnico (2)”; el caso de estudio (1) sobre el caso de estudio (2) tiene un 27.17% menos de capacidad de deformación y un 33.21% menos de capacidad de soportar fuerza cortante. Evidentemente la curva de capacidad en dirección Y-Y es donde la estructura (1) se ve más afectada sobre el caso (2), pues este tiene un 61.04% menos de capacidad de deformación y un 39.32% menos de capacidad de soportar fuerza cortante. Esto demuestra que no considerar disipadores SLB en la estructura del expediente técnico afecta medianamente la respuesta de la estructura pues como se ve en la figura N°150 la estructura en estudio del caso (1) se encuentra en el estado *Life security* (resguardo de vida) cerca de prevención de colapso con un desplazamiento de techo de 15.29cm, lo cual NO ESTA dentro de nuestro objetivo de desempeño según la figura N°66; por tanto esta respuesta no es aceptable para nuestro objetivo y nivel de desempeño esperado para una edificación de gran importancia.
- Del cálculo del coeficiente de reducción de respuesta sísmica “R”, desde la tabla N°22-26; para el caso de estudio (2) – estructura del expediente con disipadores SLB se tiene un coeficiente de reducción de respuesta sísmica en dirección X-X $R_x=4.48$, mientras que para la dirección Y-Y un coeficiente de reducción de respuesta sísmica de $R_y=4.07$. Y para

el caso de estudio (4) se tiene un $R_x = 5.47$ y $R_y = 3.87$. De donde concluimos que el $R=7$ usado en el expediente técnico para el diseño de la estructura no es el correcto.

- De las fuerzas de cortantes actuantes en un análisis no lineal tiempo historia se hizo un análisis para el caso en estudio (2) y (4). Que el cortante máximo al que está expuesto el muro en estudio del caso (2), PIER9, es de 730.96 toneladas, ver tabla N°28; y el cortante máximo que puede resistir este muro es de 558.72 toneladas según el apartado 11.5.4 del ACI 318-19, ver figura N°179; de lo mencionado el cortante actuante es mayor al cortante que puede resistir el elemento, por tanto, el elemento falla por cortante más no por flexo-compresión esta falla es para los registros de Tokio 2000, lima 1966 e Ica 2007. Que el cortante máximo al que está expuesto el muro en estudio del caso (4), PIER9, es de 740.41 toneladas, ver tabla N°28. De la figura N°179 el cortante máximo que puede resistir este muro es de 1041.12 toneladas según el apartado 11.5.4 del ACI 318-19; de lo mencionado el cortante actuante es menor al cortante que puede resistir el elemento, por tanto, el elemento no falla por cortante para ninguno de los siete registros en estudio.
- De la revisión de disipadores sísmicos, se observa que la relación D/C de los disipadores SLB del eje B y 5 en los cuales se aplicaron disipadores el 89.47% de los disipadores han superado el estado de *immediate occupancy*, y por tanto están en el estado *life security*; logrando que los disipadores realmente fluyan y realmente disipen energía a través de la plastificación sin causar un colapso, mencionar que para que exista colapso en los disipadores su D/C de estas deberían ser mayor igual a 3.0.

RECOMENDACIONES:

- Que, para un análisis no lineal la estructura en estudio “bloque "A" de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura”, la estructura siempre debe permanecer en el estado ocupación inmediata o también llamada operación y/o funcional para un sismo muy raro o máximo. Ante eso para este tipo de estructuras se deben tomar medidas para cumplir esta disposición.
- Siempre se debe analizar la respuesta de la estructura de forma local, esto quiere decir revisar elemento por elemento el daño producido por un caso de carga, y la manera más fácil y rápida de revisarla es a través de la relación demanda/capacidad establecida en el ETABS a través de la opción *performance check*.
- Debe diseñarse con el criterio de alta ductilidad en los elementos estructurales como lo indica el ACI 318-19 para tener una mejor incursión en el rango inelástico de la estructura; esto significa no pasar de la cuantía de 1.00% en vigas, en columnas no sobrepasar el 2.00% de la cuantía, y para los muros estructurales cumplir con el apartado 18.10 del ACI 318-19 el cual explícitamente nos direcciona a considerar elementos de bordes en muros estructurales pues la evidencia forense de los terremotos demostró que los daños se concentran en estos.
- Ser conservadores al momento de asignar los coeficientes de reducción sísmicas conocidos como “R” pues como se demostró en el posible estudio es complicado alcanzar los valores propuestos en los códigos.
- Siempre se debe verificar la cortante que se produce en un elemento estructural ante un análisis no lineal pues siempre el cortante del análisis lineal es mucho menor al del análisis No lineal; y es por esta razón que el ACI 318-19 exige que se diseñen los elementos

estructurales por capacidad y en el caso de muros estructurales con una amplificación sísmica al sismo en el caso lineal.

- La única forma de realmente saber el comportamiento de un disipador es a través de un análisis no lineal tiempo historia, el comportamiento de un disipador se evalúa mediante su curva histerética, esta verificación se deberá hacer para cada dispositivo de disipación de energía y una formas más visual y rápida se puede realizar son las relaciones D/C con la *performance check* del ETABS.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASCE 41-17. (2017). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Building. United States: American Society of Civil Engineers.
- ASCE/SEI. (2017). Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. Reston, Virginia, United States: ASCE.
- Baque De Los Santos , I., & Suárez Rodríguez , R. (2021). Análisis Sísmico Comparativo No Lineal Entre Dos Estructuras De Diferente Configuración Estructural, Hasta El Desempeño Último De Falla. *Tesis para título de Ingeniería Civil*. La Libertad, Ecuador: Universidad Estatal Península de Santa Elena.
- Bozzo Estructuras, L. (2022). Disipadores de Energía Shear Link Bozzo en Edificaciones de Gran Altura. *Curso*.
- Chiuyari Veramende, J., & Olivas Inocente, M. (2018). Evaluación y Propuesta de Reparación Estructural de la Institución Educativa Mariano Melgar de Huariaca Aplicando el Analisis No Lineal Pushover. *Tesis de Título Profesional*. Huanuco, Peru: Universidad Nacional Hermilio Valdizan.
- E.030. (2018). DISEÑO SISMORRESISTENTE. Perú.
- Engineers, A. S. (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. Virginia: ASCE7.
- Harmsen, T. (2017). *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*. Lima: Fondo Editorial PUCP.
- Hernández, E. (2020). Ductilidad de estructuras. *Especialización de ingeniería estructural y sismorresistente*. Barcelona.

- INESA TECH, C. (2020). Especialización en ingeniería estructural y sismorresistente. Barcelona, España: INESA TECH. Obtenido de INESA TECH: <https://www.inesa-tech.com/>
- Instituto Geofísico del Perú, I., & Tavera, H. (2018). *Sociedad Geológica del Perú*. Obtenido de <https://www.sgp.org.pe/alerta-peru-un-pais-altamente-sismico/>
- Lafontaine, M. (2020). Edificios de gran altura. *Maestría en Ingeniería Civil*. Quito, Ecuador: Universidad San Francisco de Quito.
- Paredes Azaña, M. (2016). Evaluación del Desempeño Sismorresistente de un Edificio Destinado a Vivienda en la Ciudad de Lima Aplicando el Análisis Estático No Linear Pushover. *Tesis para Título*. Lima, Perú: Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas.
- Paredes Jaramillo, E. X. (2021). Evaluación del desempeño de edificios aporticados de hormigón armado diseñados con la NEC-15, utilizando análisis estático no lineal. *Maestría Ingeniería civil*. Quito, Ecuador: Universidad San Francisco de Quito.
- Poma de la Cruz, J. L. (2018). Software Educativo para la Automatización del Análisis No Lineal Estático Pushover en Estructuras de Concreto Armado. *Tesis de Maestría*. Lima, Perú: Pontífice Universidad Católica del Perú.
- Ramirez Machado, B. (Octubre de 2020). Estudio Comparativo para edificación de 05 plantas empleando solución prefabricada y disipadores slb y solución convencional en zona de sismicidad alta en peru. Barcelona, España: Master en Ingeniería Estructural y de la Construcción.
- Terán, A. (2020). Innovaciones Tecnológicas 2, Reforzamiento de estructuras. *Maestría Ingeniería Civil*. Quito, Ecuador: Universidad San Francisco de Quito.

Villacís Carrera, C. (2021). Análisis No Lineal de Edificaciones de Hórmigon Armado con Muros Estructurales, con y sin Vigas de Acople, Diseñados con la NEC 2015. *Titulo de Maestría*.

Quito, Ecuador: Universidad San Francisco de Quito .

ZIGURAT. (2020). Analisis No Lineal. *Master Internacional de Estructuras*. Barcelona, España:

Global Institute of Technology.

ANEXOS

- Anexo A – Verificación de Irregularidades
- Anexo B – Diseño de viga del eje 9-9
- Anexo C– Diseño de la columna del eje 10-A
- Anexo D – Diseño de la placa de 5.50m del eje 10
- Anexo E – Registros sísmicos
- Anexo F – Consentimiento Informado
- Anexo G – Instrumento de recolección de datos
- Anexo H – Matriz de consistencia
- Anexo I – Matriz de operacionalización de variables

ANEXO A – VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDADES

FACTORES DE IRREGULARIDADES EN ESTRUCTURAS X-X

Nunca borrar

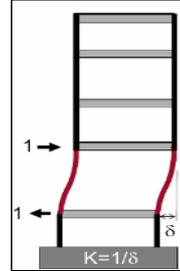
1). IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA (Ia) - VERTICALES

A) Irregularidad de Rigidez-Piso Blando (Ia=0.75)

ASCE 7

Stiffness-soft story irregularity is defined to exist where there is a story in which the lateral stiffness is less than 70% of that in the story above or less than 80% of the average stiffness of the three stories above

Excepción: la irregularidad no existe si ninguna deriva de piso es mayor que 1.3 veces la deriva de piso del nivel superior.



E.030

- Cuando en un entrepiso la **rigidez lateral** es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior
- Cuando en un entrepiso la **rigidez lateral** es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes.

- La **rigidez lateral** puede calcularse como la razón entre cortante del entrepiso y sus desplazamiento relativo (drift) en "CM" centro de masa.

$V_{entrepiso} / drift$

Story stiffness

Story	Load Case	Shear X (tonf)	Desplaz Relativo X (m)	Stiffness X (tonf/m)	ASCE 7		E.030	
					k_i / K_{i+1}	$k_i / (K_{i+1} K_{i+2} K_{i+3})$		
techo 8 -Remat	SH_R6	40969.11	0.101100	405398.95				
techo 7	SH_R6	138658.01	0.146400	947396.44	2.34		Regular	Regular
techo 6	SH_R6	217503.51	0.187400	1160749.99	1.23		Regular	Regular
techo 5	SH_R6	277914.32	0.225400	1232810.68	1.06	1.47	Regular	Regular
techo 4	SH_R6	328335.78	0.254900	1287899.34	1.04	1.16	Regular	Regular
techo 3	SH_R6	370673.18	0.270600	1369772.89	1.06	1.12	Regular	Regular
techo 2	SH_R6	406012.11	0.263800	1538911.87	1.12	1.19	Regular	Regular
techo 1	SH_R6	432578.25	0.265200	1631047.60	1.06	1.17	Regular	Regular
cho Semisota	SH_R6	440918.14	0.036500	12076427.07	7.40	7.98	Regular	Regular

Ia	1	1
----	---	---

Ia	1
----	---

B) Irregularidad de Resistencia-Piso Debil (Ia=0.75)

Cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la **resistencia** de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la **resistencia** del entrepiso inmediato superior.

Story	Load Case	Shear X (tonf)	Desplaz Relativo X (m)	Stiffness X (tonf/m)	Resistencia e.	CASO 1
techo 8 -Remat	SH_R6	40969.11	0.101100	405398.95	405398.95	
techo 7	SH_R6	138658.01	0.146400	947396.44	947396.44	Regular
techo 6	SH_R6	217503.51	0.187400	1160749.99	1160749.99	Regular
techo 5	SH_R6	277914.32	0.225400	1232810.68	1232810.68	Regular
techo 4	SH_R6	328335.78	0.254900	1287899.34	1287899.34	Regular
techo 3	SH_R6	370673.18	0.270600	1369772.89	1369772.89	Regular
techo 2	SH_R6	406012.11	0.263800	1538911.87	1538911.87	Regular
techo 1	SH_R6	432578.25	0.265200	1631047.60	1631047.60	Regular
cho Semisota	SH_R6	440918.14	0.036500	12076427.07	12076427.07	Regular

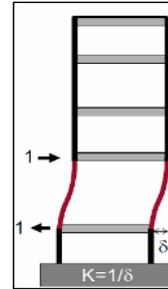
Ia	1
----	---

C) Irregularidad Extrema de Rigidez ($I_a=0.50$)

ASCE 7

Stiffness-extreme soft story irregularity is defined to exist where there is a story in which the lateral stiffness is less than 60% of that in the story above or less than 70% of the average stiffness of the three stories above.

Excepción: la irregularidad no existe si ninguna deriva de piso es mayor que 1.3 veces la deriva de piso del nivel superior.



E.030

- Cuando en un entrepiso la **rigidez lateral** es menor que 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior,
- Cuando en un entrepiso la **rigidez lateral** es menor que 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes.
- La **rigidez lateral puede calcularse como la razón entre cortante del entrepiso y sus desplazamiento relativo (drift) en "CM" centro de masa.**

$$V_{\text{entrepiso}} / \text{drift}$$

Story stiffness

Story	Load Case	Shear X (tonf)	Desplaz Relativo X (m)	Stiffness X (tonf/m)
techo 8 -Remat	SH_R6	40969.11	0.101100	405398.95
techo 7	SH_R6	138658.01	0.146400	947396.44
techo 6	SH_R6	217503.51	0.187400	1160749.99
techo 5	SH_R6	277914.32	0.225400	1232810.68
techo 4	SH_R6	328335.78	0.254900	1287899.34
techo 3	SH_R6	370673.18	0.270600	1369772.89
techo 2	SH_R6	406012.11	0.263800	1538911.87
techo 1	SH_R6	432578.25	0.265200	1631047.60
cho Semisota	SH_R6	440918.14	0.036500	12076427.07

		ASCE 7	E.030
K_i/K_{i+1}	k_i/K_{i+1}		
2.34		Regular	Regular
1.23		Regular	Regular
1.06	1.47	Regular	Regular
1.04	1.16	Regular	Regular
1.06	1.12	Regular	Regular
1.12	1.19	Regular	Regular
1.06	1.17	Regular	Regular
7.40	7.98	Regular	Regular

I_a	1	1
-------	---	---

I_a	1
-------	---

D) Irregularidad Extrema de Resistencial ($I_a=0.50$)

Cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la **resistencia** de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

Story	Load Case	Shear X (tonf)	Desplaz Relativo X (m)	Stiffness X (tonf/m)	Resistencia e.	CASO 1
techo 8 -Remat	SH_R6	40969.11	0.101100	405398.95	405398.95	
techo 7	SH_R6	138658.01	0.146400	947396.44	947396.44	Regular
techo 6	SH_R6	217503.51	0.187400	1160749.99	1160749.99	Regular
techo 5	SH_R6	277914.32	0.225400	1232810.68	1232810.68	Regular
techo 4	SH_R6	328335.78	0.254900	1287899.34	1287899.34	Regular
techo 3	SH_R6	370673.18	0.270600	1369772.89	1369772.89	Regular
techo 2	SH_R6	406012.11	0.263800	1538911.87	1538911.87	Regular
techo 1	SH_R6	432578.25	0.265200	1631047.60	1631047.60	Regular
cho Semisota	SH_R6	440918.14	0.036500	12076427.07	12076427.07	Regular

la	1
----	---

E) Irregularidad de Masa o Peso (Ia=0.90)

Se tiene irregularidad de masa (peso) cuando el peso de un piso, determinado según el artículo 26, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos

Structure Output-Other Output Items-Centers Of Mass And Rigidity

PISO	Ux (Tonf-s2/m)	PESO (Tonf)	CASO 1	CASO 2	(para obtener	PISO	Ux (Tonf-s2/m)	PESO (Tonf)
techo 8 -Rema	22.52	220.90				techo 8 -Rema	22.52	220.90
techo 7	82.12	805.63		Regular		techo 7	82.12	805.63
techo 6	87.43	857.69	Regular	Regular		techo 6	87.43	857.69
techo 5	85.35	837.26	Regular	Regular		techo 5	85.35	837.26
techo 4	86.12	844.81	Regular	Regular		techo 4	86.12	844.81
techo 3	84.31	827.11	Regular	Regular		techo 3	84.31	827.11
techo 2	84.60	829.93	Regular	Regular		techo 2	84.60	829.93
techo 1	90.21	884.96	Regular	Regular		techo 1	90.21	884.96
Techo Semisota	89.14	874.49	Regular			Techo Semisota	89.14	874.49
							17.50	
		6982.80						

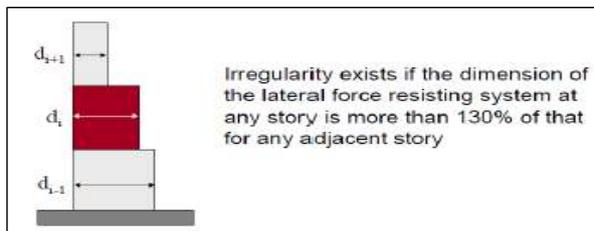
la	1	1
----	---	---

la	1
----	---

F) Irregularidad Geometría Vertical (Ia=0.90)

ASCE 7

Vertical geometric irregularity is defined to exist where the horizontal dimension of the seismic force-resisting system in any story is more than 130% of that in an adjacent story.



E.030

La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.

- Cuando hay variación en las estructuras resistentes a fuerza cortantes (muros estructurales, columnas, etc.)

PISO	DIM."X" m	DIM."X" m	CASO 1-X
cho 8 -Rema	36.51	36.51	
techo 7	36.51	36.51	Regular
techo 6	36.51	36.51	Regular



ELEM.	F. V ELE. Discontinuo	FV total	CASO 1
1			Regular
2			Regular
3			Regular

la	1.00
----	------

RESUMEN IRREGULARIDAD EN ALTURA (VERTICAL) X-X	
A) Irregularidad de Rigidez-Piso Blando (la=0.75)	1.00
B) Irregularidad de Resistencia-Piso Debil (la=0.75)	1.00
C) Irregularidad Extrema de Rigidez (la=0.50)	1.00
D) Irregularidad Extrema de Resistencial (la=0.50)	1.00
E) Irregularidad de Masa o Peso (la=0.90)	1.00
F) Irregularidad Geometría Vertical (la=0.90)	1.00
G) Discontinuidad en los Sistemas Resistentes (la=0.80)	1.00
H) Discontinuidad Extrema en los Sistemas Resistentes (la=0.60)	1.00
Irregularidad en altura final (la)	1.00

No hay irregularidad en altura

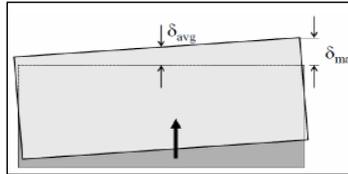
2). IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA (Ip) - HORIZAONTALES

A) Irregularidad Torsional (la=0.75)

ASCE 7

Torsional irregularity is defined to exist where the maximum story drift, computed including accidental torsion with $A_x = 1.0$, at one end of the structure transverse to an axis is more than 1.2 times the average of the story drifts at the two ends of the structure. Torsional irregularity requirements in the reference sections apply only to structures in which the diaphragms are rigid or semirigid.

$$\begin{aligned} \delta_{\max} < 1.2\delta_{\text{avg}} & \text{ Regular} \\ 1.2\delta_{\text{avg}} \leq \delta_{\max} \leq 1.4\delta_{\text{avg}} & \text{ Irregular} \end{aligned}$$



Las Estructuras asignadas a Categoría de diseño sísmico C, D, E o F, con irregularidad torsional tipo 1a o 1b 1 tendrán efectos contabilizados multiplicando M_{ta} en cada nivel por un factor de amplificación torsional (A_x) y determinado a partir de la siguiente ecuación:

$$A_x = \left(\frac{\delta_{\max}}{1.2\delta_{\text{avg}}} \right)^2$$

E.030

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

Solo si el (Δ_{\max}) > (0.5 $\Delta_{\text{permisible}}$)

Tabla N° 11 LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Diaphragm max/avg drifts

Story	Load Case	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	ASCE 7	E.030
						CASO 1	CASO 1

techo 8 -Rema	DERIVA	Diaph D1 X	0.0015	0.0014	1.08	Regular	Regular	0.007
techo 7	DERIVA	Diaph D1 X	0.0019	0.0018	1.05	Regular	Regular	0.007
techo 6	DERIVA	Diaph D1 X	0.0024	0.0023	1.04	Regular	Regular	0.007
techo 5	DERIVA	Diaph D1 X	0.0029	0.0028	1.03	Regular	Regular	0.007
techo 4	DERIVA	Diaph D1 X	0.0032	0.0031	1.03	Regular	Regular	0.007
techo 3	DERIVA	Diaph D1 X	0.0034	0.0033	1.03	Regular	Regular	0.007
techo 2	DERIVA	Diaph D1 X	0.0033	0.0032	1.03	Regular	Regular	0.007
techo 1	DERIVA	Diaph D1 X	0.0023	0.0022	1.04	Regular	Regular	0.007
cho Semisota	DERIVA	Diaph D1 X	0.0006	0.0005	1.18	Regular	Regular	0.007

la	1
----	---

la	1
----	---

SOLO SI HAY IRREGULARIDAD TORSIONAL

Story max/avg displacements

AMPLIFICACIÓN DEL FACTOR "Ax" (AMPLIFICATION OF ACCIDENTAL TORSIONAL MOMENT)

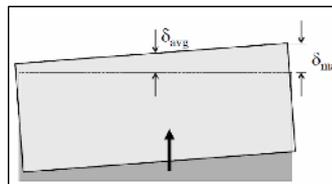
Story	Load Case	Direction	Max Displ	Avg Displ	Ratio	Ax	Restricción 1<Ax<3	Excentricidad básica EB	Excentricidad final EF	piso Y- By	E real
			m	m						m	m
Story3	SH	X	0.0113	0.0067	1.70	2.00	2.00	0.05	0.10	60.00	5.99
Story2	SH	X	0.0082	0.0048	1.73	2.07	2.07	0.05	0.10	60.00	6.22
Story1	SH	X	0.0043	0.0025	1.77	2.16	2.16	0.05	0.11	60.00	6.49

B) Irregularidad Torsional Extrema (la=0.60)

ASCE 7

Extreme torsional irregularity is defined to exist where the maximum story drift, computed including accidental torsion with Ax=1.0, at one end of the structure transverse to an axis is more than 1.4 times the average of the story drifts at the two ends of the structure. Extreme torsional irregularity requirements in the reference sections apply only to structures in which the diaphragms are rigid or semirigid.

$$\delta_{max} > 1.4\delta_{avg} \text{ Irregular extrema}$$



Las Estructuras asignadas a Categoría de diseño sísmico C, D, E o F, con irregularidad torsional tipo 1a o 1b 1 tendrán efectos contabilizados multiplicando M_{to} en cada nivel por un factor de amplificación torsional (Ax) y determinado a partir de la siguiente ecuación:

$$A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1.2\delta_{avg}} \right)^2$$

E.030

Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (Δ_{max}) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que **1,5 veces** el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}).

Solo si el (Δ_{max}) > 0.5($\Delta_{admissible}$)

**Tabla N° 11
LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO**

Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Story	Load Case	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	ASCE 7	E.030	
						CASO 1	CASO 1	$\Delta_{\text{drift perm.}}$
techo 8 -Remat	DERIVA	Diaph D1 X	0.0015	0.0014	1.08	Regular	Regular	0.007
techo 7	DERIVA	Diaph D1 X	0.0019	0.0018	1.05	Regular	Regular	0.007
techo 6	DERIVA	Diaph D1 X	0.0024	0.0023	1.04	Regular	Regular	0.007
techo 5	DERIVA	Diaph D1 X	0.0029	0.0028	1.03	Regular	Regular	0.007
techo 4	DERIVA	Diaph D1 X	0.0032	0.0031	1.03	Regular	Regular	0.007
techo 3	DERIVA	Diaph D1 X	0.0034	0.0033	1.03	Regular	Regular	0.007
techo 2	DERIVA	Diaph D1 X	0.0033	0.0032	1.03	Regular	Regular	0.007
techo 1	DERIVA	Diaph D1 X	0.0023	0.0022	1.04	Regular	Regular	0.007
cho Semisota	DERIVA	Diaph D1 X	0.0006	0.0005	1.18	Regular	Regular	0.007

la	1
----	---

la	1
----	---

SOLO SI HAY IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA

Story max/avg displacements

AMPLIFICACIÓN DEL FACTOR "Ax" (AMPLIFICATION OF ACCIDENTAL TORSIONAL MOMENT)

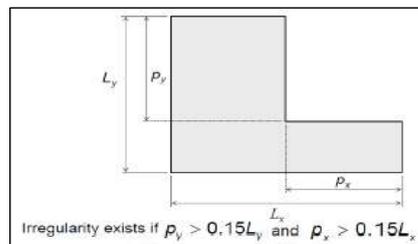
Story	Load Case	Direction	Max Displ	Avg Displ	Ratio	Ax	Restricción 1A_x<math><3</math>	Excentricidad básica EB	Excentricidad final EF	piso Y- By	E real
			m	m						m	m
N4	SX	X	0.0321	0.0319	1.01	0.70		0.05		60.00	
N3	SX	X	0.0256	0.0254	1.01	0.71		0.05		60.00	
N2	SX	X	0.0166	0.0165	1.01	0.71		0.05		60.00	
N1	SX	X	0.0068	0.0067	1.01	0.71		0.05		60.00	

C) Esquinas Entrantes (la=0.90)

ASCE 7

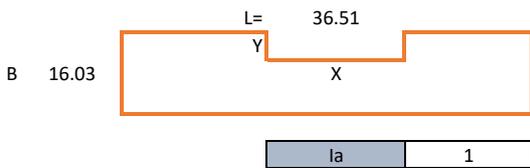
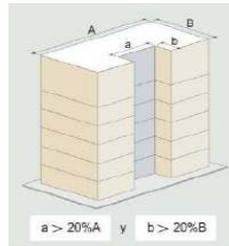
Reentrant corner irregularity is defined to exist where both plan projections of the structure beyond a reentrant corner are greater than 15% of the plan dimension of the structure in the given direction.

La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 15% de la correspondiente dimensión total en planta.



E.030

La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta.



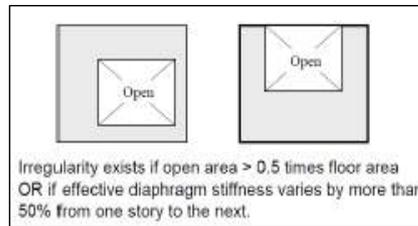
Y= 2.23 m Regular
X= 5.25 m Regular

D) Discontinuidad del Diafragma (Ia=0.85)

ASCE 7

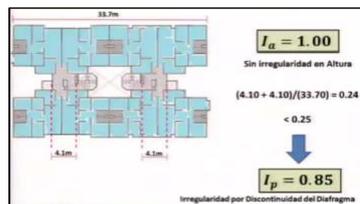
Diaphragm discontinuity irregularity is defined to exist where there is a diaphragm with an abrupt discontinuity or variation in stiffness, including one that has a cutout or open area greater than 50% of the gross enclosed diaphragm area, or a change in effective diaphragm stiffness of more than 50% from one story to the next.

Cuando hay una abrupta discontinuidad o variación de rigidez, incluyendo un área abierta más grande que el 50% o un cambio en la rigidez efectiva del diafragma es más que el 50% de un piso a otro



E.030

- Cuando existe aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma.
- También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25% del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.



CASO 1 - ABERTURAS - ASCE y E.030	
AREA ABIERTA	2.50
AREA TOTAL	585.26
Regular	Ia
	1

CASO 2 - AREA RESISTENTES - E.030	
	X
L. SECCIÓN DIAFRAGMA CRITICA	
L. SECCIÓN DIAFRAGMA TOTAL	

En "X" Regular

Ia	1
----	---

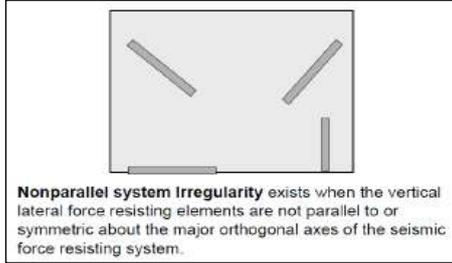
Ia	1
----	---

E) Sistemas No Paralelos (Ia=0.90)

ASCE 7

Nonparallel system irregularity is defined to exist where vertical lateral force-resisting elements are not parallel to the major orthogonal axes of the seismic force-resisting system.

Cuando elementos verticales resistentes a fuerzas laterales no son paralelos a los ejes principales ortogonales del sistema resistente a fuerzas sismicas



E.030

Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10% de la fuerza cortante del piso.

- Cuando hay muros estructurales y columnas en direcciones diferentes a "X" e "Y"
- Solo aplica cuando los muros estructurales y columnas esten rotados entre 30° - 60° con respecto al eje "X"
- Solo aplica cuando estos elementos (rotados o no paralelos a los ejes) resistan más del 10%V(cortante basal)

Elementos paralelos

Ia	1
----	---

RESUMEN IRREGULARIDAD EN PLANTA (HORIZONTALES) X-X	
A) Irregularidad Torsional (Ia=0.75)	1.00
B) Irregularidad Torsional Extrema (Ia=0.60)	1.00
C) Esquinas Entrantes (Ia=0.90)	1.00
D) Discontinuidad del Diafragma (Ia=0.85)	1.00
E) Sistemas No Paralelos (Ia=0.90)	1.00
Irregularidad en Planta final (Ip)	1.00

No hay irregularidad en planta

FACTORES DE IRREGULARIDADES EN ESTRUCTURAS Y-Y

Nunca borrar

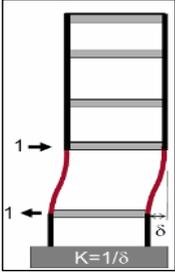
1). IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA (Ia) - VERTICALES

A) Irregularidad de Rigidez-Piso Blando (Ia=0.75)

ASCE 7

Stiffness-soft story irregularity is defined to exist where there is a story in which the lateral stiffness is less than 70% of that in the story above or less than 80% of the average stiffness of the three stories above

Excepción: la irregularidad no existe si ninguna deriva de piso es mayor que 1.3 veces la deriva de piso del nivel superior.



E.030

- Cuando en un entrepiso la **rigidez lateral** es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior
- Cuando en un entrepiso la **rigidez lateral** es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes.
- La **rigidez lateral puede calcularse como la razón entre cortante del entrepiso y sus desplazamiento relativo (drift) en "CM" centro de masa.**

$V_{entrepiso} / drift$

Story stiffness

Story	Load Case	Shear Y (tonf)	Desplaz Relativo Y (m)	Stiffness Y (Tonf/m)
techo 8 -Remat	SH_R6	43716.720	0.182400	239687.18
techo 7	SH_R6	150514.920	0.219300	686406.06
techo 6	SH_R6	230038.200	0.236600	972107.25
techo 5	SH_R6	287713.940	0.249100	1155117.63
techo 4	SH_R6	335336.280	0.253400	1323276.89
techo 3	SH_R6	376405.100	0.246400	1527715.66
techo 2	SH_R6	413276.970	0.223400	1849793.49
techo 1	SH_R6	444187.580	0.228200	1946851.51
cho Semisota	SH_R6	454686.660	0.049700	9143620.52

		ASCE 7	E.030
k_i / K_{i+1}	$k_i / (K_{i+1} K_{i+2} K_{i+3})$		
2.86		Regular	Regular
1.42		Regular	Regular
1.19	1.83	Regular	Regular
1.15	1.41	Regular	Regular
1.15	1.33	Regular	Regular
1.21	1.39	Regular	Regular
1.05	1.24	Regular	Regular
4.70	5.15	Regular	Regular

Ia	1	1
----	---	---

Ia	1
----	---

B) Irregularidad de Resistencia-Piso Debil (Ia=0.75)

Cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la **resistencia** de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la **resistencia** del entrepiso inmediato superior.

Story	Load Case	Shear Y (tonf)	Desplaz Relativo Y (m)	Stiffness Y (Tonf/m)	Resistencia e.	CASO 1
techo 8 -Remat	SH_R6	43716.720	0.182400	239687.18	239687.18	
techo 7	SH_R6	150514.920	0.219300	686406.06	686406.06	Regular

techo 6	SH_R6	230038.200	0.236600	972107.25	972107.25	Regular
techo 5	SH_R6	287713.940	0.249100	1155117.63	1155117.63	Regular
techo 4	SH_R6	335336.280	0.253400	1323276.89	1323276.89	Regular
techo 3	SH_R6	376405.100	0.246400	1527715.66	1527715.66	Regular
techo 2	SH_R6	413276.970	0.223400	1849793.49	1849793.49	Regular
techo 1	SH_R6	444187.580	0.228200	1946851.51	1946851.51	Regular
cho Semisota	SH_R6	454686.660	0.049700	9143620.52	9143620.52	Regular

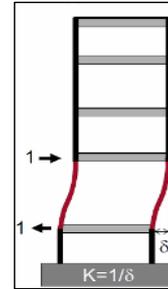
la	1
----	---

C) Irregularidad Extrema de Rigidez (la=0.50)

ASCE 7

Stiffness—extreme soft story irregularity is defined to exist where there is a story in which the lateral stiffness is less than 60% of that in the story above or less than 70% of the average stiffness of the three stories above.

Excepción: la irregularidad no existe si ninguna deriva de piso es mayor que 1.3 veces la deriva de piso del nivel superior.



E.030

- Cuando en un entrepiso la **rigidez lateral** es menor que 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior,
- Cuando en un entrepiso la **rigidez lateral** es menor que 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes.
- La **rigidez lateral** puede calcularse como la razón entre cortante del entrepiso y sus desplazamiento relativo (drift) en "CM" centro de masa.

$V_{entrepiso} / drift$

Story stiffness

Story	Load Case	Shear Y (tonf)	Desplaz Relativo Y (m)	Stiffness Y (Tonf/m)
techo 8 -Remat	SH_R6	43716.720	0.182400	239687.18
techo 7	SH_R6	150514.920	0.219300	686406.06
techo 6	SH_R6	230038.200	0.236600	972107.25
techo 5	SH_R6	287713.940	0.249100	1155117.63
techo 4	SH_R6	335336.280	0.253400	1323276.89
techo 3	SH_R6	376405.100	0.246400	1527715.66
techo 2	SH_R6	413276.970	0.223400	1849793.49
techo 1	SH_R6	444187.580	0.228200	1946851.51
cho Semisota	SH_R6	454686.660	0.049700	9143620.52

		ASCE 7	E.030
k_i/K_{i+1}	k_i/K_{i+1}		
2.86		Regular	Regular
1.42		Regular	Regular
1.19	1.83	Regular	Regular
1.15	1.41	Regular	Regular
1.15	1.33	Regular	Regular
1.21	1.39	Regular	Regular
1.05	1.24	Regular	Regular
4.70	5.15	Regular	Regular

la	1	1
----	---	---

la	1
----	---

D) Irregularidad Extrema de Resistencial ($I_a=0.50$)

Cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la **resistencia** de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

Story	Load Case	Shear Y (tonf)	Desplaz Relativo Y (m)	Stiffness Y (Tonf/m)	Resistencia e.	CASO 1
techo 8 -Rema	SH_R6	43716.720	0.182400	239687.18	239687.18	
techo 7	SH_R6	150514.920	0.219300	686406.06	686406.06	Regular
techo 6	SH_R6	230038.200	0.236600	972107.25	972107.25	Regular
techo 5	SH_R6	287713.940	0.249100	1155117.63	1155117.63	Regular
techo 4	SH_R6	335336.280	0.253400	1323276.89	1323276.89	Regular
techo 3	SH_R6	376405.100	0.246400	1527715.66	1527715.66	Regular
techo 2	SH_R6	413276.970	0.223400	1849793.49	1849793.49	Regular
techo 1	SH_R6	444187.580	0.228200	1946851.51	1946851.51	Regular
techo Semisota	SH_R6	454686.660	0.049700	9143620.52	9143620.52	Regular

I_a	1
-------	---

E) Irregularidad de Masa o Peso ($I_a=0.90$)

Se tiene irregularidad de **masa (peso)** cuando el peso de un piso, determinado según el artículo 26, es **mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente**. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos

PISO	Uy (Tonf-s2/m)	PESO	CASO 1	CASO 2
techo 8 -Rema	22.52	220.90		
techo 7	82.12	805.63		Regular
techo 6	87.43	857.69	Regular	Regular
techo 5	85.35	837.26	Regular	Regular
techo 4	86.12	844.81	Regular	Regular
techo 3	84.31	827.11	Regular	Regular
techo 2	84.60	829.93	Regular	Regular
techo 1	90.21	884.96	Regular	Regular
Techo Semisota	89.14	874.49	Regular	

PISO	Jy (Tonf-s2/m)	PESO (Tonf)
techo 8 -Rema	22.52	220.83
techo 7	82.12	805.36
techo 6	87.43	857.40
techo 5	85.35	836.98
techo 4	86.12	844.52
techo 3	84.31	826.83
techo 2	84.60	829.65
techo 1	90.21	884.66
Techo Semisota	89.14	874.20
	17.50	

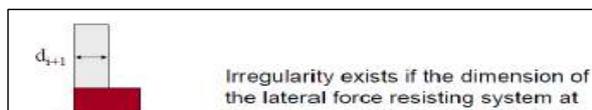
I_a	1	1
-------	---	---

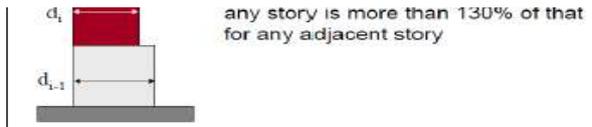
I_a	1
-------	---

F) Irregularidad Geometría Vertical ($I_a=0.90$)

ASCE 7

Vertical geometric irregularity is defined to exist where the horizontal dimension of the seismic force-resisting system in any story is more than 130% of that in an adjacent story.



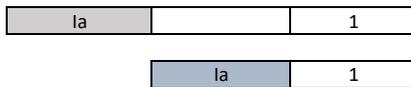
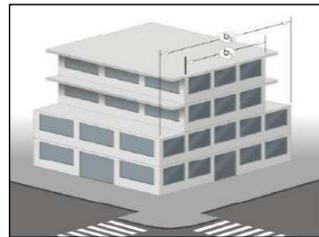


E.030

La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.

- Cuando hay variación en las estructuras resistentes a fuerza cortantes (muros estructurales, columnas, etc.)

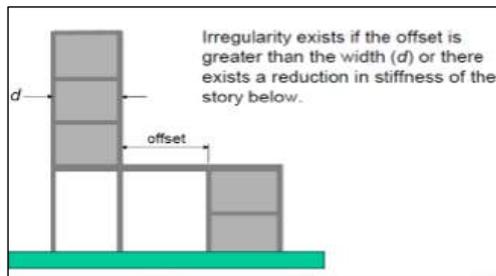
PISO	DIM."Y" m	DIM."Y" m	CASO 2-Y
cho 8 -Rema	16.03	12.70	
techo 7	16.03	12.70	Regular
techo 6	16.03	12.70	Regular
techo 5	16.03	12.70	Regular
techo 4	16.03	12.70	Regular
techo 3	16.03	12.70	Regular
techo 2	16.03	12.70	Regular
techo 1	16.03	12.70	Regular
ho Semisot.	16.03	12.70	Regular



G) Discontinuidad en los Sistemas Resistentes (la=0.80)

ASCE 7

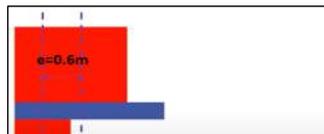
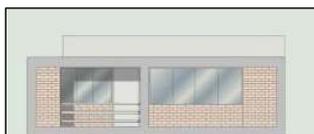
In plane discontinuity in vertical lateral force-resisting element irregularity is defined to exist where there is an in-plane offset of a vertical seismic force-resisting element resulting in overturning demands on supporting structural elements.



E.030

Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, o por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento.

- Cuando hay elementos estructurales que resisten más del 10% de la FV que están desalineados verticalmente y se desplaza su eje más del 25% con respecto a su eje anterior.





$$0.25(1.80) = 0.45 < 0.60\text{m}$$

Si presenta
Ie = 0.80

Todos los elementos son continuos y alineados

Ia 1

H) Discontinuidad Extrema en los Sistemas Resistentes (Ia=0.60)

- Similar al anterior y necesariamente tiene que ocurrir la irregularidad "G", sin embargo en este caso los elementos discontinuos tienen que resistir más del 25% de la FV (fuerza cortante basal)

Todos los elementos son continuos y alineados

ELEM.	F. V _{ELE. Discontinuo}	FV total	CASO 1
1			Regular
2			Regular
3			Regular

Ia 1.00

RESUMEN IRREGULARIDAD EN ALTURA (VERTICAL) Y-Y	
A) Irregularidad de Rigidez-Piso Blando (Ia=0.75)	1.00
B) Irregularidad de Resistencia-Piso Debil (Ia=0.75)	1.00
C) Irregularidad Extrema de Rigidez (Ia=0.50)	1.00
D) Irregularidad Extrema de Resistencial (Ia=0.50)	1.00
E) Irregularidad de Masa o Peso (Ia=0.90)	1.00
F) Irregularidad Geometría Vertical (Ia=0.90)	1.00
G) Discontinuidad en los Sistemas Resistentes (Ia=0.80)	1.00
H) Discontinuidad Extrema en los Sistemas Resistentes (Ia=0.60)	1.00
Irregularidad en altura final (Ia)	1.00

No hay irregularidad en altura

2). IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA (I_p) - HORIZAONTALES

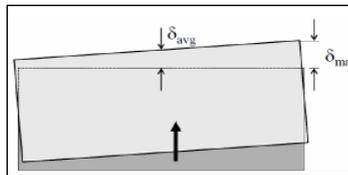
A) Irregularidad Torsional (Ia=0.75)

ASCE 7

Torsional irregularity is defined to exist where the maximum story drift, computed including accidental torsion with Ax = 1.0, at one end of the structure transverse to an axis is more than 1.2 times the average of the story drifts at the two ends of the structure. Torsional irregularity requirements in the reference sections apply only to structures in which the diaphragms are rigid or semirigid.

$$\delta_{\max} < 1.2\delta_{\text{avg}} \text{ Regular}$$

$$1.2\delta_{\text{avg}} \leq \delta_{\max} \leq 1.4\delta_{\text{avg}} \text{ Irregular}$$



Las Estructuras asignadas a Categoría de diseño sísmico C, D, E o F, con irregularidad torsional tipo 1a o 1b 1 tendrán efectos contabilizados multiplicando M_{to} en cada nivel por un factor de amplificación torsional (A_x) y determinado a partir de la siguiente ecuación:

$$A_x = \left(\frac{\delta_{\max}}{1.2\delta_{\text{avg}}} \right)^2$$

E.030

Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (Δ_{\max}) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad

accidental, es mayor que **1,3 veces** el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}), condición de carga **CM(centro de masa)**.

Solo si el (Δ_{max}) > (0.5 $\Delta_{permisible}$)

Material Predominante	(Δ_j / h_{ei})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Diaphragm max/avg drifts

Story	Load Case	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	ASCE 7	E.030	
						CASO 1	CASO 1	$\Delta_{Drift perm.}$
techo 8 -Remat	DERIVA	Diaph D1 Y	0.0034	0.0025	1.32	Irregular	Regular	0.007
techo 7	DERIVA	Diaph D1 Y	0.0035	0.0027	1.28	Irregular	Regular	0.007
techo 6	DERIVA	Diaph D1 Y	0.0036	0.0029	1.25	Irregular	Regular	0.007
techo 5	DERIVA	Diaph D1 Y	0.0037	0.0031	1.22	Irregular	Regular	0.007
techo 4	DERIVA	Diaph D1 Y	0.0037	0.0031	1.19	Regular	Regular	0.007
techo 3	DERIVA	Diaph D1 Y	0.0035	0.0030	1.16	Regular	Regular	0.007
techo 2	DERIVA	Diaph D1 Y	0.0030	0.0027	1.10	Regular	Regular	0.007
techo 1	DERIVA	Diaph D1 Y	0.0020	0.0019	1.06	Regular	Regular	0.007
cho Semisota	DERIVA	Diaph D1 Y	0.0009	0.0006	1.49	Irregular	Regular	0.007

Story max/avg displacements

SOLO SI HAY IRREGULARIDAD TORSIONAL

AMPLIFICACIÓN DEL FACTOR "Ax" (AMPLIFICATION OF ACCIDENTAL TORSIONAL MOMENT)											
Story	Load Case	Direction	Max Displ	Avg Displ	Ratio	Ax	Restricción 1<A _x <3	Excentricidad básica EB	Excentricidad final EF	piso Y-By	E real
			m	m						m	m
N4	SX	X	0.0321	0.0319	1.01	0.70		0.05		60.00	
N3	SX	X	0.0256	0.0254	1.01	0.71		0.05		60.00	
N2	SX	X	0.0166	0.0165	1.01	0.71		0.05		60.00	
N1	SX	X	0.0068	0.0067	1.01	0.71		0.05		60.00	

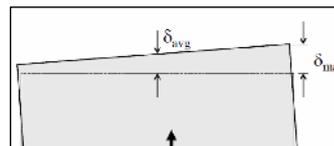
B) Irregularidad Torsional Extrema (Ia=0.60)

ASCE 7

Extreme torsional irregularity is defined to exist where the maximum story drift, computed including accidental torsion with $A_x = 1.0$, at one end of the structure transverse to an axis is more than 1.4 times the average of the story drifts at the two ends of the structure.

Extreme torsional irregularity requirements in the reference sections apply only to structures in **which the diaphragms are rigid or semirigid**.

$$\delta_{max} > 1.4\delta_{avg} \text{ Irregular extrema}$$



Las Estructuras asignadas a Categoría de diseño sísmico C, D, E o F, con irregularidad torsional tipo 1a o 1b 1 tendrán efectos contabilizados multiplicando M_{ta} en cada nivel por un factor de amplificación torsional (A_x) y determinado a partir de la siguiente ecuación:

$$A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1.2\delta_{avg}} \right)^2$$

E.030

Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (Δ_{max}) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que **1,5 veces** el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}).

Solo si el (Δ_{max}) > 0.5 ($\Delta_{admissible}$)

Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Story	Load Case	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	ASCE 7	E.030	
						CASO 1	CASO 1	Δ_{Drift} perm.
techo 8 -Remat	DERIVA	Diaph D1 Y	0.0034	0.0025	1.32	Regular	Regular	0.007
techo 7	DERIVA	Diaph D1 Y	0.0035	0.0027	1.28	Regular	Regular	0.007
techo 6	DERIVA	Diaph D1 Y	0.0036	0.0029	1.25	Regular	Regular	0.007
techo 5	DERIVA	Diaph D1 Y	0.0037	0.0031	1.22	Regular	Regular	0.007
techo 4	DERIVA	Diaph D1 Y	0.0037	0.0031	1.19	Regular	Regular	0.007
techo 3	DERIVA	Diaph D1 Y	0.0035	0.0030	1.16	Regular	Regular	0.007
techo 2	DERIVA	Diaph D1 Y	0.0030	0.0027	1.10	Regular	Regular	0.007
techo 1	DERIVA	Diaph D1 Y	0.0020	0.0019	1.06	Regular	Regular	0.007
cho Semisota	DERIVA	Diaph D1 Y	0.0009	0.0006	1.49	Irregular	Regular	0.007



SOLO SI HAY IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA

Story max/avg displacements

AMPLIFICACIÓN DEL FACTOR "Ax" (AMPLIFICATION OF ACCIDENTAL TORSIONAL MOMENT)

Story	Load Case	Direction	Max Displ	Avg Displ	Ratio	Ax	Restricción 1$A_x$$3$	Excentricidad básica EB	Excentricidad final EF	piso Y-By	E real
			m	m						m	m
N4	SX	X	0.0321	0.0319	1.01	0.70		0.05		60.00	
N3	SX	X	0.0256	0.0254	1.01	0.71		0.05		60.00	
N2	SX	X	0.0166	0.0165	1.01	0.71		0.05		60.00	
N1	SX	X	0.0068	0.0067	1.01	0.71		0.05		60.00	

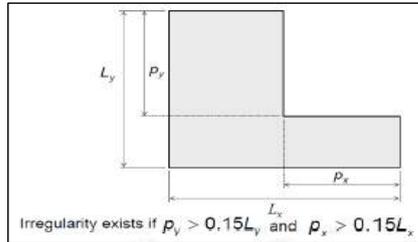
C) Esquinas Entrantes (Ia=0.90)

ASCE 7

Reentrant corner irregularity is defined to exist where both plan projections of the structure beyond a reentrant corner

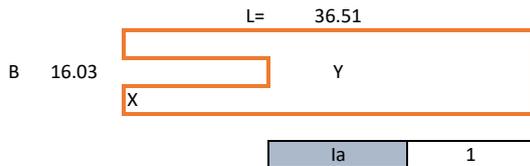
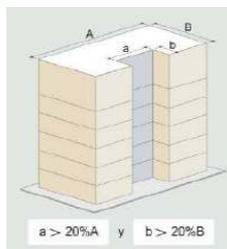
are greater than 15% of the plan dimension of the structure in the given direction.

La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 15% de la correspondiente dimensión total en planta.



E.030

La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta.



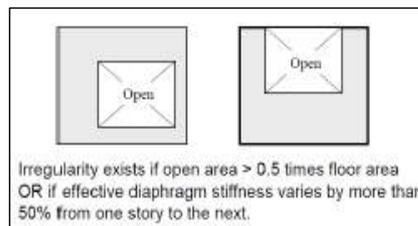
Y= 2.68 m **Regular**
 X= 2.50 m **Regular**

D) Discontinuidad del Diafragma (Ia=0.85)

ASCE 7

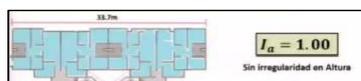
Diaphragm discontinuity irregularity is defined to exist where there is a diaphragm with an abrupt discontinuity or variation in stiffness, including one that has a cutout or open area greater than 50% of the gross enclosed diaphragm area, or a change in effective diaphragm stiffness of more than 50% from one story to the next.

Cuando hay una abrupta discontinuidad o variación de rigidez, incluyendo un área abierta más grande que el 50% o un cambio en la rigidez efectiva del diafragma es más que el 50% de un piso a otro



E.030

- Cuando existe aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma.
- También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25% del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.





CASO 1 - ABERTURAS - ASCE y E.030

AREA ABIERTA	2.50
AREA TOTAL	585.26

Regular

la	1
----	---

CASO 2 - AREA RESISTENTES - E.030

	X
L. SECCIÓN DIAFRAGMA CRITICA	
L. SECCIÓN DIAFRAGMA TOTAL	

En "X" Regular

la	1
----	---

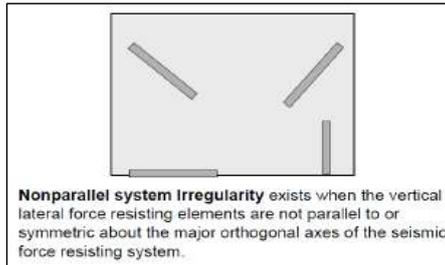
la	1
----	---

E) Sistemas No Paralelos (Ia=0.90)

ASCE 7

Nonparallel system irregularity is defined to exist where vertical lateral force-resisting elements are not parallel to the major orthogonal axes of the seismic force-resisting system.

Cuando elementos verticales resistentes a fuerzas laterales no son paralelos a los ejes principales ortogonales del sistema resistente a fuerzas sismicas



E.030

Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10% de la fuerza cortante del piso.

- Cuando hay muros estructurales y columnas en direcciones diferentes a "X" e "Y"
- Solo aplica cuando los muros estructurales y columnas estén rotados entre 30° - 60° con respecto al eje "X"
- Solo aplica cuando estos elementos (rotados o no paralelos a los ejes) resistan más del 10% (cortante basal)

Elementos paralelos

la	1
----	---

RESUMEN IRREGULARIDAD EN PLANTA (HORIZONTALES) Y-Y

A) Irregularidad Torsional (Ia=0.75)	1.00
B) Irregularidad Torsional Extrema (Ia=0.60)	1.00
C) Esquinas Entrantes (Ia=0.90)	1.00
D) Discontinuidad del Diafragma (Ia=0.85)	1.00
E) Sistemas No Paralelos (Ia=0.90)	1.00
Irregularidad en Planta final (I_p)	1.00

No hay irregularidad en planta

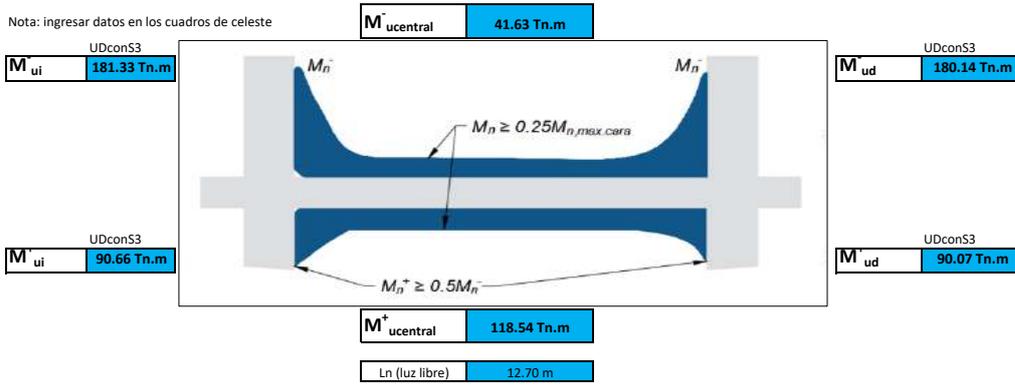
ANEXO B – DISEÑO DE VIGA DEL EJE 9-9

DISEÑO DE UNA VIGA Y DETERMINACION DEL TIPO DE DISEÑO ACI 318-19

(Simplemente reforzada o Doblemente reforzada)

El nivel 5 es el más exigido a cortante **VIGA 40X110 - EJE 9-9, TRAMO A-B, NIVEL 5**

Nota: ingresar datos en los cuadros de celeste

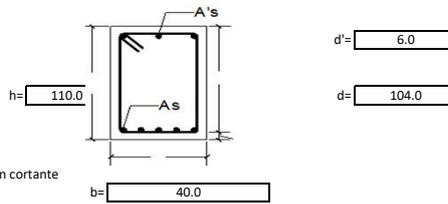


Zona Sism. **NO**

DATOS	
b =	40.0 cm
h =	110.0 cm
r =	6.0 cm
d' =	6.0 cm
d =	104.0 cm
f'c =	280 kg/cm ²
fy =	4200 kg/cm ²
Øf =	0.9
En dos capas	
dt =	104.0 cm
d =	102.0 cm

recubrimiento superior

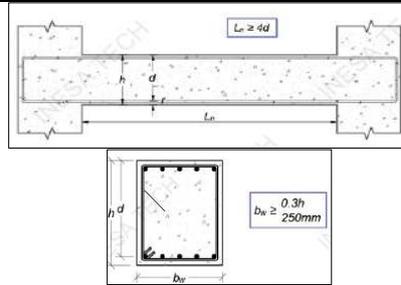
Yconcreto =	2400 kg/m ³
Øv =	0.75 Factor minoracion cortante
Ec =	252671.33 kg/cm ²
Es =	2100000.00 kg/cm ²
εy =	0.002
εcu =	0.003
εsmin = εt	0.005



1) REVISIÓ DE LIMITES DIMENSIONALES

Ln (luz libre)	1270.00 cm
d	104.00 cm
Ln ≥ 4d	Ok

b	40.00 cm
h	110.00 cm
b ≥ 0.3h ó 25cm	Ok



A) DISEÑO A FLEXIÓN

2) CALCULAMOS EL B1

B1 = 0.85

3) CUANTÍA MÁXIMA DE ACERO (REFUERZO) PERMITIDA POR EL ACI 318-19

Cuantía máxima permitida es cuando:
 $\epsilon_t = 0.004$

Si el refuerzo en tracción esta en 1 capa $\rho_m = 2.06\%$

Si el refuerzo a tracción esta en 2 capas $\rho_m = 2.10\%$

- Por tanto cuantía máxima acero (refuerzo) en una sola capa

$$\bar{\rho}_m = \frac{0.364 B_1 F'c}{F_y}$$

- Por tanto cuantía máxima acero (refuerzo) en dos capas

$$\rho_m = \bar{\rho}_m \frac{d_t}{d}$$

d_t: Se mide desde la fibra extrema en compresión hasta el refuerzo extremo en tracción

d: Se mide desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del acero(refuerzo)

4) CUANTÍA MÁXIMA DE ACERO (REFUERZO) EN INICIO POR FALLA DE TRACCIÓN

Cuantía máxima en inicio por falla de tracción es cuando:
 $\epsilon_t = 0.005$

Si el refuerzo en tracción esta en 1 capa $\rho_t = 1.81\%$

Si el refuerzo a tracción esta en 2 capas $\rho_t = 1.84\%$

- Por tanto cuantía máxima acero (refuerzo) en una sola capa

$$\bar{\rho}_t = \frac{0.319 B_1 F'c}{F_y}$$

- Por tanto cuantía máxima acero (refuerzo) en dos capas

$$\rho_t = \bar{\rho}_t \frac{d_t}{d}$$

d_t: Se mide desde la fibra extrema en compresión hasta el refuerzo extremo en tracción

d: Se mide desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del acero(refuerzo)

5) CUANTIA BALANCEADA DE ACERO

Cuantía balanceada de da cuando el concreto tiene una deformación unitaria de 0.003 y simultaneamente se da inicio a la fluencia del acero (refuerzo) a una altura "d", el cual es medido hasta el C.G del acero (refuerzo a tracción)

Cuantía máxima en inicio por falla de tracción es cuando:
 $\epsilon_t = \epsilon_y$

- Por tanto cuantía máxima acero (refuerzo) en una sola capa

$$\rho_b = \frac{0.85B_1 F'_c}{F_y} \left(\frac{6117}{F_y + 6117} \right)$$

- Por tanto cuantía máxima acero (refuerzo) en dos capas

$$\rho_b = \bar{\rho}_b \frac{d_c}{d}$$

d_c : Se mide desde la fibra extrema en compresión hasta el refuerzo extremo en tracción

d : Se mide desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del acero(refuerzo)

	ρ_b	2.86%
Si el refuerzo en tracción esta en 1 capa	$0.75\rho_b$	2.14%
Si el refuerzo a tracción esta en 2 capas	$0.75\rho_b$	2.18%

6) CUANTÍA MÍNIMA DE ACERO(REFUERZO)

Si el refuerzo en tracción esta en 1 capa	ρ_{min}	0.319%
Si el refuerzo a tracción esta en 2 capas	ρ_{min}	0.319%
Si el refuerzo en tracción esta en 1 capa	A_{smin1}	13.26 cm ²
Si el refuerzo a tracción esta en 2 capas	A_{smin1}	13.00 cm ²
Si el refuerzo en tracción esta en 1 capa	ρ_{min}	0.333%
Si el refuerzo a tracción esta en 2 capas	ρ_{min}	0.333%
Si el refuerzo en tracción esta en 1 capa	A_{smin2}	13.87 cm ²
Si el refuerzo a tracción esta en 2 capas	A_{smin2}	13.60 cm ²
Resumen		
Si el refuerzo en tracción esta en 1 capa	A_{smin}	13.87 cm ²
Si el refuerzo a tracción esta en 2 capas	A_{smin}	13.60 cm ²

$$A_{smin} = 0.80 \frac{\sqrt{F'_c}}{F_y} b_w d$$

Donde:

b_w : Ancho del alma de la viga, para vigas

de sección rectangular corresponde al ancho de la sección

$$A_{smin} \geq \frac{14}{F_y} b_w d$$

Nota 1:

Estas expresiones no se usa para losas ni cimentaciones.

Nota 2:

$A_{smin2} > A_{smin1}$ $F'_c > 310$ kgf/cm²

7) CÁLCULO DEL MOMENTO RESISTENTE MÁXIMO A TRACCIÓN

Se determina el momento resistente nominal de la sección considerando que esta cuenta unicamente con refuerzo a tracción con este es igual al maximo permitido item 4(Cuantía máxima de acero en inicio por falla de tracción $\epsilon_t = 0.005$)

I) Hallar la cuantía máxima permitida en tracción $\epsilon_t = 0.005$

Si el refuerzo en tracción esta en 1 capa	ρ_t	1.81%
Si el refuerzo a tracción esta en 2 capas	ρ_t	1.84%

II) Hallar el area de acero(refuerzo) A_s

$$A_s = \rho b d$$

Si el refuerzo en tracción esta en 1 capa	A_s1	75.20
Si el refuerzo a tracción esta en 2 capas	A_s1	75.20

III) Calcular la longitud a compresión de la sección "a"

$$a = \frac{A_s F_y}{0.85 F'_c b}$$

Si el refuerzo en tracción esta en 1 capa	a	33.18
Profundidad del eje neutro en 1 capa	c	39.03
Si el refuerzo a tracción esta en 2 capas	a	33.18
Profundidad del eje neutro en 2 capas	c	39.03

Pulg	Cms	AREA cm ²
3/8"	0.95	0.71
1/2"	1.27	1.27
5/8"	1.59	1.98
3/4"	1.91	2.85
7/8"	2.22	3.88
1"	2.54	5.07
1 1/8"	2.86	6.41
1 1/4"	3.18	7.92
1 3/8"	3.49	9.58
1 1/2"	3.81	11.4

IV) Calcular el Mn maximo que resiste el refuerzo(acero) a tracción permitido $\epsilon_t = 0.005$

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

Si el refuerzo en tracción esta en 1 capa	Mn1	276.08 Tn.m
Si el refuerzo a tracción esta en 2 capas	Mn1	269.76 Tn.m

V) Comparar el Mn maximo que resiste el refuerzo(acero) a tracción permitido $\epsilon_t = 0.005$ con el Momento nominal $\phi M_n = M_u$

MOMENTOS ULTIMOS MAYORADOS			
M_{ud}^+	181.33 Tn.m	$M_{ucentral}^+$	41.63 Tn.m
M_{ud}^-	90.66 Tn.m	$M_{ucentral}^-$	118.54 Tn.m
M_{ud}^+	180.14 Tn.m	M_{ud}^-	90.07 Tn.m

refuerzo tracción 1 capa	M_{ni}^+	201.47 Tn.m	M_{nc}^+	46.25 Tn.m	M_{nd}^+	200.15 Tn.m
	Mn1	276.08 Tn.m	Mn1	276.08 Tn.m	Mn1	276.08 Tn.m
refuerzo tracción 2 capas	Mn1	269.76 Tn.m	Mn1	269.76 Tn.m	Mn1	269.76 Tn.m
	M_{ni}^+	100.74 Tn.m	M_{nc}^+	131.71 Tn.m	M_{nd}^+	100.08 Tn.m
refuerzo tracción 1 capa	Mn1	276.08 Tn.m	Mn1	276.08 Tn.m	Mn1	276.08 Tn.m
	refuerzo tracción 2 capas	Mn1	269.76 Tn.m	Mn1	269.76 Tn.m	Mn1

8) CÁLCULO DEL "a", LONGITUD COMPRIMIDA DE WITHNEY

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

A'_s (Area de acero negativo)

	Lado Izquierdo	Centro	Lado Derecho
refuerzo tracción 1 capa	a: 22.86	a: 4.78	a: 22.69
Eje neutro	c: 26.90	c: 5.63	c: 26.70
refuerzo tracción 2 capas	a: 23.44	a: 4.88	a: 23.27
Eje neutro	c: 27.58	c: 5.74	c: 27.37

A⁺ (Area de acero positivo)

	Lado Izquierdo	Centro	Lado Derecho
refuerzo tracción 1 capa	a: 10.73	a: 14.28	a: 10.65
Eje neutro	c: 12.62	c: 16.80	c: 12.53
refuerzo tracción 2 capas	a: 10.96	a: 14.61	a: 10.89
Eje neutro	c: 12.90	c: 17.19	c: 12.81

9) CALCULO DEL AREA DE ACERO-1

$$A_s = \frac{Mu}{\phi F_y (d - \frac{a}{2})}$$

A⁻ (Area de acero negativo)

	Lado Izquierdo	Centro	Lado Derecho
refuerzo tracción 1 capa	As1: 51.82 cm ²	As1: 10.84 cm ²	As1: 51.43 cm ²
refuerzo tracción 2 capas	As2: 53.14 cm ²	As2: 11.06 cm ²	As2: 52.74 cm ²

A⁺ (Area de acero positivo)

	Lado Izquierdo	Centro	Lado Derecho
refuerzo tracción 1 capa	As1: 24.32 cm ²	As1: 32.38 cm ²	As1: 24.15 cm ²
refuerzo tracción 2 capas	As2: 24.85 cm ²	As2: 33.12 cm ²	As2: 24.68 cm ²

10) COMPARACIÓN DE ACERO MINIMO VS ACERO CALCULADO

I) Acero con cuantía máxima permitida-calculada en tracción $\rho_t = 0.005$

A⁻ (Area de acero negativo)

	Lado Izquierdo	Centro	Lado Derecho
refuerzo tracción 1 capa	As1: 51.82 cm ² ρ_1 : 1.25%	As1: 10.84 cm ² ρ_1 : 0.26%	As1: 51.43 cm ² ρ_1 : 1.24%
refuerzo tracción 2 capas	As2: 53.14 cm ² ρ_2 : 1.30%	As2: 11.06 cm ² ρ_2 : 0.27%	As2: 52.74 cm ² ρ_2 : 1.29%

A⁺ (Area de acero positivo)

	Lado Izquierdo	Centro	Lado Derecho
refuerzo tracción 1 capa	As1: 24.32 cm ² ρ_1 : 0.58%	As1: 32.38 cm ² ρ_1 : 0.78%	As1: 24.15 cm ² ρ_1 : 0.58%
refuerzo tracción 2 capas	As2: 24.85 cm ² ρ_2 : 0.61%	As2: 33.12 cm ² ρ_2 : 0.81%	As2: 24.68 cm ² ρ_2 : 0.60%

	II) Acero con cuantía mínima de acero	III) Acero con cuantía máxima de acero $\rho_t = 0.005$
Si el refuerzo en tracción esta en 1 capa	Asmin1: 13.87 cm ² ρ_{min1} : 0.33%	Asmax1: 75.20 cm ² ρ_{max1} : 1.81%
Si el refuerzo a tracción esta en 2 capas	Asmin2: 13.60 cm ² ρ_{min2} : 0.33%	Asmax2: 75.20 cm ² ρ_{max2} : 1.84%

11) ÁREA DE ACERO-CALCULADO FINAL

A⁻ (Area de acero negativo)

	Lado Izquierdo	Centro	Lado Derecho
refuerzo tracción 1 capa	As1: 51.82 cm ² ρ_1 : 1.25%	As1: 13.87 cm ² ρ_1 : 0.33%	As1: 51.43 cm ² ρ_1 : 1.24%
refuerzo tracción 2 capas	As2: 53.14 cm ² ρ_2 : 1.30%	As2: 13.60 cm ² ρ_2 : 0.33%	As2: 52.74 cm ² ρ_2 : 1.29%

A⁺ (Area de acero positivo)

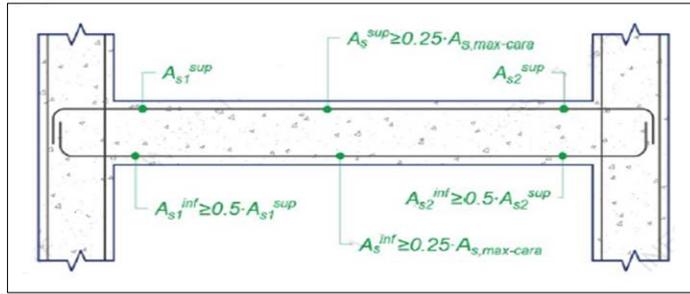
	Lado Izquierdo	Centro	Lado Derecho
refuerzo tracción 1 capa	As1: 24.32 cm ² ρ_1 : 0.58%	As1: 32.38 cm ² ρ_1 : 0.78%	As1: 24.15 cm ² ρ_1 : 0.58%
refuerzo tracción 2 capas	As2: 24.85 cm ² ρ_2 : 0.61%	As2: 33.12 cm ² ρ_2 : 0.81%	As2: 24.68 cm ² ρ_2 : 0.60%

51.82	13.93	51.43	techo 5
-------	-------	-------	---------

12) ACERO TOTAL EN VIGA

Criterio de Ductilidad: Requisitos para acero longitudinal

Al incorporar acero en compresión, la sección aumenta su ductilidad, lo que se refleja en el diagrama momento-curvatura de la misma.



LADO IZQUIERDO

ACERO EN TRACCION EN 01 CAPA

Acero en tracción en 01 capa

S= 0.51 b= 40.0 cm

3/8" S

AS = 51.82 Cm2

As(und)	D (cm)
5.07	2.54

As USAR: 10 φ de 1" / 0 φ de 1"

NO CUMPLE ESPACIAMIENTO (S), HACER EN 02 CAPAS

FALTA ACERO

As usar: 50.70 cm2

Pulg	Cms	AREA cm2
3/8"	0.95	0.71
1/2"	1.27	1.27
5/8"	1.59	1.98
3/4"	1.91	2.85
7/8"	2.22	3.88
1"	2.54	5.07
1 1/8"	2.86	6.41
1 1/4"	3.18	7.92
1 3/8"	3.49	9.58
1 1/2"	3.81	11.4

S= 4.33 cm 6.82

AS = 25.35 Cm2

As(und)	D (cm)
5.07	2.54

USAR: 5 φ de 1" / 0 φ de 3/8"

As usar: 25.35 cm2

ACERO EN TRACCION EN 02 CAPAS

Acero en tracción en 02 capas

1°CAPA - SUP AS = 26.57 Cm2

As(und)	D (cm)
5.07	2.54

USAR: 5 φ de 1" / 1"

S= 4.33 cm

FALTA ACERO

As usar: 25.35 cm2

2°CAPA - SUP AS = 26.57 Cm2

As(und)	D (cm)
5.07	2.54

USAR: 5 φ de 1" / 0 φ de 5/8"

S= 4.33 cm

FALTA ACERO

As usar: 25.35 cm2

1°CAPA - INF AS = 12.68 Cm2

As(und)	D (cm)
1.98	1.59

USAR: 3 φ de 5/8" / 0 φ de 5/8"

S= 12.62 cm

FALTA ACERO

As usar: 5.94 cm2

2°CAPA - SUP AS = 12.68 Cm2

As(und)	D (cm)
1.98	1.59

USAR: 3 φ de 5/8" / 0 φ de 5/8"

S= 12.62 cm

FALTA ACERO

As usar: 5.94 cm2

LADO DERECHO

ACERO EN TRACCION EN 01 CAPA

Acero en tracción en 01 capa

S= 0.51 cm b= 40.0 cm

3/8" S

AS = 51.43 Cm2

As(und)	D (cm)
5.07	2.54

USAR: 10 φ de 1" / 0 φ de 5/8"

NO CUMPLE ESPACIAMIENTO (S), HACER EN 02 CAPAS

FALTA ACERO

As usar: 50.70 cm2

AS = 25.35 Cm2

As(und)	D (cm)
5.07	2.54

USAR: 5 φ de 1" / 0 φ de 3/4"

As usar: 25.35 cm2

Pulg	Cms	AREA cm2
3/8"	0.95	0.71
1/2"	1.27	1.27
5/8"	1.59	1.98
3/4"	1.91	2.85
7/8"	2.22	3.88
1"	2.54	5.07
1 1/8"	2.86	6.41
1 1/4"	3.18	7.92
1 3/8"	3.49	9.58
1 1/2"	3.81	11.4

S= 4.33 cm

ACERO EN TRACCION EN 02 CAPAS

Acero en tracción en 02 capas

1°CAPA - SUP

$AS^- = 26.37 \text{ Cm}^2$

As(und)	D (cm)
1.98	1.59

USAR: 4 ϕ de 5/8" / 2 ϕ de 5/8"

S= 4.09 cm

As usar: 11.88 cm²

FALTA ACERO

2°CAPA - SUP

$AS^- = 26.37 \text{ Cm}^2$

As(und)	D (cm)
1.98	1.59

USAR: 4 ϕ de 5/8" / 2 ϕ de 5/8"

S= 4.09 cm

As usar: 11.88 cm²

FALTA ACERO

1°CAPA - INF

$AS^+ = 12.34 \text{ Cm}^2$

As(und)	D (cm)
1.98	1.59

USAR: 3 ϕ de 5/8" / 1 ϕ de 5/8"

S= 7.88 cm

As usar: 7.92 cm²

FALTA ACERO

2°CAPA - SUP

$AS^+ = 12.34 \text{ Cm}^2$

As(und)	D (cm)
1.98	1.59

USAR: 3 ϕ de 5/8" / 1 ϕ de 5/8"

S= 7.88 cm

As usar: 7.92 cm²

FALTA ACERO

Pulg	Cms	AREA cm ²
3/8"	0.95	0.71
1/2"	1.27	1.27
5/8"	1.59	1.98
3/4"	1.91	2.85
7/8"	2.22	3.88
1"	2.54	5.07
1 1/8"	2.86	6.41
1 1/4"	3.18	7.92
1 3/8"	3.49	9.58
1 1/2"	3.81	11.4

CENTRAL

ACERO EN TRACCION EN 01 CAPA

Acero en tracción en 01 capa

$AS = 13.87 \text{ Cm}^2$

As(und)	D (cm)
5.07	2.54

USAR: 6 ϕ de 1" / 0 ϕ de 3/4"

S= 2.95 cm

As usar: 30.42 cm²

$AS = 32.38 \text{ Cm}^2$

As(und)	D (cm)
5.07	2.54

USAR: 7 ϕ de 1" / 0 ϕ de 3/4"

S= 2.04 cm

As usar: 35.49 cm²

Pulg	Cms	AREA cm ²
3/8"	0.95	0.71
1/2"	1.27	1.27
5/8"	1.59	1.98
3/4"	1.91	2.85
7/8"	2.22	3.88
1"	2.54	5.07
1 1/8"	2.86	6.41
1 1/4"	3.18	7.92
1 3/8"	3.49	9.58
1 1/2"	3.81	11.4

ACERO EN TRACCION EN 02 CAPAS

Acero en tracción en 02 capas

1°CAPA - SUP

$AS^- = 6.80 \text{ Cm}^2$

As(und)	D (cm)
2.85	1.91

USAR: 2 ϕ de 3/4" / 0 ϕ de 3/4"

S= 26.18 cm

As usar: 5.70 cm²

FALTA ACERO

2°CAPA - SUP

$AS^- = 6.80 \text{ Cm}^2$

As(und)	D (cm)
2.85	1.91

USAR: 2 ϕ de 3/4" / 0 ϕ de 3/4"

S= 26.18 cm

As usar: 5.70 cm²

FALTA ACERO

1°CAPA - INF

$AS^+ = 16.56 \text{ Cm}^2$

As(und)	D (cm)
2.85	1.91

USAR: 2 ϕ de 3/4" / 0 ϕ de 3/4"

S= 26.18 cm

As usar: 5.70 cm²

FALTA ACERO

2°CAPA - SUP

$AS^+ = 16.56 \text{ Cm}^2$

As(und)	D (cm)
2.85	1.91

USAR: 2 ϕ de 3/4" / 0 ϕ de 3/4"

S= 26.18 cm

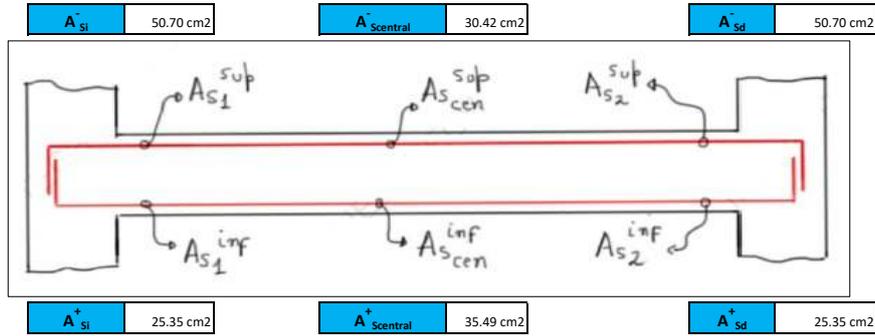
As usar: 5.70 cm²

Pulg	Cms	AREA cm ²
3/8"	0.95	0.71
1/2"	1.27	1.27
5/8"	1.59	1.98
3/4"	1.91	2.85
7/8"	2.22	3.88
1"	2.54	5.07
1 1/8"	2.86	6.41
1 1/4"	3.18	7.92
1 3/8"	3.49	9.58
1 1/2"	3.81	11.4

13. RESUMEN DE ACEROS - COLOCADOS

NOTA:

Cuando el acero es distribuido en 02 capas en una sección transversal asignar las áreas de acero manualmente en la imagen siguiente, ya que el As esta generado automáticamente para refuerzo en una sola capa.



14. RESUMEN DE CUANTÍAS REALES - COLOCADOS

A ⁻ si (Area de acero "-" lado izquierdo)	
Acero en tracción con 01 capa	
a	22.37
c	26.31
ρ_m $\epsilon_t = 0.004$	2.06%
ρ_t ($\epsilon_t = 0.005$)	1.81%
$0.75\rho'b$	2.14%
ρ_{min}	0.33%
As1 actual	50.70 cm ²
ρ_1 actual	1.22%
Acero en tracción con 02 capas	
a	22.37
c	26.31
ρ_m $\epsilon_t = 0.004$	2.10%
ρ_t ($\epsilon_t = 0.005$)	1.84%
$0.75\rho'b$	2.18%
ρ_{min}	0.33%
As2 actual	50.70 cm ²
ρ_2 actual	1.24%

A ⁻ si (Area de acero "-" central)	
Acero en tracción con 01 capa	
a	13.42
c	15.79
ρ_m $\epsilon_t = 0.004$	2.06%
ρ_t ($\epsilon_t = 0.005$)	1.81%
$0.75\rho'b$	2.14%
ρ_{min}	0.33%
As1 actual	30.42 cm ²
ρ_1 actual	0.73%
Acero en tracción con 02 capas	
a	5.03
c	5.92
ρ_m $\epsilon_t = 0.004$	2.10%
ρ_t ($\epsilon_t = 0.005$)	1.84%
$0.75\rho'b$	2.18%
ρ_{min}	0.33%
As2 actual	11.40 cm ²
ρ_2 actual	0.28%

A ⁻ si (Area de acero "-" lado derecho)	
Acero en tracción con 01 capa	
a	22.37
c	26.31
ρ_m $\epsilon_t = 0.004$	2.06%
ρ_t ($\epsilon_t = 0.005$)	1.81%
$0.75\rho'b$	2.14%
ρ_{min}	0.33%
As1 actual	50.70 cm ²
ρ_1 actual	1.22%
Acero en tracción con 02 capas	
a	10.48
c	12.33
ρ_m $\epsilon_t = 0.004$	2.10%
ρ_t ($\epsilon_t = 0.005$)	1.84%
$0.75\rho'b$	2.18%
ρ_{min}	0.33%
As2 actual	23.76 cm ²
ρ_2 actual	0.58%

A ⁺ si (Area de acero "+" lado izquierdo)	
Acero en tracción con 01 capa	
a	11.18
c	13.16
ρ_m $\epsilon_t = 0.004$	2.06%
ρ_t ($\epsilon_t = 0.005$)	1.81%
$0.75\rho'b$	2.14%
ρ_{min}	0.33%
As1 actual	25.35 cm ²
ρ_1 actual	0.61%
Acero en tracción con 02 capas	
a	5.24
c	6.17
ρ_m $\epsilon_t = 0.004$	2.10%
ρ_t ($\epsilon_t = 0.005$)	1.84%
$0.75\rho'b$	2.18%
ρ_{min}	0.33%
As2 actual	11.88 cm ²
ρ_2 actual	0.29%

A ⁺ si (Area de acero "+" central)	
Acero en tracción con 01 capa	
a	15.66
c	18.42
ρ_m $\epsilon_t = 0.004$	2.06%
ρ_t ($\epsilon_t = 0.005$)	1.81%
$0.75\rho'b$	2.14%
ρ_{min}	0.33%
As1 actual	35.49 cm ²
ρ_1 actual	0.85%
Acero en tracción con 02 capas	
a	5.03
c	5.92
ρ_m $\epsilon_t = 0.004$	2.10%
ρ_t ($\epsilon_t = 0.005$)	1.84%
$0.75\rho'b$	2.18%
ρ_{min}	0.33%
As2 actual	11.40 cm ²
ρ_2 actual	0.28%

A ⁺ si (Area de acero "+" lado derecho)	
Acero en tracción con 01 capa	
a	11.18
c	13.16
ρ_m $\epsilon_t = 0.004$	2.06%
ρ_t ($\epsilon_t = 0.005$)	1.81%
$0.75\rho'b$	2.14%
ρ_{min}	0.33%
As1 actual	25.35 cm ²
ρ_1 actual	0.61%
Acero en tracción con 02 capas	
a	6.99
c	8.22
ρ_m $\epsilon_t = 0.004$	2.10%
ρ_t ($\epsilon_t = 0.005$)	1.84%
$0.75\rho'b$	2.18%
ρ_{min}	0.33%
As2 actual	15.84 cm ²
ρ_2 actual	0.39%

B) DISEÑO A CORTANTE

A la cara para zona central
 $V_u = 73.16$ tnf
 $V_{uc} = 3.03$ tnf

DATOS PARA CORTANTE GRAVITACIONAL (Vg)

PP	2000 kg/m
SCP	1500 kg/m
CV	1000 kg/m

SDs	0.7
α	1.25

factor de sobre-resistencia del acero

Design Shear Force for Major Shear, V_{u2}					
End-I Design V_u tonf	End-I Station Loc m	Middle Design V_u tonf	Middle Station Loc m	End-J Design V_u tonf	End-J Station Loc m
17.0329	0.25	0.0173	3	17.806	4
UDConS3		UDConS3		UDConS3	

1) HALLAR CORTE DE DISEÑO - POR CAPACIDAD

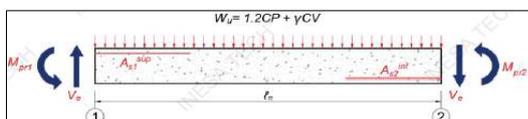
$$V_e = V_g + V_p$$

$$V_p = \frac{\sum M_{pr}}{L_n}$$

$$V_g = \frac{W_u L_n}{2}$$

$$M_{pr} = \alpha (F_y) (A_{stracción}) (d - \frac{\alpha(d)}{2})$$

CASO A



$W_u = 3462.56$ kg/m

$V_g = 69.65$ Tnf Dirección hacia arriba

$M_{pr1} = 239.61$ Tn.m

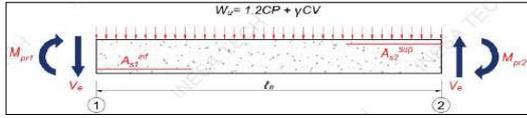
$M_{pr2} = 129.11$ Tn.m

Vp	29.03 Tnf
----	-----------

Ve1	98.68 Tnf
-----	-----------

Ve2	40.62 Tnf
-----	-----------

CASO B



Wu	3462.56 kg/m
----	--------------

Vg	69.65 Tnf	Dirección hacia arriba
----	-----------	------------------------

Mpr1	129.11 Tn.m
------	-------------

Mpr2	239.61 Tn.m
------	-------------

Vp	29.03 Tnf
----	-----------

Ve1	40.62 Tnf
-----	-----------

Ve2	98.68 Tnf
-----	-----------

RESUMEN

total_capacity	Vef1	98.68 Tnf
V capacidad	Vpf1	29.03 Tnf
V gravedad	Vgf1	69.65 Tnf

Vef2	98.68 Tnf
Vpf2	29.03 Tnf
Vgf2	69.65 Tnf

CORTANTE DE DISEÑO

Vd1	98.68 Tnf
-----	-----------

Vd2	98.68 Tnf
-----	-----------

2) ZONA DE CONFINAMIENTO HASTA "2h" DE LA CARA DE COLUMNA (1) - IZQUIERDO

$V_n = V_s + V_c$

Cortante máximo que puede resistir la sección sin considerar torsión

Cortante proporcionado por el concreto

Tasa de acero transv-compare-ETABS

Cortante que debe proporcionar el Acero

Seleccionar diametro de estribo

Area del acero transversal

Separación calculada

Tasa de acero transversal requerido_comparar ETABS

Separación requerida max.

Separación definitiva

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

$V_c = 0.53\sqrt{F'_c}(b)(d)$

$V_{pfi} \geq 0.5V_d; V_c = 0$
 $V_{pfi} < 0.5V_d; V_c = 0.53\sqrt{F'_c}(b)d$

$V_u \leq \phi(V_c + 2\sqrt{F'_c}A_{cb})$

$\sqrt{\left(\frac{V_u}{bwd}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1.7A_{oh}}\right)^2} \leq \phi\left(\frac{V_c}{bwd} + 2\sqrt{F'_c}\right)$

$V_u \geq 0.27\lambda\sqrt{F'_c}A_{cb}$

Pulg	Cms	AREA cm2
3/8"	0.95	0.71
1/2"	1.27	1.27
5/8"	1.59	1.98
3/4"	1.91	2.85
7/8"	2.22	3.88
1"	2.54	5.07
1 1/8"	2.86	6.41
1 1/4"	3.18	7.92
1 3/8"	3.49	9.58
1 1/2"	3.81	11.4

$A_v = (N^\circ \text{Ramas})(A_{estribo})$

$S = \frac{A_v(F_y)(d)}{V_s}$

SEPARACIÓN MÁXIMA - ACI 318-19	
S1: d/4	26.00 cm
S2: 6Dbl	15.24 cm
S3: 15 cm	15.00 cm

escoger diametro de acero usado en viga

Distribuir acero mínimo 19.88 Tnf

3) ZONA DE CONFINAMIENTO HASTA "2h" DE LA CARA DE COLUMNA (2) - DERECHO

$V_n = V_s + V_c$

Cortante proporcionado por el concreto

Tasa de acero transv-compare-ETABS

Cortante que debe proporcionar el Acero

Seleccionar diametro de estribo

Area del acero transversal

Separación calculada

Tasa de acero transversal requerido_comparar ETABS

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

$V_c = 0.53\sqrt{F'_c}(b)(d)$

$V_{pfi} \geq 0.5V_d; V_c = 0$
 $V_{pfi} < 0.5V_d; V_c = 0.53\sqrt{F'_c}(b)d$

$V_u \geq 0.27\lambda\sqrt{F'_c}A_{cb}$

Pulg	Cms	AREA cm2
3/8"	0.95	0.71
1/2"	1.27	1.27
5/8"	1.59	1.98
3/4"	1.91	2.85
7/8"	2.22	3.88
1"	2.54	5.07
1 1/8"	2.86	6.41
1 1/4"	3.18	7.92
1 3/8"	3.49	9.58
1 1/2"	3.81	11.4

$A_v = (N^\circ \text{Ramas})(A_{estribo})$

$S = \frac{A_v(F_y)(d)}{V_s}$

SEPARACIÓN MÁXIMA - ACI 318-19	
S1: d/4	26.00 cm
S2: 6Dbl	15.24 cm
S3: 15 cm	15.00 cm

escoger diametro de acero usado en viga

Separación requerida max. **S** 11.72 cm
 Separación definitiva **S** 10.00 cm Longitud confi. **2h** 220.00 cm

4) ZONA DE CENTRAL - DE "2h" DE LA CARA DE COLUMNA

$$V_n = V_s + V_c$$

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

$$V_c = 0.53\sqrt{F_c'}c(b)(d)$$

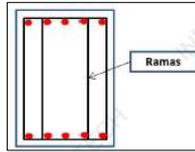
Vu(2h de la cc) = 3.03 tnf

$$V_{pfi} \geq 0.5V_{di}; V_c = 0$$

$$V_{pfi} < 0.5V_{di}; V_c = 0.53\sqrt{F_c'}c(b)d$$

Cortante proporcionado por el concreto **Vc** 36.89 Tnf

N° Ganchos **0**
 N° Estribos Cerrados **1**



Pulg	Cms	AREA cm2
3/8"	0.95	0.71
1/2"	1.27	1.27
5/8"	1.59	1.98
3/4"	1.91	2.85
7/8"	2.22	3.88
1"	2.54	5.07
1 1/8"	2.86	6.41
1 1/4"	3.18	7.92
1 3/8"	3.49	9.58
1 1/2"	3.81	11.4

Cortante que debe proporcionar el Acero **Vs** -32.85 Tnf

Seleccionar diametro de estribo **Ø** 1/2"
Area 1.27

$$A_v = (N^{\circ} \text{Ramas})(A_{\text{estribo}})$$

Area del acero transversal **Av** 2.54 cm2

$$S = \frac{A_v(F_y)(d)}{V_s}$$

Separación requerida **S** -33.77 cm

SEPARACIÓN MÁXIMA - ACI 318-19
 S1: d/2 52.00 cm

Tasa de acero transversal requerido_comparar ETABS **Av/s** -0.075 cm2/cm

Separación requerida max. **S** -33.77 cm

Separación definitiva **S** 20.00 cm Longitud central **Lcentral** 830.00 cm

5) CONFINAMIENTO EN ZONA DE CENTRAL CUANDO EXISTE SOLAPAMIENTO

NOTA:

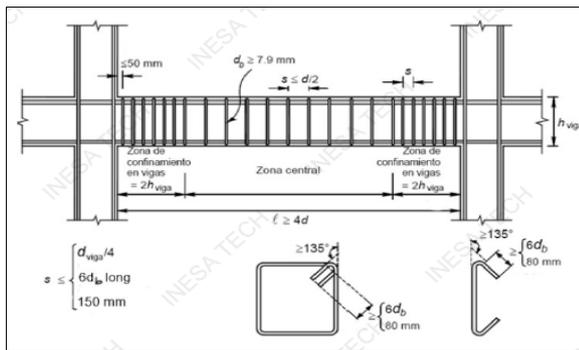
As (negativo), se solapa en el centro
 As (positivo), se solapa a partir de la zona de confinamiento

SEPARACIÓN MÁXIMA - ACI 318-19	
S1: d/4	26.00 cm
S3: 10 cm	10.00 cm

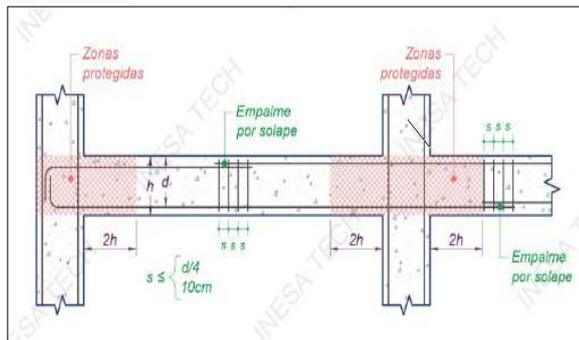
Separación definitiva **S** 10.00 cm

5) DETALLES TÍPICOS

A) DISPOSICIÓN DEL ACERO TRANSVERSAL



B) UBICACIÓN DE SOLAPES DEL ACERO LONGITUDINAL



C) REVISIÓN DE DUCTILIDAD

EXTREMO (2) DERECHO			
As	A _s ⁻ (Area de acero negativo total)	50.70 cm ²	acero de refuerzo a tracción
A's	A _s ⁺ (Area de acero positivo total)	25.35 cm ²	acero de refuerzo a compresión

1) ESTUDIO DE LA CONDICION DE CEDENCIA

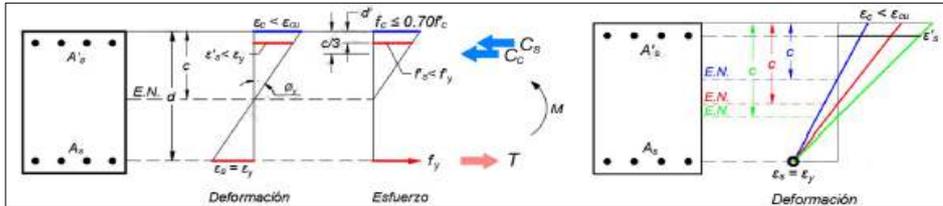
HIPOTESIS:

- El acero de refuerzo a tracción esta cediendo
- El acero de refuerzo a compresión no ha cedido
- El acero tiene un comportamiento elastoplástico
- El concreto no ha alcanzado su agotamiento
- El concreto tiene un comportamiento lineal elástico.

NOTA:

El esquema general a continuación presenta el acero a tracción en la parte inferior, sin embargo, en nuestro caso la disposición es invertida, es decir, el acero a tracción esta en la parte superior y las deformaciones a compresión del concreto estan en la parte inferior. Debido a esto bastaria con invertir toda la imagen respecto al eje horizontal.

A) ESTUDIO DE LA CONDICIÓN DE CEDENCIA



Ecuación para determinar el eje neutro "c" de la sección

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

Formula general algebra:

A	10106.85	kgf/cm
B	319410.00	kgf
D	-22784580.0	kgf-m

c	34.24	cm
---	-------	----

Verificación que el acero superior (compresión) no ha cedido y calcular f's.

ε's	0.00081	
f's	1700.14	kgf/cm ²

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

Verificación que el concreto no ha alcanzado su agotamiento y su comportamiento elástico.

ε_c	0.00098	
f_c	248.02	kgf/cm ²

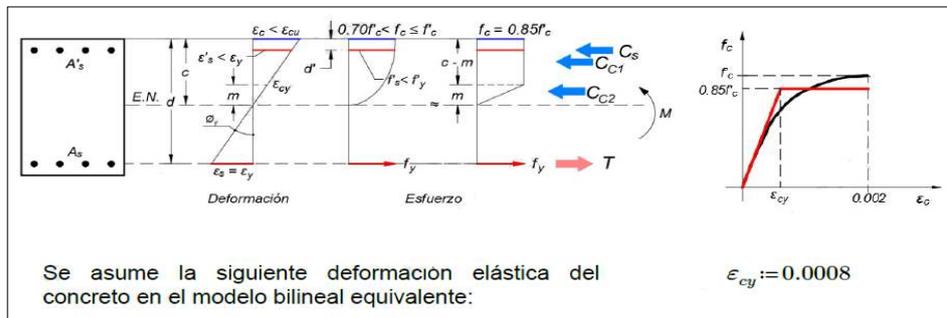
$$f_c \leq 0.70 f'_c$$

$$\epsilon_c = \left(\frac{\epsilon_y (c)}{d - c} \right)$$

$$\epsilon_c < \epsilon_{cu}$$

El comportamiento del concreto no es lineal, SE PLANEA UN MODELO BILINEAL

ε _{cy}	0.0008
-----------------	--------



Se asume la siguiente deformación elástica del concreto en el modelo bilineal equivalente:

$$\epsilon_{cy} := 0.0008$$

Ecuación para el Eje neutro para un MODELO BILINEAL del concreto.

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

Formula general algebra:

A	45.70	kgf/cm
B	-6822.09	kgf
D	173513.0	kgf-m

c	32.52	cm
m	28.59	cm

$$m = \left(\frac{\epsilon_{cy} (d - c)}{\epsilon_y} \right)$$

Verificación que el acero superior (compresión) no ha cedido y calcular f's.

ε's	0.00074	
f's	1557.93	kgf/cm ²

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

Calculo de las resultantes de COMPRESIÓN Y TRACCIÓN

COMPRESIÓN	
C _s	39.49 Tonnes
C _{c1}	37.34 Tonnes
C _{c2}	136.11 Tonnes

TRACCIÓN	
T	212.94 Tonnes

$$C_s = A'_s f'_s$$

$$C_{c1} = 0.85 f'_c (c - m) b$$

$$C_{c2} = 0.85 f'_c * 0.5 m b$$

$$T = A_s f_y$$

Calculo de CURVATURA CEDENTE Y MOMENTO CEDENTE

CURVATURA CEDENTE	
φ _y	0.0027978 1/m

MOMENTO CEDENTE	
M _y	200.04 Tonnes-m

$$\phi_y = \frac{\epsilon_y}{d - c}$$

$$M_y = C_{c1} \left(d - \frac{c - m}{2} \right) + C_{c2} \left(d - c + \frac{2m}{3} \right) + C_s (d - d')$$

2) ESTUDIO DE LA CONDICION ULTIMA (AGOTAMIENTO)

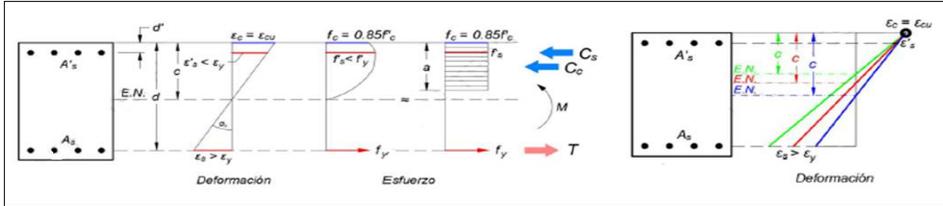
HIPOTESIS:

- El acero de refuerzo a tracción ya ha cedido $\epsilon_s > \epsilon_y$
- El acero de refuerzo a compresión no ha cedido $\epsilon'_s < \epsilon_y$
- El acero tiene un comportamiento elastoplástico
- El concreto ha alcanzado su agotamiento $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$

NOTA:

El esquema general a continuación presenta el acero a tracción en la parte inferior, sin embargo, en nuestro caso la disposición es invertida, es decir, el acero a tracción está en la parte superior y las deformaciones a compresión del concreto están en la parte inferior. Debido a esto bastaría con invertir toda la imagen respecto al eje horizontal.

B) ESTUDIO DE LA CONDICION ULTIMA (AGOTAMIENTO)



Ecuación para determinar el eje neutro "c" de la sección

$$0 = (c^2)(0.85f'_c \beta_1 b) + (c)(A'_s E_s \epsilon_{cu} - A_s f_y) - A'_s E_s \epsilon_{cu} d'$$

Formula general algebra:

A	8092.00	kgf/cm
B	-53235.00	kgf
D	-958230.0	kgf-m

C	14.66	cm
---	-------	----

Verificación que el acero (compresión) no ha cedido y calcular f's.

ϵ'_s	0.00177
---------------	---------

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

f'_s	3721.13	kgf/cm ²
------	---------	---------------------

Verificación que el acero a tracción ha cedido

ϵ_s	0.01829	As ha cedido
--------------	---------	--------------

CONTROLADA POR TRACCIÓN

$$\epsilon_s = \left(\frac{\epsilon_{cu}(d-c)}{c} \right)$$

f_s	4200.00	kgf/cm ²
-----	---------	---------------------

Calculo de las resultantes de COMPRESIÓN Y TRACCIÓN

COMPRESIÓN	
C _s	94.33 Tonnes
C _c	118.61 Tonnes

TRACCIÓN	
T	212.94 Tonnes
a	12.46 (cm) Profundidad

$$C_s = A'_s f'_s$$

$$C_c = 0.85 f'_c (a) b$$

$$T = A_s f_y$$

Calculo de CURVATURA ULTIMA Y MOMENTO ULTIMA

CURVATURA ULTIMA	
ϕ_u	0.0204672 1/m

MOMENTO ULTIMA	
M _u	208.41 Tonnes-m

$$\phi_y = \frac{\epsilon_{cu}}{c}$$

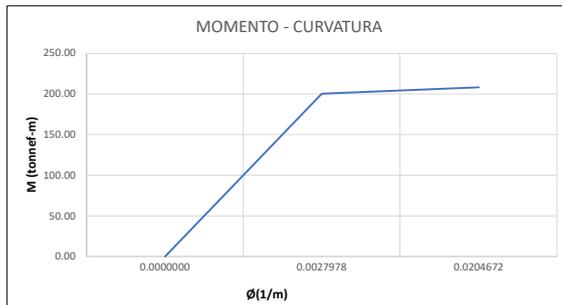
$$M_y = C_c \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + C_s (d - d')$$

3) GRAFICA MOMENTO-CURVATURA; DUCTILIDAD

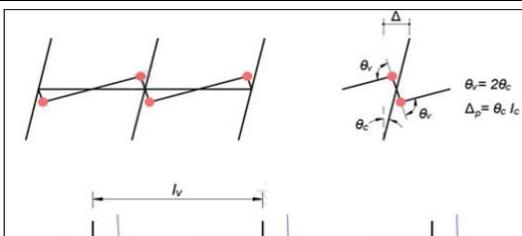
RESUMEN		
	Curvatura	Momento
	0.0000000	0.00
Cedencia	0.0027978	200.04
Ultima	0.0204672	208.41

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

Ductilidad de la sección	7.32
--------------------------	------

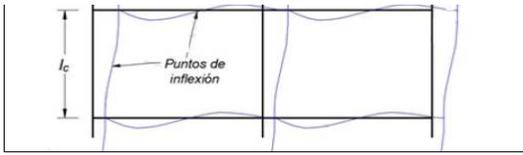


4) ESTIMACIÓN DE LA DUCTILIDAD DE ENTREPISO (Mecanismo Columna Fuerte-Viga debil)



l _p	55	(cm) Longitud plastica..... h/2
l _c	300	(cm) Longitud de columna
uΔ	4.47	(cm) Ductilidad de entrepiso

$$u\Delta = 1 + 3 \frac{l_p}{l_c} (u\phi - 1)$$



ANEXO C- DISEÑO DE LA COLUMNA DEL EJE 10-A

DISEÑO DE COLUMNA Y NODO DE PORTICOS ESPECIAL RESISTENTE A MOMENTO (SMF) ACI 318-19 - FLEXIÓN APLICATIVO (COL 10-A)

Estamos analizando el nivel 3, por ser el más crítico debido al sismo.

Nota: ingresar datos en los cuadros de celeste

Sep_{Max_normativa} = 15.00 cm

18 φ de 1" 0 φ de 1"

A_{s4} = 91.26 cm²

18 φ de 1" 0 φ de 3/4"

A_{s3} = 91.26 cm²

Longitudinal Bars

Clear Cover for Confinement Bars: 0.05 m

Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face: 10

Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face: 10

Longitudinal Bar Size and Area: #8 0.00251 m²

Corner Bar Size and Area: #8 0.00251 m²

Pulg	Cms	AREA cm ²
3/8"	0.95	0.71
1/2"	1.27	1.27
5/8"	1.59	1.98
3/4"	1.91	2.85
7/8"	2.22	3.88
1"	2.54	5.07
1 1/8"	2.86	6.41
1 1/4"	3.18	7.92
1 3/8"	3.49	9.58
1 1/2"	3.81	11.4

Ln (luz libre de columnas) = 2.30 m

A_{total} = 182.52 cm²

$A_{g(área grues)}$ = 12100 cm² 1.51%

D. Estribo = 1/2"

Zona Sism. = SI

DATOS

b1(3-3) =	110.00 cm
b2(2-2) =	110.00 cm
r =	5.00 cm
d' =	5.00 cm
d =	105.00 cm
r _l =	3.73 cm
r _g =	2.46 cm
f'c =	350 kg/cm ²
f _y =	4200 kg/cm ²
φf =	0.9
En dos capas	
d _t =	105.0 cm
d =	103.0 cm

recubrimiento superior
altura útil
recubrimiento lateral
recubrimiento libre general

Nivel	Combinación	P _{ui} tonnef	V _{ui 2-2} tonnef	V _{ui 3-3} tonnef	M _{ui 2-2} tonnef-m	M _{ui 3-3} tonnef-m
Techo 2	UDConS1					-1.12
Techo 2	UDConS2					-0.06
Techo 2	UDConS3-25%Vb					17.1
Techo 2	UDConS3-25%Vb					-18.69
Techo 2	UDConS4-25%Vb					17.58
Techo 2	UDConS4-25%Vb					-18.22
Techo 1	UDConS1					0.02
Techo 1	UDConS2					0.46
Techo 1	UDConS3-25%Vb	-302.28	16.77	19.88	14.58	40.44
Techo 1	UDConS3-25%Vb					-39.84
Techo 1	UDConS4-25%Vb					40.14
Techo 1	UDConS4-25%Vb					-40.13

V_{concreto} = 2400 kg/m³

φ _v =	0.60
φ _j =	0.85
E _c =	282495.13 kg/cm ²
E _s =	2100000.00 kg/cm ²
E _y =	0.002
E _{cu} =	0.003
E _{min} =E _t =	0.005

Factor de corte en el nodo

1) REVISIÓN DE LÍMITES DE CUANTÍA

A _t	182.52 cm ²
A _g	12100 cm ²
ρ _{real}	1.51%

$\bar{\rho}_{min} = 0.01A_g$ $\bar{\rho}_{max} = 0.06A_g$

ρ _{min}	1.00%	A _{smin}	121.00 cm ²	OK
ρ _{max}	6.00%	A _{smax}	726.00 cm ²	

2) CALCULAMOS EL B1

B₁ = 0.8

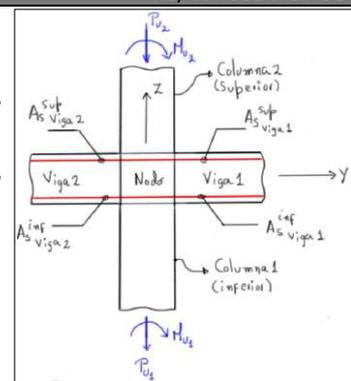
3.1) CASO DE ESTUDIO EJE 33

Viga 40x110

8 φ de 7/8" 0 φ de 5/8" $A_{s_sup_viga2}$ = 0.00 cm²

7 φ de 7/8" 0 φ de 3/4" $A_{s_inf_viga2}$ = 0.00 cm²

b _v	40.00 cm
h _v	110.00 cm
r _v	5.00 cm
d _v	105.00 cm

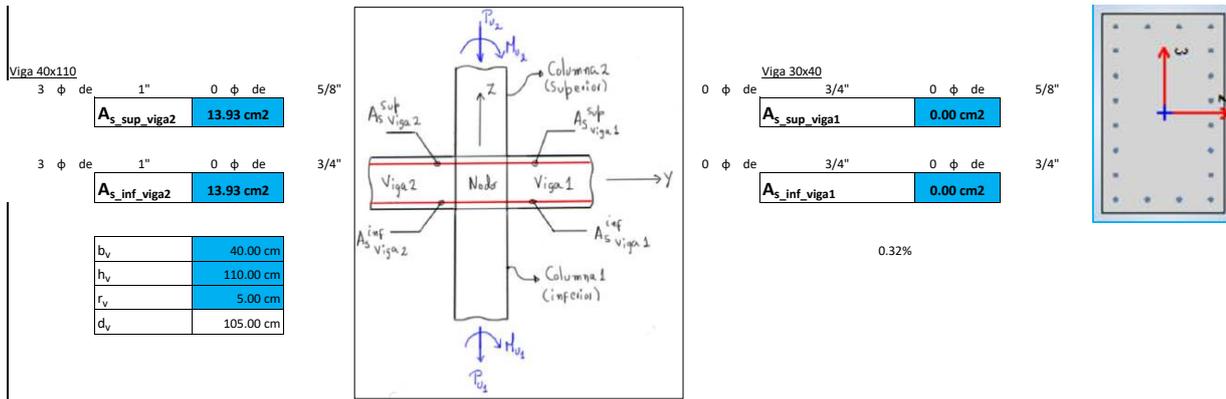


Viga 40x110 3 φ de 1" 0 φ de 5/8" $A_{s_sup_viga1}$ = 15.21 cm²

3 φ de 1" 0 φ de 3/4" $A_{s_inf_viga1}$ = 14.81 cm²



3.1) CASO DE ESTUDIO EJE 2-2



A) REVISIÓN A FLEXO-COMPRESIÓN

4) DIAGRAMA DE ITERACIÓN

FALLA BALANCEADA

Hipotesis

El acero inferior a tracción esta en cedencia
 El acero superior a compresión **ya cedio**
 El concreto ha alcanzado su agotamiento
 Comportamiento elasto-plastico del acero

$C_b = 63.00 \text{ cm}$

$\epsilon'_s = \frac{\epsilon_{cu} x d}{\epsilon_y + \epsilon_{cu}}$

Verificación que el acero a compresión ya cedio

$\epsilon'_s = 0.0028$

Deformación del acero superior

$\epsilon'_s = \epsilon_{cu} \frac{c_b - d'}{c_b}$

Fuerzas resultantes

$C_{A's}$	383.29 Tnf
C_c	1649.34 Tnf
T_{A_s}	383.29 Tnf

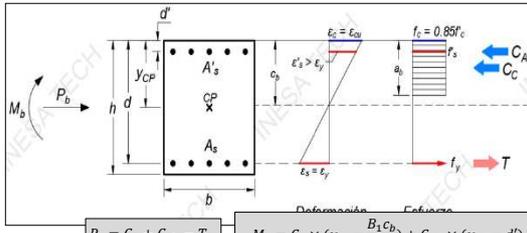
Compresión del acero superior
 Compresión en el concreto
 Tracción del acero inferior

$C_c = 0.85 F'_c x B_1 (c_b x b)$

$C_{A's} = A_s x (f_y)$

$T_{A_s} = A_s x (f_y)$

Pegar el diagrama de iteración del ETABS.



Fuerzas resultantes (AXIAL, MOMENTO Y CURVATURA)

$P_b = C_c + C_{A's} - T_{A_s}$

$M_b = C_c \times (y_{CP} - \frac{B_1 c_b}{2}) + C_{A's} \times (y_{cb} - d') - T_{A_s} \times (d - y_{cb})$

$P_b = 653.74 \text{ tnf}$

Programa

Point	Curve #1			Curve #2			Curve #3			Curve #4		
	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
N*1	2244.2131	0	0	2244.2131	0	0	2244.2131	0	0	2244.2131	0	0
N*2	2244.2131	0	148.9913	2244.2131	29.9538	71.9445	2244.2131	36.6452	56.9228	2244.2131	46.1454	46.1454
N*3	2244.2131	0	236.2663	2244.2131	60.7697	139.9039	2244.2131	74.1333	104.891	2244.2131	87.4121	87.4121
N*4	2046.429	0	308.3955	2230.8419	72.2309	235.786	2244.2131	117.3968	171.5988	2244.2131	140.9848	140.9848
N*5	1820.9585	0	367.0139	1956.5421	74.8509	319.9735	2083.7887	151.099	248.0772	2121.1637	197.6626	197.6626
N*6	1583.2719	0	412.8045	1671.1851	78.3342	381.0552	1751.415	163.95	324.4033	1802.75	247.6216	247.6216
N*7	1328.9409	0	447.5826	1369.2657	83.703	419.6233	1389.3243	172.6171	370.3582	1409.8089	280.7205	280.7205
N*8	1049.4315	0	474.2292	1039.3859	90.5023	438.1114	1001.3613	183.5847	380.8678	961.539	289.4124	289.4124
N*9	949.0417	0	514.1371	854.5661	100.2048	476.0979	753.5701	209.2501	396.3056	697.0918	304.9491	304.9491
N*10	836.2859	0	553.507	653.2897	113.7154	488.706	472.2472	227.6503	384.1137	420.9683	304.2047	304.2047
N*11	653.7372	0	554.5725	363.0199	126.2677	442.0875	156.8305	214.9603	329.6066	108.0313	268.1989	268.1989
N*12	388.4323	0	480.0207	5.2669	123.2139	313.47	-157.4431	165.5843	225.7795	-197.2436	188.8912	188.8912
N*13	91.8892	0	370.9335	-323.227	95.3943	174.3208	-427.0105	101.5546	120.4902	-448.4159	104.6191	104.6191
N*14	-259.3523	0	214.3998	-606.1971	36.2556	43.2526	-630.9451	28.954	30.6638	-632.9471	28.9006	28.9006
N*15	-693.5677	0	0	-693.5677	0	0	-693.5677	0	0	-693.5677	0	0

PUNTOS	M33			
	0° (M33°)		180° (M33°)	
	ØPn	ØM3	ØPn	ØM3
1	2244.21	0.00	2244.21	0.00
2	2244.21	148.99	2244.21	-148.99
3	2244.21	236.27	2244.21	-236.27
4	2046.43	308.40	2046.43	-308.40
5	1820.96	367.01	1820.96	-367.01
6	1583.27	412.80	1583.27	-412.80
7	1328.94	447.58	1328.94	-447.58
8	1049.43	474.23	1049.43	-474.23
9	949.04	514.14	949.04	-514.14
10	836.29	553.51	836.29	-553.51
11	653.74	554.57	653.74	-554.57
12	388.43	480.02	388.43	-480.02
13	91.89	370.93	91.89	-370.93
14	-259.35	214.40	-259.35	-214.40
15	-693.57	0.00	-693.57	0.00

$C_c = 0.85 F'_c x (b_1 x b_2 - A_s)_{total}$

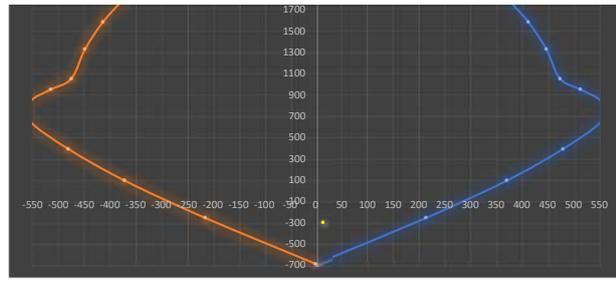
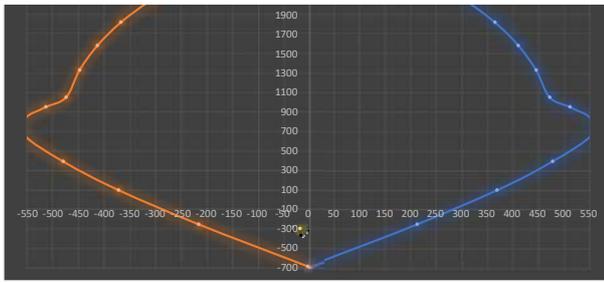
PUNTOS	M22			
	90° (M22°)		270° (M22°)	
	ØPn	ØM2	ØPn	ØM2
1	2244.21	0.00	2244.21	0.00
2	2244.21	148.99	2244.21	-148.99
3	2244.21	236.27	2244.21	-236.27
4	2046.43	308.40	2046.43	-308.40
5	1820.96	367.01	1820.96	-367.01
6	1583.27	412.80	1583.27	-412.80
7	1328.94	447.58	1328.94	-447.58
8	1049.43	474.23	1049.43	-474.23
9	949.04	514.14	949.04	-514.14
10	836.29	553.51	836.29	-553.51
11	653.74	554.57	653.74	-554.57
12	388.43	480.02	388.43	-480.02
13	91.89	370.93	91.89	-370.93
14	-259.35	214.40	-259.35	-214.40
15	-693.57	0.00	-693.57	0.00

Escoger la combinación más crítica para cada nivel

NIVEL	P _{ui} tonnef	V _{ui 2-2} tonnef	V _{ui 3-3} tonnef	M _{ui 2-2} tonnef-m	M _{ui 3-3} tonnef-m
Techo 1	-302.28	16.77	19.88	14.58	-15.05
Techo 2					

Pu Mu2 Mu3





B) REVISIÓN RESISTENCIA MINIMA A FLEXIÓN "COLUMNA FUERTE-VIGA DEBIL (CF-VD)"

9) RESISTENCIA MINIMA A FLEXIÓN

A fin de prevenir que se forme un entrepiso débil, es necesario cumplir que la sumatoria de momentos nominales de las columnas sean iguales o mayores a 1.20 que la sumatoria de los momentos nominales de las vigas que concurren al nodo.

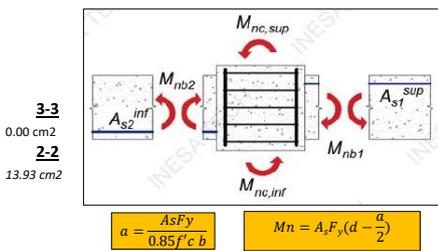
$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb}$$



9.1 SUMATORIA DE MOMENTOS NOMINALES EN VIGAS

CASO A

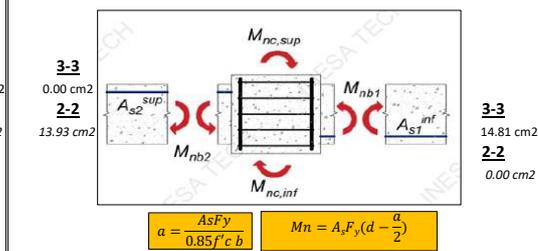
Momentos nominales en vigas antihorario



a_2	0.00 cm	a_1	5.37 cm
M_{nb2}	0.00 Tn.m	M_{nb1}	65.36 Tn.m
R 3-3			
$\sum M_{nb_casoA}$		65.36 Tn.m	

CASO B

Momentos nominales en vigas horario



a_2	0.00 cm	a_1	5.23 cm
M_{nb2}	0.0 Tn.m	M_{nb1}	63.69 Tn.m
R 3-3			
$\sum M_{nb_casoB}$		63.69 Tn.m	

a_2	4.92 cm	a_1	0.00 cm
M_{nb2}	59.99 Tn.m	M_{nb1}	0.00 Tn.m
R 2-2			
$\sum M_{nb_casoA}$		59.99 Tn.m	

a_2	4.92 cm	a_1	0.00 cm
M_{nb2}	60.0 Tn.m	M_{nb1}	0.00 Tn.m
R 2-2			
$\sum M_{nb_casoB}$		59.99 Tn.m	

9.2 SUMATORIA DE MOMENTOS NOMINALES EN COLUMNAS

Se contempla las fuerzas axiales que las combinaciones de cargas, que conducen a la menor resistencia a flexión de la columna. A continuación se tiene los puntos del diagrama de iteración nominal

Pegar el diagrama de iteración del ETABS.

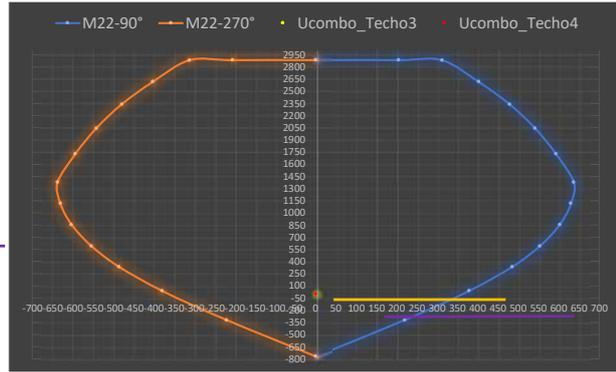
Point	Curve #1			Curve #2			Curve #3			Curve #4		
	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
N*1	2885.4093	0	0	2885.4093	0	0	2885.4093	0	0	2885.4093	0	0
N*2	2885.4093	0	204.9936	2885.4093	40.359	108.8132	2885.4093	53.6068	87.2689	2885.4093	69.8773	69.8773
N*3	2882.9734	0	311.9119	2885.4093	77.7975	188.2045	2885.4093	97.8737	143.8175	2885.4093	118.5864	118.5864
N*4	2616.6634	0	402.5136	2858.7494	95.0038	302.912	2885.4093	150.3122	222.4892	2885.4093	182.2159	182.2159
N*5	2339.1167	0	478.7885	2525.7777	99.3369	409.9646	2685.0737	195.3167	314.5362	2727.127	252.0296	252.0296
N*6	2044.418	0	541.5862	2175.9758	104.6422	492.4531	2291.9853	216.7291	410.7553	2355.51	316.0032	316.0032
N*7	1727.7974	0	593.3982	1802.258	111.7184	550.7589	1850.1598	229.7862	480.5227	1894.7373	365.048	365.048
N*8	1376.2094	0	637.4672	1393.9201	121.2631	587.521	1372.3163	245.7748	511.7938	1341.4411	389.6737	389.6737
N*9	1116.1219	0	630.5186	1024.607	122.444	588.0228	931.6211	253.8502	497.4831	868.9164	380.7836	380.7836
N*10	853.8227	0	603.0006	679.1579	122.2277	540.2452	503.5514	247.4639	434.5644	446.1349	340.8003	340.8003
N*11	590.0296	0	554.1272	329.0328	122.9019	453.94	127.7448	218.1451	343.4648	74.0262	276.8195	276.8195
N*12	332.062	0	485.3468	-31.8019	122.0776	329.0073	-202.3314	171.0494	237.3561	-243.3525	197.9585	197.9585
N*13	36.3526	0	378.9013	-376.5838	98.3891	184.5688	-487.3728	106.4439	127.3493	-508.7564	110.8316	110.8316
N*14	-322.5588	0	220.0933	-677.8372	38.1371	45.7579	-704.1277	30.5655	32.4284	-706.1311	30.5997	30.5997
N*15	-770.6307	0	0	-770.6307	0	0	-770.6307	0	0	-770.6307	0	0

PUNTOS	M33			
	0° (M33 ⁺)		180° (M33 ⁻)	
	ØPn	ØM3	ØPn	ØM3
1	2885.41	0.00	2885.41	0.00
2	2885.41	204.99	2885.41	-204.99
3	2882.97	311.91	2882.97	-311.91
4	2616.66	402.51	2616.66	-402.51
5	2339.12	478.79	2339.12	-478.79
6	2044.42	541.59	2044.42	-541.59
7	1727.80	593.40	1727.80	-593.40
8	1376.21	637.47	1376.21	-637.47
9	1116.12	630.52	1116.12	-630.52
10	853.82	603.00	853.82	-603.00
11	590.03	554.13	590.03	-554.13
12	332.06	485.35	332.06	-485.35
13	36.35	378.90	36.35	-378.90
14	-322.56	220.09	-322.56	-220.09
15	-770.63	0.00	-770.63	0.00

PUNTOS	M22			
	90° (M22 ⁺)		270° (M22 ⁻)	
	ØPn	ØM2	ØPn	ØM2
1	2885.41	0.00	2885.41	0.00
2	2885.41	204.99	2885.41	-204.99
3	2882.97	311.91	2882.97	-311.91
4	2616.66	402.51	2616.66	-402.51
5	2339.12	478.79	2339.12	-478.79
6	2044.42	541.59	2044.42	-541.59
7	1727.80	593.40	1727.80	-593.40
8	1376.21	637.47	1376.21	-637.47
9	1116.12	630.52	1116.12	-630.52
10	853.82	603.00	853.82	-603.00
11	590.03	554.13	590.03	-554.13
12	332.06	485.35	332.06	-485.35
13	36.35	378.90	36.35	-378.90
14	-322.56	220.09	-322.56	-220.09
15	-770.63	0.00	-770.63	0.00

Se contempla las fuerzas axiales que las combinaciones que conducen a la menor resistencia nominal a flexión de la columna.

NIVEL	P _{ui} tonnef	V _{ui} 2-2 tonnef	V _{ui} 3-3 tonnef	M _{ui} 2-2 tonnef.m	M _{ui} 3-3 tonnef.m
Techo 1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Techo 2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00



Mn _{c1_inf}	350.00 Tn.m
Mn _{c2_sup}	350.00 Tn.m
ΣMn _{c_3-3}	700.00 Tn.m

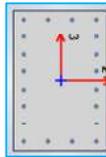
Mn _{c1_inf}	350.00 Tn.m
Mn _{c2_sup}	350.00 Tn.m
ΣMn _{c_2-2}	700.00 Tn.m

9.3 RELACIÓN CRÍTICA DE MOMENTOS COLUMNA/VIGA EN EL NODO

$$R = \frac{\sum Mn_c}{\sum Mn_v} \geq 1.2$$

R ₂₋₂	11.67	OK
------------------	-------	----

R ₃₋₃	10.71	OK
------------------	-------	----



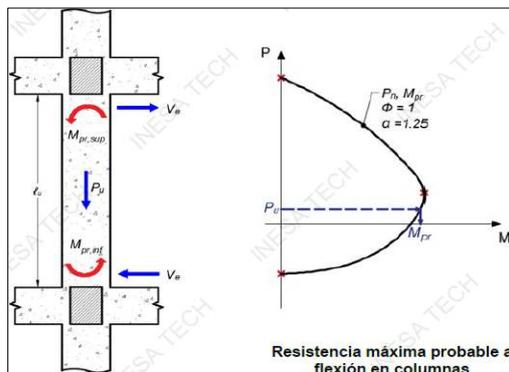
C) DISEÑO POR CORTANTE

10) DEMANDA POR CORTE

La fuerza máxima probable "V_e" en la columna se debe determinar considerando las fuerzas máximas probables que puedan generarse en las caras de los nodos en cada extremo de la misma, por ello se tiene dos posibles mecanismos.

I) MECANISMO I: Desarrollo de rótulas plásticas a flexión en columnas

La demanda por corte se obtiene de los momentos máximos probables "M_{pr}" de las columnas en sus extremos, calculada a partir de una determinada fuerza axial mayorada, en el diagrama de iteración con $\phi = 1.00$ y un factor de sobre-resistencia del acero igual a 1.25



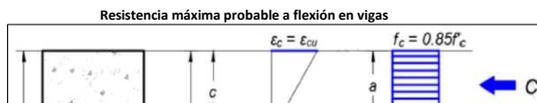
Nota:

Este criterio es aplicado cuando no se cumple la condición Columna Fuerte-Viga débil, por lo cual se espera que la columna alcance la rótula plástica por flexión en sus extremos, antes que las Vigas, las cuales concurren al nodo.

$$V_e = \frac{\sum M_{pr}}{L_n}$$

II) MECANISMO II: Desarrollo de rótulas plásticas a flexión en Vigas

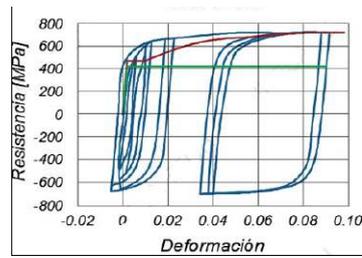
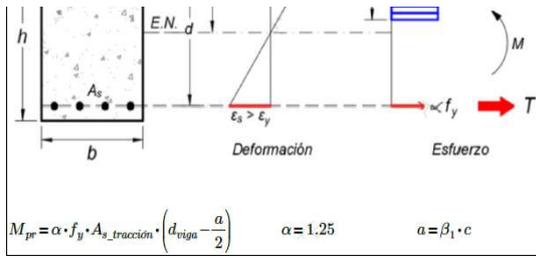
La demanda por corte se obtiene de los momentos máximos probables "M_{pr}" que pueden transferir las vigas a los nodos, tomando una altura efectiva entre los puntos de inflexión entre la columna superior e inferior. Se asume que dichos puntos de inflexión ocurren en el medio de cada columna.



Nota:

Este criterio es aplicado cuando se cumple la condición Columna Fuerte-Viga débil, por lo tanto, se alcanza la rotula plástica por flexión en Vigas antes que en las Columnas.

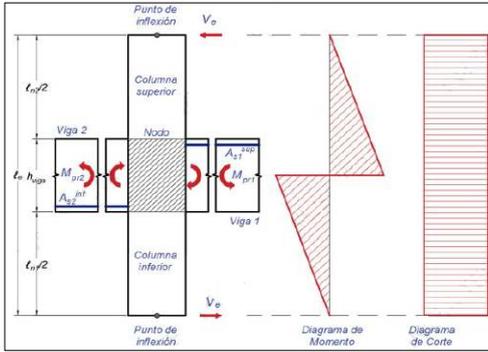
$$\text{Factor } \alpha \geq 1.25$$



VIGAS EN DIRECCIÓN 3-3

CASO A

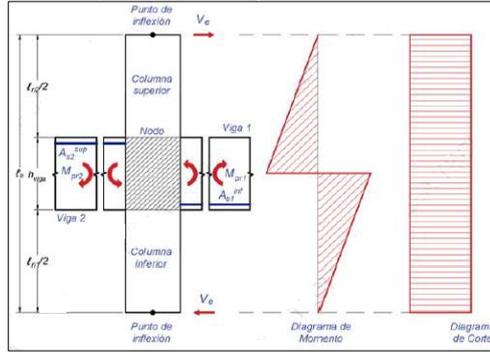
Momentos máximos probables nominales en vigas antihorario



α	1.25
----------	------

CASO B

Momentos máximos probables nominales en vigas horario



α	1.25
----------	------

$$V_e = \frac{\sum M_{pr}}{L_n}$$

CORTANTE 3-3

$A_s^{inf\ 2}$	0.00 cm ²	$A_s^{sup\ 1}$	15.21 cm ²	$A_s^{sup\ 2}$	0.00 cm ²	$A_s^{inf\ 1}$	14.81 cm ²
----------------	----------------------	----------------	-----------------------	----------------	----------------------	----------------	-----------------------

$a = \frac{\alpha A_s F_y}{0.85 f'_c b}$	$M_n = \alpha A_s F_y \left(d - \frac{a}{2}\right)$	$a = \frac{\alpha A_s F_y}{0.85 f'_c b}$	$M_n = \alpha A_s F_y \left(d - \frac{a}{2}\right)$
--	---	--	---

a_2	0.00 cm	a_1	6.71 cm	a_2	0.00 cm	a_1	6.53 cm
Mn_{pr2}	0.00 Tn.m	Mn_{pr1}	81.17 Tn.m	Mn_{pr2}	0.0 Tn.m	Mn_{pr1}	79.10 Tn.m

$\sum Mn_{pr_casoA}$	81.17 Tn.m	$\sum Mn_{pr_casoB}$	79.10 Tn.m
-----------------------	------------	-----------------------	------------

$\sum Mn_{pr}$	81.17 Tn.m
----------------	------------

$V_e = \frac{\sum M_{pr}}{L_e}$	$l_e = l_n + h_{viga}$
---------------------------------	------------------------

Longitud de columna normal l_e 3.40 m

Corte por capacidad V_e 23.87 Tnf

Corte del analisis $V_{U33_analisis}$ 19.88 Tnf

Corte para el Diseño V_d 23.87 Tnf

CORTANTE 2-2

$A_s^{inf\ 2}$	13.93 cm ²	$A_s^{sup\ 1}$	0.00 cm ²	$A_s^{sup\ 2}$	13.93 cm ²	$A_s^{inf\ 1}$	0.00 cm ²
----------------	-----------------------	----------------	----------------------	----------------	-----------------------	----------------	----------------------

$a = \frac{\alpha A_s F_y}{0.85 f'_c b}$	$M_n = \alpha A_s F_y \left(d - \frac{a}{2}\right)$	$a = \frac{\alpha A_s F_y}{0.85 f'_c b}$	$M_n = \alpha A_s F_y \left(d - \frac{a}{2}\right)$
--	---	--	---

a_2	6.15 cm	a_1	0.00 cm	a_2	6.15 cm	a_1	0.00 cm
Mn_{pr2}	74.54 Tn.m	Mn_{pr1}	0.00 Tn.m	Mn_{pr2}	74.5 Tn.m	Mn_{pr1}	0.00 Tn.m

$\sum Mn_{pr_casoA}$	74.54 Tn.m	$\sum Mn_{pr_casoB}$	74.54 Tn.m
-----------------------	------------	-----------------------	------------

$\sum Mn_{pr}$	74.54 Tn.m
----------------	------------

$V_e = \frac{\sum M_{pr}}{L_e}$	$l_e = l_n + h_{viga}$
---------------------------------	------------------------

Longitud de columna normal l_e 3.00 m

Corte por capacidad V_e 24.85 Tnf

Corte del analisis $V_{U22_analisis}$ 16.77 Tnf

Corte para el Diseño V_d 24.85 Tnf

11) RESISTENCIA DEL CONCRETO COLUMNA INFERIOR (1)

CORTANTE 3-3

La resistencia a cortante del concreto es $V_c=0$, cuando ocurran las siguientes condiciones simultaneamente

CASO A

La fuerza cortante inducida por el sismo "Ve", representa la mitad o más del cortante de diseño "Vd"

V_e/V_d	1.00	1
-----------	------	---

CASO B

La fuerza axial mayorada de la columna P_u , incluyendo la acción sísmica, es menor que el producto del área gruesa por la resistencia del concreto entre 20.

$$P_u \leq \frac{A_g F_c'}{20}$$

P_u	-302.28 Tnf	Columna a Tracción
$A_g F_c'/20$	211.75 Tnf	

CUMPLE $V_c=0$

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{P_u}{140 A_g}\right) \sqrt{F_c'} c b_1 d$$

Para analisis 3-3:

VC	0.00 Tnf
----	----------

CORTANTE 2-2

La resistencia a cortante del concreto es $V_c=0$, cuando ocurran las siguientes condiciones simultaneamente

CASO A

La fuerza cortante inducida por el sismo "Ve", representa la mitad o más del cortante de diseño "Vd"

V_e/V_d	1.00	1
-----------	------	---

CASO B

La fuerza axial mayorada de la columna P_u , incluyendo la acción sísmica, es menor que el producto del área gruesa por la resistencia del concreto entre 20.

$$P_u \leq \frac{A_g F_c'}{20}$$

P_u	-302.28 Tnf	Columna a Tracción
$A_g F_c'/20$	211.75 Tnf	

CUMPLE $V_c=0$

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{P_u}{140 A_g}\right) \sqrt{F_c'} c b_1 d$$

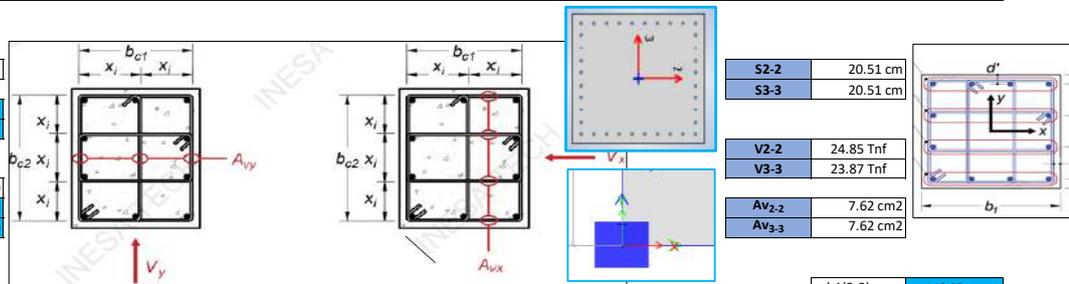
Para analisis 3-3:

VC	0.00 Tnf
----	----------

12) DISPOSICIONES GENERALES DEL ACERO TRANSVERSAL

Disposiciones Generales

D. Estribo_col	1/2"
N° barras 2-2	6.00
N° barras 3-3	6.00
r_f	3.73 cm
$b_1(3-3)$	110.00 cm
$b_2(2-2)$	110.00 cm



Definición del ancho confinado de la sección

$r_{estribo}$	3.10 cm
$b_{c1}(3-3)$	103.81 cm
$b_{c2}(2-2)$	103.81 cm

Ancho confinado en "X" (centro a centro de ramas)
Ancho confinado en "Y" (centro a centro de ramas)

$b_1(3-3)$	= 110.00 cm
$b_2(2-2)$	= 110.00 cm

Definición de la separación máxima no confinada entre ramas de estribo

$b_{long_max_col}$	1"
db_{long_max}	2.54 cm
$x_{i_x_max}$	24.32 cm
$x_{i_y_max}$	24.32 cm
h_x	24.32 cm < 35 cm

OK



13) DISEÑO DEL ACERO TRANSVERSAL EN ZONA DE CONFINAMIENTO

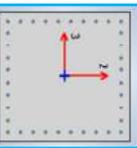
Separación requerida por corte de diseño "Vd"

Dirección "2-2"

La fuerza cortante inducida por el sismo "Ve", representa la mitad o más del cortante de diseño "Vd"

V_s	41.41 Tnf	$V_s = \frac{V_y}{d_v} - V_c$
$A_v 2-2$	7.62 cm2	

Separación calculada S_{max_reque} 81.1 cm 1/2"



$$S = \frac{A_v(F_y)(d)}{V_s}$$

Tasa de acero transversal requerido_comparar ETABS A_v/S 0.0939 cm2/cm

Separación Máxima Normativa

$b_{long_min_Col}$	1"
Separación normativa 1 S_{n1}	27.50 cm
Separación normativa 2 S_{n2}	15.24 cm
Separación normativa 3 S_{n3}	13.56 cm
S_{nf}	13.56 cm

$$S_{n1} = \frac{1}{4} \min(b_1; b_2)$$

$$S_{n2} = 6(d_{b_long_min})$$

$$S_{n3} = 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3}\right)$$

Separación Definitiva

Separación a utilizar $S_{definitiva}$ 10.00 cm

Dirección "3-3"

La fuerza cortante inducida por el sismo "Ve", representa la mitad o más del cortante de diseño "Vd"

V_s	39.79 Tnf	$V_s = \frac{V_x}{d_v} - V_c$
$A_v 3-3$	7.62 cm2	

Separación calculada S_{max_reque} 84.5 cm

$$S = \frac{A_v(F_y)(d)}{V_s}$$

Tasa de acero transversal requerido_comparar ETABS A_v/S 0.0902 cm2/cm

Separación Máxima Normativa

$b_{long_min_Col}$	1"
Separación normativa 1 S_{n1}	27.50 cm
Separación normativa 2 S_{n2}	15.24 cm
Separación normativa 3 S_{n3}	13.56 cm
S_{nf}	13.56 cm

$$S_{n1} = \frac{1}{4} \min(b_1; b_2)$$

$$S_{n2} = 6(d_{b_long_min})$$

$$S_{n3} = 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3}\right)$$

Separación Definitiva

Separación a utilizar $S_{definitiva}$ 10.00 cm

Longitud de Confinamiento "Lo"

Lo normativa 1	Lo _{n,1}	110.00 cm
Lo normativa 2	Lo _{n,2}	38.33 cm
Lo normativa 3	Lo _{n,3}	45.00 cm

$$Lo_{n,1} = \max(b_1; b_2)$$

$$Lo_{n,2} = \frac{l_n}{6}$$

Lo _{n, min}	110.00 cm
----------------------	-----------

Longitud de confinamiento a utilizar: Lo_{definitiva} = 110.00 cm

$$Lo_{n,3} \geq 45 \text{ cm}$$

13) DISEÑO DEL ACERO TRANSVERSAL EN ZONA CENTRAL

Separación de estribos (sin solapes del acero longitudinal)

S _{zcentral} normativa 1	S _{zcentral,1}	15.24 cm
S _{zcentral} normativa 2	S _{zcentral,2}	15.00 cm

$$S_{zcentral,1} \leq 6(d_{b,long,min})$$

S. Z_{central} a utilizar: S_{definitiva} = 15.00 cm

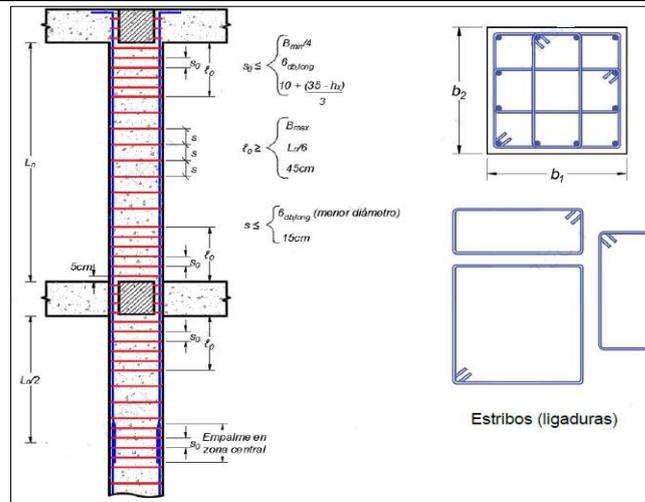
$$S_{zcentral,2} \leq 15 \text{ cm}$$

Separación de estribos (con solapes del acero longitudinal)

S _{n, f}	13.56 cm
-------------------	----------

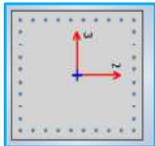
S. Z_{central} a utilizar con solapes: S_{definitiva} = 12.50 cm

14) DETALLE GENERAL



15) REVISIÓN DE CONFINAMIENTO

Demanda



P _u	0.00 tnf
A _g	1.21 m ²
F _c	34.34 MPa

$$R = \frac{Pu}{0.3 \cdot Ag \cdot F_c}$$

OK

R	0.00
---	------

OK

Area nucleo conf.	A _{ch}	10776.52 cm ²
Smax colocada	S	15.00 cm

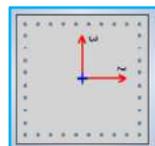
bc1(3-3)	A _{s, req. (3-3)}	11.679 cm ²
bc2(2-2)	A _{s, req. (2-2)}	11.679 cm ²

Tabla 18.7.5.4 — Refuerzo transversal para columnas en pórticos especiales resistentes a momento

Refuerzo transversal	Condición	Expresiones aplicables
A _{sh} /sδ _c para estribos cerrados de confinamiento rectilíneos	P _u ≤ 0.3A _g f' _c y f' _c ≤ 70 MPa	Mayor de (a) y (b) 0.3 (A _g /A _{ch} - 1) f' _c /f _{yt} (a) 0.09 f' _c /f _{yt} (b)
	P _u > 0.3A _g f' _c ó f' _c > 70 MPa	Mayor de (a), (b) y (c) 0.2k _f k _{tr} P _u /f _{yt} A _{ch} (c)
P _e para espirales o estribos cerrados de confinamiento circulares	P _u ≤ 0.3A _g f' _c y f' _c ≤ 70 MPa	Mayor de (d) y (e) 0.45 (A _g /A _{ch} - 1) f' _c /f _{yt} (d) 0.12 f' _c /f _{yt} (e)
	P _u > 0.3A _g f' _c ó f' _c > 70 MPa	Mayor de (d), (e) y (f) 0.35k _f P _u /f _{yt} A _{ch} (f)

Acero de Confinamiento Colocado

El acero de confinamiento colocado en una dirección se determina en función a las ramas perpendiculares

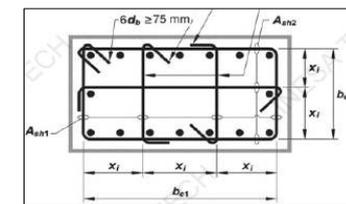


Dirección "X"

Para la dirección "X", relacionada con el ancho de la sección bc1, se considera las ramas dispuestas en la dirección "Y"

A _{sh, 1(3-3)}	7.62 cm ²	AUMENTAR ACERO COLOCADO
-------------------------	----------------------	-------------------------

Dirección "Y"

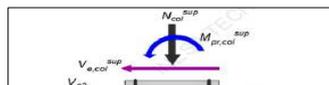
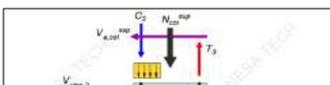


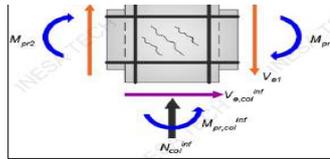
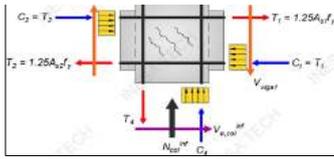
A _{sh, 2(2-2)}	7.62 cm ²	AUMENTAR ACERO COLOCADO
-------------------------	----------------------	-------------------------

D) ANÁLISIS DE NODOS

16) DEMANDA POR CORTE

Para determinar la demanda por corte del nodo es necesario definir los momentos máximos probables de las vigas y columnas que concurren al mismo, tomando en cuenta el acero real de las secciones.

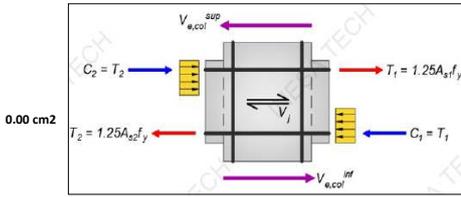




CASO A

Momentos nominales en vigas antihorario

$\alpha = 1.25$



0.00 cm²

15.21 cm²

$T1 = \alpha f_y A_{s_{sup_viga_1}}$ $C2 = \alpha f_y A_{s_{inf_viga_2}}$ $V_{j_casoA} = T1 + C2 - V_{col}$

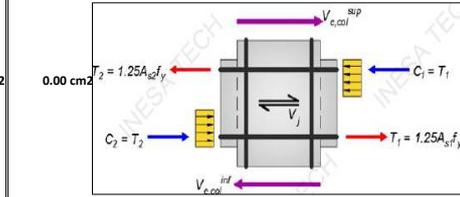
T ₁	79.85 tnf	C ₂	0.00 tnf
V _{col} = Ve	23.87 tnf		

V_{j_casoA} = 55.98 Tnf

CASO B

Momentos nominales en vigas horario

$\alpha = 1.25$



0.00 cm²

14.81 cm²

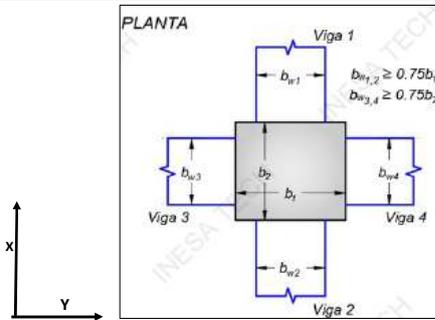
$T2 = \alpha f_y A_{s_{sup_viga_2}}$ $C1 = \alpha f_y A_{s_{inf_viga_3}}$ $V_{j_casoB} = T2 + C1 - V_{col}$

T ₂	0.00 tnf	C ₁	77.75 tnf
V _{col} = Ve	23.87 tnf		

V_{j_casoA} = 53.88 Tnf

V_j = 55.98 Tnf

17) REVISIÓN DEMANDA/CAPACIDAD



b ₁	110.00 cm
b ₂	110.00 cm
b _{w1}	40.00 cm
b _{w2}	0.00 cm
b _{w3}	0.00 cm
b _{w4}	40.00 cm

CASO A: Nodos confinados en las 04 caras

$V_c = 5.3 \sqrt{f'c} A_j$

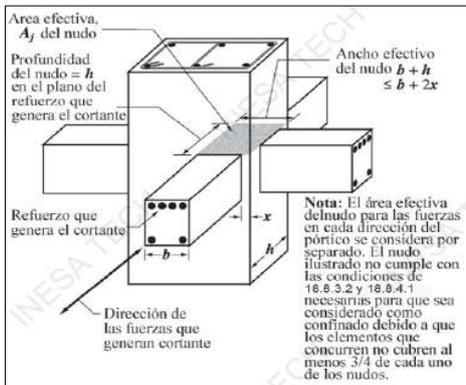
CASO B: Nodos confinados en las 03 caras o en 02 caras opuestas

$V_c = 4.0 \sqrt{f'c} A_j$

CASO C: Nodos no confinados

$V_c = 3.2 \sqrt{f'c} A_j$

ANÁLISIS PARA LA DIRECCIÓN "Y 2-2" (VIGAS 1 Y 2)



h _{col} = b ₂	110.00 cm
h _j = b ₂	110.00 cm
b	0.00 cm
x	55.00 cm
b _j	110.00 cm

A_j = 12100.00 cm²

Un lado se encuentra confinado cuando el (ancho de viga) ≥ 0.75 (ancho de la columna) en dirección perpendicular al eje de la viga

R _{v1}	0.36	NO CONFINADO	0
R _{v2}	0.00	NO CONFINADO	0
R _{v3}	0.00	NO CONFINADO	0
R _{v4}	0.36	NO CONFINADO	0

ESTAMOS EN EL CASO C

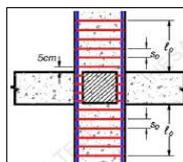
V _c	724.38 tnf
φ _j V _c	615.73 tnf
V _j	55.98 Tnf

D/C 0.091 CUMPLE

ACERO TRANSVERSAL EN NODOS

La disposición del acero transversal, en el nodo se hará de la misma forma que en la zona de confinamiento en columnas

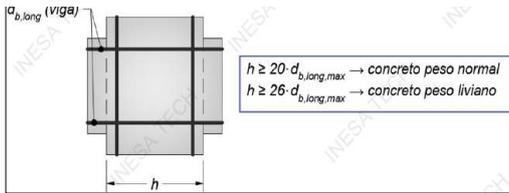
Separación a utilizar S_{definitiva} = 10.00 cm



LIMITES DIMENSIONALES EN NODOS

a) Relación altura del Nodo y el Mayor diametro de barra longitudinal de Viga

Donde el refuerzo longitudinal de una viga atraviesa el NODO (viga-columna), para concretos de peso normal, la dimensión de la columna paralela al refuerzo de dicha viga, no debe ser menor que 20 (veces el mayor diametro de la barra longitudinal utilizado), o 26 veces en concretos livianos



$b_{long_max_viga}$	1"
-----------------------	----

2.54cm
 $20(d_b)viga$ 50.80cm

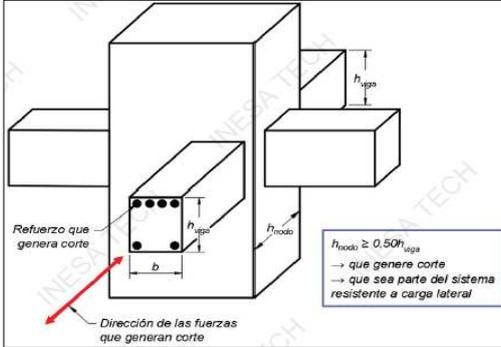
$h_{nodo} = b_2$	110.00 cm	>50.80cm
------------------	-----------	----------

Relación	43.31
----------	-------

OK

b) Relación altura del Nodo y altura de Vigas

La altura " h_{nodo} " no debe ser menor que la mitad de la altura de cualquier viga que llegue al nodo, que genere cortante en dicho nodo y que sea parte del sistema resistente a sismo.



$h_{nodo} = b_2$	110.00 cm
------------------	-----------

h_{viga}	110.00 cm
------------	-----------

h_{nodo}/h_{viga}	1.00
---------------------	------

OK

ANEXO D – DISEÑO DE LA PLACA DE 5.50M DEL EJE 10

DISEÑO DE MURO ESTRUCTURAL ESPECIAL CON COMPORTAMIENTO A FLEXIÓN ACI 318-19

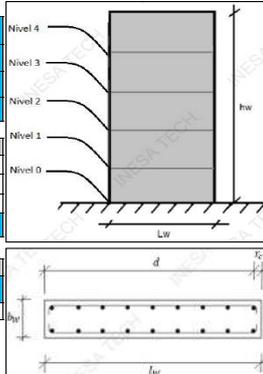
PIER 9 (COMPLETO)

DATOS GEOMETRICOS DE PREDIMENSIONAMIENTO

l_w	5.25 m
h_w	38.85 m
h_n	6.15 m
n	9

Espesor Mínimo	
b_{w1}	10.00 cm
$b_{w2} = l_w/25$	21.00 cm
$b_{w3} = h_n/25$	24.60 cm
b_w	50.00 cm

Recubrimiento y altura útil	
r_c	5.00 cm
d	520.00 cm



DATOS DE CARGA

Se toman las solicitaciones en la base del muro y en la parte inferior de cada uno de los niveles. La base del muro, es el punto más crítico y es donde se enfocara el diseño, sin embargo, con las solicitaciones en los demás niveles se busca conocer el refuerzo en toda la altura (las solicitaciones indicadas son el resultado de LA COMBINACIÓN MAS CRITICA, sacar ETABS).

NIVEL	UDWaiS4				
	P_{ui} tonnef	V_{ui} 2-2 tonnef	V_{ui} 3-3 tonnef	M_{ui} 2-2 tonnef-m	M_{ui} 3-3 tonnef-m
Techo 1	267.57	249.02	14.72	38.58	1256.43
Techo 2					
Techo 3					
Techo 4					
Techo 5					

UDWaiS ()

DATOS DE MATERIALES

f_c	350 kg/cm ²	
f_y	4200 kg/cm ²	
ϕ_f	0.90	
ϕ_v	0.75	
ϕ_c	0.65	
E_c	282495.13	Kgf/cm ²
E_s	2100000.00	Kgf/cm ²
ϵ_y	0.002	deformación cedente del acero
ϵ_{cu}	0.003	deformación ultima del concreto
$\epsilon_{sm} = \epsilon_t$	0.005	deformación mínima del acero para falla controlada por tracción

DIAMETROS DE ACEROS DE REFUERZO.

Pulg	Cms	AREA cm ²
3/8"	0.95	0.71
1/2"	1.27	1.27
5/8"	1.59	1.98
3/4"	1.91	2.85

Flexural Design for P, M ₁ and M ₂					
Station	D/C	Flexural	P _u tonf	M _{u1} tonf-m	M _{u3} tonf-m
Top	0.229	UDWaiS3	762.3008	38.5882	457.1237
Bottom	0.783	UDWaiS4	267.5787	-34.5531	1256.4264

1) VERIFICACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DEL MURO

Se requiere revisar la relación de esbeltez del muro, a fin de garantizar que el mismo tenga un comportamiento principalmente a flexión.

l_w	5.25 m
h_w	38.85 m
h_w/l_w	7.40

$$\frac{h_w}{l_w} > 2 \dots \dots \dots \text{Muro a Flexión}$$

$$\frac{h_w}{l_w} \leq 2 \dots \dots \dots \text{Muro a Corte}$$

Muro con Comportamiento a Flexión

2) NÚMERO DE CAPAS DE REFUERZO

Deben usarse al menos 02 capas de acero de refuerzo cuando se cumplen alguna de las siguientes condiciones:

$$V_u > 0.53 A_{cv} \lambda \sqrt{F'c} \quad \text{and} \quad \frac{h_w}{l_w} > 2$$

λ	1	Area gruesa
A_{cv}	26250 cm ²	Tonnef
$V_u = Vu0$	249.02	Tonnef
$0.53 A_{cv} \lambda \sqrt{F'c}$	260.28	Tonnef

N° Capas	2
----------	---

Tabla 19.2.4.1(a) — Valores de λ para concreto liviano con base en la densidad de equilibrio

w_c (kg/m ³)	λ	
≤ 1600	0.75	(a)
$1600 < w_c \leq 2160$	$0.00047 w_c \leq 1.0$	(b)
> 2160	1.0	(c)

Tabla 19.2.4.1(b) — Valores de λ para concreto liviano con base en la composición de los agregados

Concreto	Composición de los agregados	λ
Todos livianos	Fino: ASTM C330M Grueso: ASTM C330M	0.75
Liviano, mezcla fina	Fino: Combinación de ASTM C330M y C33M Grueso: ASTM C330	0.75 a 0.85 ⁽¹⁾
Arena, liviana	Fino: ASTM C33M Grueso: ASTM C330M	0.85
Arena-liviana, Mezcla gruesa	Fino: ASTM C33M Grueso: Combinación de ASTM C330M y C33M	0.85 a 1.00 ⁽²⁾

3) CUANTÍA MÍNIMA Y MÁXIMA DEL ACERO DE REFUERZO

Cuantiá Mínima	p_{min}	A_{smin}
$p_{longmin}$	0.25%	65.63 cm ²
$p_{transvmin}$	0.25%	485.63 cm ²

Cuantiá Máxima	p_{max}	A_{smax}
$p_{longmax}$	4%	1050.00 cm ²

Acero prediseño 85.6
Cuantiá prediseño 0.33%

4) DESCRIPCIÓN DEL ACERO LONGITUDINAL A UTILIZAR

Pegar la imagen del ETABS, del shear wall design:

115

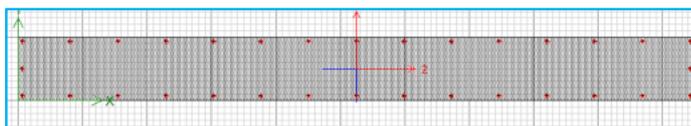
1016

SeP _{Dist_{normativa}}	45.00 cm
---	----------

16 de ϕ 3/4"

16 de ϕ 3/4"

$$S = \frac{l_w - 2r_c}{N_{\phi c} - 1}$$



Pulg	Cms	AREA cm ²
3/8"	0.95	0.71
1/2"	1.27	1.27
5/8"	1.59	1.98
3/4"	1.91	2.85
7/8"	2.22	3.88
1"	2.54	5.07
1 1/8"	2.86	6.41
1 1/4"	3.18	7.92
1 3/8"	3.49	9.58
1 1/2"	3.81	11.4

S _{coloc}	34.33 cm	As _{coloc}	91.2 cm ²
ρ _{lon,coloc}	0.35%	OK	

5) DISEÑO A FLEXOCOMPRESIÓN-DIAGRAMA MINORADO ØC=0.65; ØF=0.90; α=0.80

Pegar el diagrama de iteración del ETABS.

Point	Curve #1			Curve #2			Curve #3			Curve #4			Curve #5		
	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
N*1	4245.2136	0	0	4245.2136	0	0	4245.2136	0	0	4245.2136	0	0	4245.2136	0	0
N*2	4245.2136	0	1040.231	4245.2136	5.8287	914.459	4245.2136	12.5393	763.7258	4245.2136	20.64	560.2185	4245.2136	21.6655	398.0385
N*3	4245.2136	0	1830.452	4245.2136	5.7713	1746.5796	4245.2136	12.5427	1644.3917	4245.2136	21.7749	1497.4135	4245.2136	37.5351	1223.9443
N*4	4067.0615	0	2475.052	4101.3881	5.8245	2423.4864	4141.4149	12.6931	2359.6846	4196.0071	22.0214	2267.12	4245.2136	37.9719	2092.6518
N*5	3666.4248	0	2972.252	3690.3937	5.9378	2944.5695	3718.6432	12.892	2909.5602	3756.9985	22.3426	2857.4698	3822.2246	38.5013	2756.2339
N*6	3260.8392	0	3323.517	3275.1074	6.136	3311.0912	3290.7939	13.0978	3295.0514	3312.7422	22.7283	3269.1859	3350.8819	39.1639	3214.9672
N*7	2848.5924	0	3531.391	2852.374	6.3146	3526.1305	2856.0826	13.4233	3518.5901	2861.7648	23.2192	3505.1434	2871.3079	40.0082	3472.952
N*8	2425.6615	0	3598.448	2419.1509	6.4617	3592.2854	2411.4925	13.8811	3583.3847	2400.5252	23.7739	3567.8024	2381.1067	41.1313	3532.0503
N*9	2269.1553	0	3893.615	2251.6387	7.1536	3880.939	2231.1567	15.4154	3863.546	2203.2127	26.328	3836.2716	2154.9147	45.8616	3773.7124
N*10	2102.83	0	4142.311	2071.4644	8.1438	4112.1273	2095.3908	17.4863	4074.1897	1985.5399	29.976	4015.8691	1899.5765	52.1325	3897.3803
N*11	1788.004	0	4049.064	1741.3206	8.8506	3990.0071	1686.924	19.1886	3915.9467	1613.2197	33.0967	3807.9685	1482.7576	57.312	3594.9132
N*12	1265.294	0	3353.158	1205.4441	8.9386	3256.7994	1136.6878	19.2619	3140.3518	1043.3737	33.1724	2972.7038	879.4028	57.2981	2649.8675
N*13	740.654	0	2459.597	668.6404	8.7692	2318.9368	586.0434	18.9688	2150.3899	471.645	33.2032	1904.0096	277.5151	56.3694	1452.1756
N*14	216.5764	0	1374.142	133.6613	8.4633	1182.5454	33.0208	19.0496	940.3413	-85.1074	29.0736	645.7979	-168.0885	29.2275	435.8695
N*15	-343.3696	0	0	-343.3696	0	0	-343.3696	0	0	-343.3696	0	0	-343.3696	0	0

PUNTOS	M33			
	0° (M33')		180° (M33')	
	ØPn	ØM3	ØPn	ØM3
1	4245.21	0.0	4245.2	0
2	4245.21	1040.2	4245.2	-1040
3	4245.21	1830.5	4245.2	-1830
4	4067.06	2475.1	4067.1	-2475
5	3666.42	2972.3	3666.4	-2972
6	3260.84	3323.5	3260.8	-3324
7	2848.59	3531.4	2848.6	-3531
8	2425.66	3598.4	2425.7	-3598
9	2269.16	3893.6	2269.2	-3894
10	2102.83	4142.3	2102.8	-4142
11	1788.00	4049.1	1788.0	-4049
12	1265.29	3353.2	1265.3	-3353
13	740.65	2459.6	740.7	-2460
14	216.58	1374.1	216.6	-1374
15	-343.37	0.0	-343.4	0

$$C_c = 0.85F'_c x (b_1 x b_2 - A_s)_{total}$$

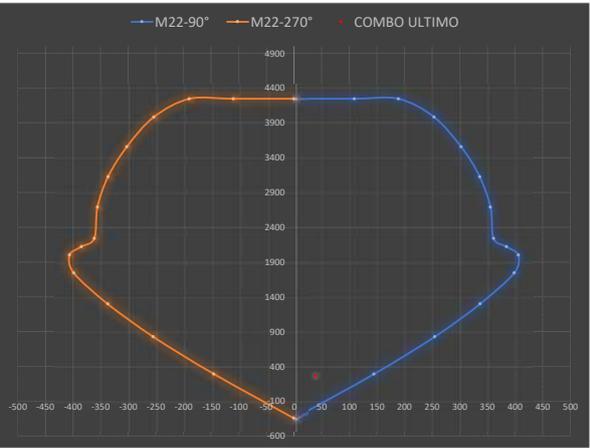
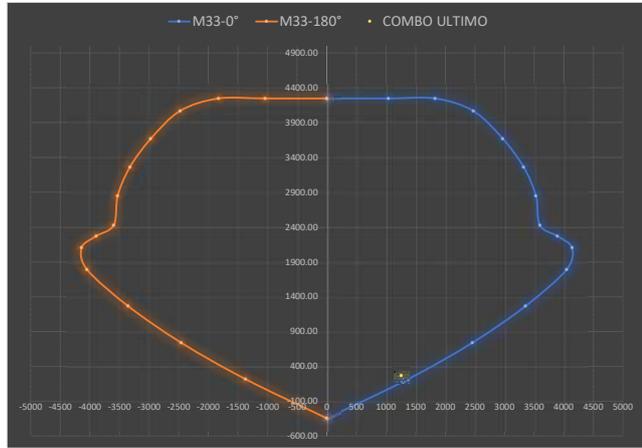
α 0.8
Ø 0.65

350 Kg/cm²
8165.3
5307.4
4245.9 ton

PUNTOS	M22			
	90° (M22')		270° (M22')	
	ØPn	ØM2	ØPn	ØM2
1	4245.2136	0	4245.2136	0
2	4245.2136	109.4258	4245.2136	-109.4258
3	4245.2136	189.1803	4245.2136	-189.1803
4	3983.5173	253.4036	3983.5173	-253.4036
5	3558.2008	302.3017	3558.2008	-302.3017
6	3127.3733	336.1899	3127.3733	-336.1899
7	2688.5104	355.5757	2688.5104	-355.5757
8	2238.3651	361.3327	2238.3651	-361.3327
9	2121.2906	384.5141	2121.2906	-384.5141
10	2001.2032	406.2277	2001.2032	-406.2277
11	1746.1545	398.6946	1746.1545	-398.6946
12	1299.0244	336.7803	1299.0244	-336.7803
13	825.8792	254.5559	825.8792	-254.5559
14	290.6821	144.9392	290.6821	-144.9392
15	-343.3696	0	-343.3696	0

NIVEL	P _{ui} tonnef	V _{ui} 2-2 tonnef	V _{ui} 3-3 tonnef	M _{ui} 2-2 tonnef-m	M _{ui} 3-3 tonnef-m
Nivel 0	267.57	249.02	14.72	38.58	1256.43
Nivel 1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Nivel 2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Nivel 3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Nivel 4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Flexural Design for P, M ₁ and M ₂					
Station	D/C	Flexural	P _u tonf	M _{u1} tonf-m	M _{u2} tonf-m
Top	0.229	UDWal/S3	762.3008	38.5882	45
Bottom	0.783	UDWal/S4	267.5787	-34.5531	1256.43



6) DETERMINACIÓN DEL MOMENTO MÁXIMO PROBABLE (Mpr) EN LA BASE DEL MURO ØC=1.00; ØF=1.00; F_s=1.25F_y

Para definir el momento máximo probable es necesario obtener el diagrama de iteración del muro sustituyendo los valores de F_y por 1.25F_y. Y colocar el factor de minoración igual a 1.

Esto se calcula para el diseño por cortante del muro por CAPACIDAD

Pegar el diagrama de iteración del ETABS,

Point	Curve #1			Curve #2			Curve #3			Curve #4			Curve #5		
	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
N*1	6607.4022	0	0	6607.4022	0	0	6607.4022	0	0	6607.4022	0	0	6607.4022	0	0
N*2	6607.4022	0	1656.683	6607.4022	9.1495	1462.6495	6607.4022	19.7205	1229.7081	6607.4022	32.4991	915.2839	6607.4022	34.626	662.827
N*3	6607.4022	0	2870.63	6607.4022	9.09	2740.546	6607.4022	19.7489	2582.0972	6607.4022	34.2213	2354.5769	6607.4022	59.0418	1930.4769
N*4	6281.0447	0	3859.554	6333.1245	9.2023	3779.082	6394.1815	19.9743	3679.984	6477.236	34.6446	3535.7848	6607.4022	59.7145	3264.0147
N*5	5662.7533	0	4621.6	5698.9903	9.3193	4577.936	5741.7518	20.22	4522.897	5799.5146	35.1198	4440.2934	5898.2482	60.5306	4280.769
N*6	5037.0105	0	5159.131	5058.2419	9.6467	5138.8023	5081.5954	20.5816	5112.6179	5114.2441	35.7112	5070.4674	5170.8973	61.5466	4982.3932
N*7	4400.7345	0	5475.566	4406.0561	9.8412	5466.5399	4410.7504	21.0531	5452.8167	4418.2743	36.467	5429.5472	4430.9912	62.8469	5375.087
N*8	3748.8722	0	5576.511	3737.8819	10.1729	5565.0649	3724.9541	21.8583	5548.9952	3707.1461	37.3103	5522.876	3674.9177	64.57	5462.045
N*9	3151.7283	0	5476.823	3126.9136	10.3732	5455.7894	3098.2997	22.2339	5428.679	3059.4201	38.1528	5383.8001	2991.8857	66.1761	5287.4601
N*10	2555.0923	0	5149.468	2516.3814	10.3598	5109.8594	2471.8023	22.2073	5060.5943	2409.9381	38.0896	4984.4878	2303.7604	66.107	4830.3771

N°11	1959.5042	0	4596.024	1906.1695	10.214	4528.0968	1845.0719	22.1168	4443.7862	1761.646	38.2953	4318.7564	1614.691	65.9274	4075.3434
N°12	1363.9161	0	3818.817	1296.6342	10.214	3711.213	1217.9311	22.184	3578.0565	1111.0869	38.2365	3384.6958	927.297	65.6436	3020.2104
N°13	768.3281	0	2817.847	686.5026	10.3425	2658.6647	590.6638	22.361	2462.0422	461.7639	38.1769	2183.6476	242.7761	64.5594	1676.4017
N°14	172.74	0	1593.114	74.7334	10.5143	1366.0824	-38.2424	22.361	1093.6903	-171.2224	34.0366	762.421	-265.0125	34.2399	525.373
N°15	-476.9023	0	0	-476.9023	0	0	-476.9023	0	0	-476.9023	0	0	-476.9023	0	0

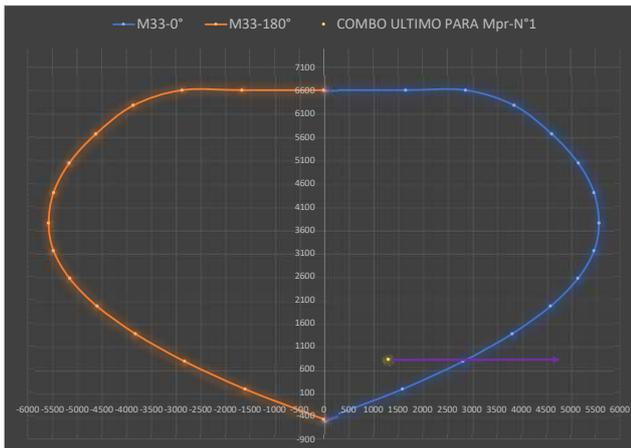
PUNTOS	M33			
	0° (M33')		180° (M33')	
	ØPn	ØM3	ØPn	ØM3
1	6607.40	0.0	6607.4	0
2	6607.40	1656.7	6607.4	-1657
3	6607.40	2870.6	6607.4	-2871
4	6281.04	3859.6	6281.0	-3860
5	5662.75	4621.6	5662.8	-4622
6	5037.01	5159.1	5037.0	-5159
7	4400.73	5476.6	4400.7	-5476
8	3748.87	5576.5	3748.9	-5577
9	3151.73	5476.8	3151.7	-5477
10	2555.09	5149.5	2555.1	-5149
11	1959.50	4596.0	1959.5	-4596
12	1363.92	3818.8	1363.9	-3819
13	768.33	2817.8	768.3	-2818
14	172.74	1593.1	172.7	-1593
15	-476.90	0.0	-476.9	0

PUNTOS	M22			
	90° (M22')		270°(M22')	
	ØPn	ØM2	ØPn	ØM2
1	6607.4022	0	6607.4022	0
2	6607.4022	177.9812	6607.4022	-177.9812
3	6607.4022	300.6804	6607.4022	-300.6804
4	6173.1978	399.4854	6173.1978	-399.4854
5	5518.8646	474.7134	5518.8646	-474.7134
6	4856.0532	526.849	4856.0532	-526.849
7	4180.8794	556.6733	4180.8794	-556.6733
8	3488.3482	565.5303	3488.3482	-565.5303
9	2943.996	552.8708	2943.996	-552.8708
10	2435.7619	513.5984	2435.7619	-513.5984
11	1920.0564	457.9272	1920.0564	-457.9272
12	1398.2772	385.0381	1398.2772	-385.0381
13	866.9727	292.4737	866.9727	-292.4737
14	272.3092	170.6773	272.3092	-170.6773
15	-476.9023	0	-476.9023	0

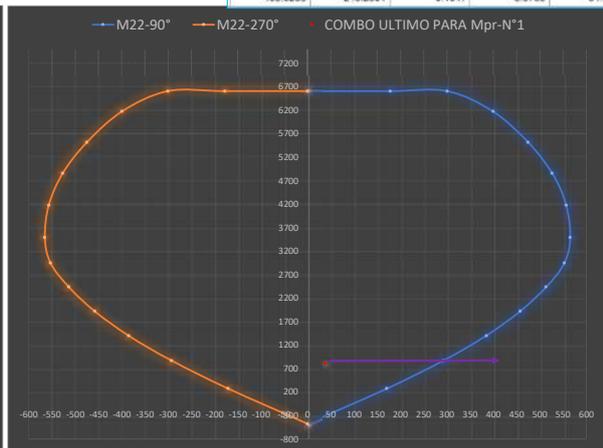
Se tiene que escoger la combinación para el cual se tenga el mayor momento.

NIVEL	P _{ui} tonnef	V _{ui} 2-2 tonnef	V _{ui} 3-3 tonnef	M _{ui} 2-2 tonnef-m	M _{ui} 3-3 tonnef-m
Techo 1	812.00	249.02	14.72	38.58	1309.99
Techo 2					
Techo 3					
Techo 4					
Techo 5					
Techo 6					
Techo 7					
Techo 8					
Techo 9					
Techo 10					

P tonf	V2 tonf	V3 tonf	T tonf-m	M2 tonf-m
-611.8604	2.3596	-8.857	-6.847	27.06
-665.966	2.3596	-8.657	-6.847	-26.17
-654.4517	0.8217	-11.3203	-9.1083	34.22
-706.9994	0.8217	-11.3203	-9.1083	-35.1
-536.3542	249.0281	-6.2319	-6.3186	38.54
-586.7896	249.0281	-6.2319	-6.3186	-12.81
-762.3008	-246.1469	-14.7204	-10.4466	25.46
-812.7274	-246.1469	-14.7204	-10.4466	-52.6
-236.5469	248.9359	-0.7026	-1.8406	22.01
-267.5787	248.9359	-0.7026	-1.8406	4.61
-462.4935	-246.2391	-9.1911	-5.9765	8.85
-493.5253	-246.2391	-9.1911	-5.9765	-34.55



Mpr (momento máximo probable) 3-3 **2800** Tonnef-m



Mpr (momento máximo probable) 2-2 **230** Tonnef-m

7) CALCULO DE LA DEMANDA POR CORTE FINAL V2-2 (Vu - demanda ultima mayorada); (Ve - demanda por capacidad)

La fuerza cortante Ve se calcula con la siguiente expresión

Vu=Vu0	249.02	Tonnef
Mu=Mu0	1256.43	Tonnef-m
Ω _v	2.23	
w _v	1.66	
Ve	747.06	Tonnef

$$V_c = (\Omega_v w_v V_u \leq 3V_u)$$

Donde:

Vu: corte ultimo mayorado, en la base del muro

Ω_v: Es el factor de sobre-resistencia en la sección crítica y se define según la tabla siguiente:

Tabla 18.10.3.1.2 — Factor de sobre-resistencia Ω_v en la sección crítica

Condición	Ω _v
$\bar{h}_{wcz} / \ell_w > 1.5$	El mayor entre $M_{pr} / M_u^{(1)}$ y 1.5 ⁽²⁾
$\bar{h}_{wcz} / \ell_w \leq 1.5$	1.0

⁽¹⁾ Para las combinaciones de carga que produzcan el mayor valor de Ω_v.

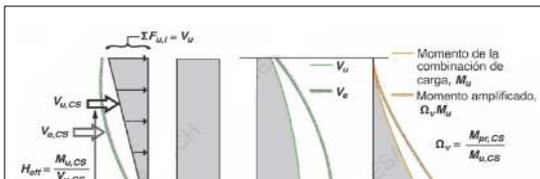
⁽²⁾ A menos que un análisis más detallado demuestre un valor menor, pero no menor que 1.0.

w_v: Es el factor para tener en cuenta la amplificación dinámica de cortante y se determina:

$$hw/w < 2 \dots\dots\dots = 1$$

$$w_v = 0.9 + \frac{n_s}{10} \dots\dots\dots n_s \leq 6$$

$$w_v = 1.3 + \frac{n_s}{30} \dots\dots\dots n_s > 6$$





n_s ; no debe tomarse menor a 0.00028hw (hw en mm)

n_s	10.878
-------	--------

Para incluir la demanda de corte V_e en la base del muro en ETABS, será necesario definir un factor de amplificación de la fuerza sísmica, el cual se determina de la siguiente manera:

$$\Omega_{sismo} = \frac{V_e}{V_u}$$

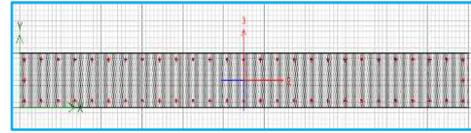
$$\Omega_{sismo} = 3$$

8) RESISTENCIA POR CORTANTE DEL MURO 2-2

Se propone un distribución de acero transversal para su verificación:

$V_e =$	747.06	Tonnes	Vcort capacidad
ϕ diametro barra transv	1/2"		
N°barras (2-2)	4		$V_{trans,prop} = \frac{A_v}{\phi_w S}$
Separación max(cm)	45		
Separación (cm)	10		OK
Cuántia Mínima	p_{min}	As_{min}	
$p_{transv, min}$	0.25%	485.63 cm ²	
Cuántia Propuesto	p_{prop}	As_{prop}	
$p_{transv, prop}$	1.02%	1973.58 cm ²	OK

Pulg	Cms	AREA cm ²	
3/8"	0.95	0.71	
1/2"	1.27	1.27	
5/8"	1.59	1.98	
3/4"	1.91	2.85	
7/8"	2.22	3.88	
1"	2.54	5.07	
1 1/8"	2.86	6.41	
1 1/4"	3.18	7.92	
1 3/8"	3.49	9.58	
1 1/2"	3.81	11.4	



$$\alpha_c = 0.53$$

Coefficiente para cortante

$$\phi_v = 0.75$$

Factor de minoración de resistencia al corte

$$V_n = A_{cv}(\alpha_c \sqrt{f'_c} + p_{trans,prop} F_y)$$

$$V_u \leq \phi_v V_{n,limite}$$

$$V_{n,limite} \leq 2.12 A_{cv} (\sqrt{f'_c})$$

$$D/C = \frac{V_e}{\phi_v V_n}$$

$$Tasa de acero_{transv} = \frac{A_v}{S}$$

$V_n =$	1380.42	Tonnes	Resistencia nominal a cortante del muro
$\phi V_n =$	1035.31		

$V_{n,limite} =$	1041.12	Tonnes	Resistencia nominal limite a cortante del muro
$\phi V_{n,limite} =$	780.84		CUMPLE

$V_e =$	747.06	Tonnes
---------	--------	--------

Demanda/Capacidad 0.72 CUMPLE

9) EVALUACIÓN DE REQUERIMIENTO DE MIEMBROS DE BORDE

Se requiere elementos de borde si al menos uno de los métodos siguientes no cumple:

METODO 1 - REVISIÓN DE LA PROFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO

ESTRUCTURA REGULAR

$$\delta_{lat,elastico} = 12.56 \text{ mm}$$

Deformación para el caso de SISMO

$$Cd = (0.75 - 0.85)R = 3.38$$

Poner en el ETABS

$$\delta_{u,inelastico} = (\delta_{lat,elastico})(Cd) = 64.00 \text{ mm}$$

$$C_{lim} = \frac{l_w}{600 \times 1.5 \times \text{FACTOR}}$$

$$\delta_u/hw = 0.0016$$

Desplazamiento relativo inelástico en el tope del muro obtenido del modelo de análisis.

$$\text{FACTOR} = 0.005$$

Factor para el limite de la deriva inelastica del muro

$$C_{lim} = 116.67 \text{ cm}$$

profundidad limite del eje NEUTRO para que no se requieran elementos de borde.

Profundidad del Eje Neutro - Sacar ETABS

STATION	DEPTH	...
...

Esto es cuadro del del primer nivel, verificar para los siguientes niveles (hacer click en diseño - design to be checked)

STATION LOCATION	C depth
------------------	---------

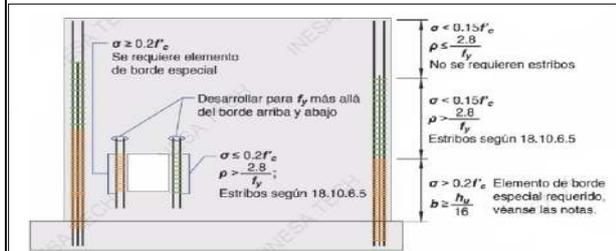
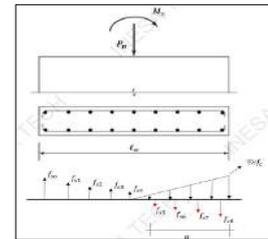
METODO 2 - REVISIÓN DEL ESFUERZO DE COMPRESIÓN MÁXIMO

Si el esfuerzo máximo en la fibra de compresión supera el valor de $0.2f'_c$, implica que se requieren elementos de borde.

$$Esf_{c,max} = 70.00 \text{ kgf/cm}^2$$

Una vez se activa esta condición, requerimiento del elemento de borde especial en una determinada sección crítica, los mismos se extenderán hasta que el esfuerzo máximo en la fibra de compresión sea menor a $0.15f'_c$.

$$Esf_{c,lim} = 52.50 \text{ kgf/cm}^2$$



Nota: El requisito de tener elementos especiales de borde se activa si el refuerzo máximo en la fibra extrema de compresión $\geq 0.2f'_c$. Una vez se activa, el elemento especial de borde se extiende hasta que $\sigma < 0.15f'_c$. Debido a que $hw/lws \geq 2$; 18.10.6.4No aplica

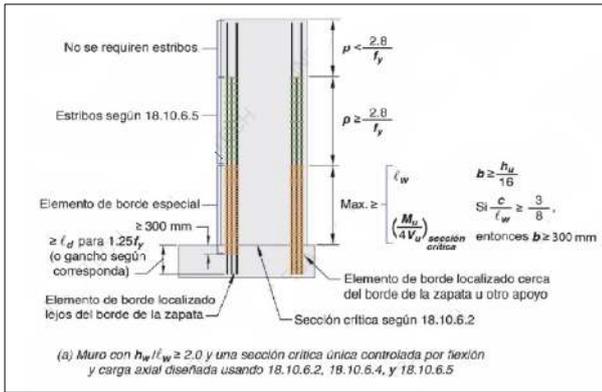
Se tiene que escoger la combinación

$$R_{csf} = \frac{P_{u,L}}{S} + \frac{6M_{u,L}}{l}$$

Semisotano	92.06	NO REQUIERE ELEMENTOS DE BORDE
1 nivel	94.41	NO REQUIERE ELEMENTOS DE BORDE
2 nivel		NO REQUIERE ELEMENTOS DE BORDE
3 nivel		NO REQUIERE ELEMENTOS DE BORDE
4 nivel		NO REQUIERE ELEMENTOS DE BORDE
5 nivel		NO REQUIERE ELEMENTOS DE BORDE
6 nivel		NO REQUIERE ELEMENTOS DE BORDE
7 nivel		NO REQUIERE ELEMENTOS DE BORDE
8 nivel		NO REQUIERE ELEMENTOS DE BORDE

Si el muro requiere elementos de borde bajo esta condición, la altura mínima antes de descontinuar el confinamiento debe ser el maximo de los siguientes:

$h_{confinamiento} = l_w$	5.25 m
$h_{confinamiento} = (M_u/4V_u)$	1.26 m
$h_{confinamiento} = l_w$	5.25 m



para el cual se tenga el mayor momento.

$$f_{cr} = A_{cw}^{-1} b w l_w^2$$

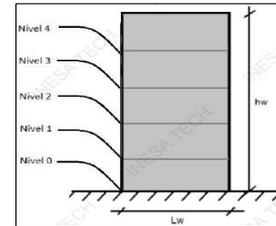
Esfuerzo Compresión	C depth kgf/cm2	
Nivel 0_Semisotano	58.17	NO REQUIERE ELEMENTOS DEBORDE
Nivel 1_TECHO 1	87.99	REQUIERE ELEMENTOS DE BORDE
Nivel 1_TECHO 2	44.31	NO REQUIERE ELEMENTOS DEBORDE
Nivel 1_TECHO 3	0.00	NO REQUIERE ELEMENTOS DEBORDE
Nivel 1_TECHO 4	0.00	NO REQUIERE ELEMENTOS DEBORDE
Nivel 1_TECHO 5	0.00	NO REQUIERE ELEMENTOS DEBORDE
Nivel 1_TECHO 6	0.00	NO REQUIERE ELEMENTOS DEBORDE
Nivel 1_TECHO 7	0.00	NO REQUIERE ELEMENTOS DEBORDE
Nivel 1_TECHO 8	0.00	NO REQUIERE ELEMENTOS DEBORDE
Nivel 9_TECHO 10	0.00	NO REQUIERE ELEMENTOS DEBORDE

Verificar con ETABS, solo verificar para el primer nivel a modo de comprobación:

Boundary Element Check (ACI 18.10.6.3, 18.10.6.4)										
Station Location	ID	Edge Length (cm)	Governing Combo	P _u (kgf)	M _u (kgf-cm)	Stress Comp (kgf/cm ²)	Stress Limit (kgf/cm ²)	C Depth (cm)	C Limit (cm)	
Top-Left	Leg 1	Not Required	UDWalS3	762300.8	45712374.71	9.14	70			
Top-Right	Leg 1	Not Required	UDWalS3	762300.8	45712374.71	48.94	70			
Bottom-Left	Leg 1	47.209	UDWalS3	812727.43	-107128467	77.6	70	94.418	116.667	
Bottom-Right	Leg 1	47.209	UDWalS3	812727.43	130996821.2	87.99	70	94.418	116.667	

Esto implica que el elemento de borde del muro debe desarrollarse desde:

Desde	Semisotano
Hasta	Nivel 1

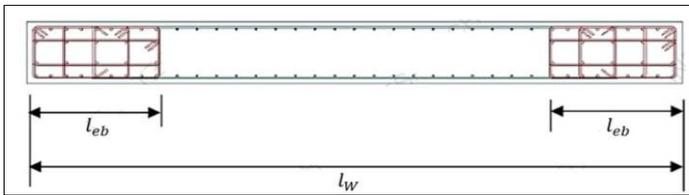


En Conclusión REQUIERE ELEMENTOS DE BORDE

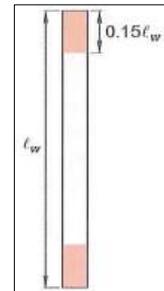
10) GEOMETRIA DE LOS ELEMENTOS DE BORDE

10.1 LONGITUD DEL ELEMENTO DE BORDE

El elemento de borde debe extenderse a una distancia horizontal desde la fibra extrema en compresión hasta el mayor de los siguientes valores:



0.15l_w 78.75 cm



$C_{cal} = C_{cal,0}$ 92.06

Profundidad máxima del eje neutro, medida desde la fibra extrema a compresión, en la base del Muro.

$l_{eb1} = C_{cal,0} \cdot 0.1l_w$ 39.56 cm

Condición N°1, para la longitud del elemento de borde.

$l_{eb2} = C_{cal,0}/2$ 46.03 cm

Condición N°2, para la longitud del elemento de borde.

l_{eb_min} 46.03 cm

Longitud mínima del elemento de borde.

l_{eb} 100.00 cm

Longitud del elemento de borde seleccionado (propuesto)

(Este valor viene condicionado por el área de acero que se genera, por el metodo simplificado T=C), se recomienda estar entre 10%-20% del l_w.

10.2 DEFINICIÓN DEL ESPESOR DEL ELEMENTO DE BORDE

$b_{eb,1} = b_w$ 50.00 cm

Espesor mínimo del elemento de borde, en función del espesor del muro.

$b_{eb,2} = \max(30; h_w/16)$ 38.4375 cm

Espesor mínimo del elemento de borde, en función a la relación de esbeltez del muro

b_{eb_min} 50.00 cm

Espesor mínimo definitivo del elemento de borde

b_{eb} 50.00 cm

Es necesario comprobar que el espesor genere valores racionales de cuantía de refuerzo.

P _u (tonf)	V ₂ (tonf)	V ₃ (tonf)	T (tonf-m)	M ₂ (tonf-m)
-611.6604	2.3596	-8.657	-6.847	27.96
-665.966	2.3596	-8.657	-6.847	-26.171
-654.4517	0.8217	-11.3203	-9.1063	34.22
-700.9994	0.8217	-11.3203	-9.1063	-35.31
-536.3542	249.0261	-6.2319	-6.3186	38.581
-586.7808	249.0261	-6.2319	-6.3186	-12.811
-762.3008	-246.1469	-14.7204	-10.4466	25.45
-812.7274	-246.1469	-14.7204	-10.4466	-52.01
-236.5469	248.9359	-0.7026	-1.8486	22.03
-267.5787	248.9359	-0.7026	-1.8486	4.63
-462.4935	-246.2391	-9.1911	-5.9765	8.89
-493.5253	-246.2391	-9.1911	-5.9765	-34.55

11) CALCULO DE ACERO LONGITUDINAL EN ELEMENTOS DE BORDE - (METODO SIMPLIFICADO T=C)

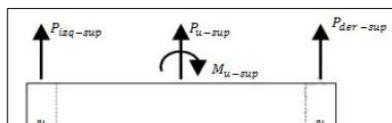
Con la geometría especificada, se procede a obtener en la base del muro, las fuerzas axiales en cada uno de los elementos de borde, uno en tracción y otro en compresión.

$$P_{tracción} = \frac{P_u}{2} - \frac{M_u}{l_w - 0.5l_{eb} - 0.5l_{eb}}$$

P _{tracción}	-161.85 tonnef
P _{compresión}	429.42 tonnef

$$P_{compresión} = \frac{P_u}{2} + \frac{M_u}{l_w - 0.5l_{eb} - 0.5l_{eb}}$$

Carga axial tracción en Elemento Borde	
Carga axial compresión en Elemento Borde	



$$A_{eb} = b_{eb} \times l_{eb} = 5000.00 \text{ cm}^2$$

Area gruesa del Elemento de Borde.

11.1. Area de acero longitudinal por tracción

$$\phi_{tracción} = 0.90$$

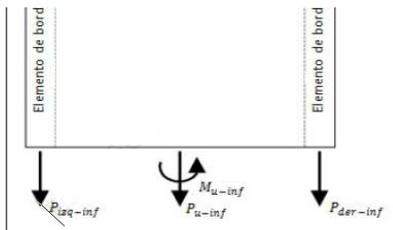
Factor de minoración para Tracción

$$A_{s_tracción} = - \frac{P_{tracción}}{\phi_{tracción} F'_y}$$

Nota: Si $P_{tracción}$ es (+), la misma se encuentra en compresión.

$$A_{s_tracción} = 42.82 \text{ cm}^2$$

Area de acero longitudinal requerida por tracción.



11.2. Area de acero longitudinal por compresión

$$\phi_{compresión} = 0.65$$

Factor de minoración para Compresión

$$f_{cp} = 0.80$$

Factor para carga axial por excentricidad horizontal

$$P_n = f_{cp} \phi_{compresión} (0.85 F'_c (A_{eb} - A_{s_compresión}) + F'_y A_{s_compresión})$$

Resistencia a compresión de un miembro de concreto armado.

$$A_{s_compresión} = - \frac{\frac{P_{compresión}}{0.8 \phi_{compresión}} - 0.85 F'_c A_{eb}}{F'_y - 0.85 F'_c}$$

Area de acero longitudinal requerida por compresión.

$$A_{s_compresión} = 0.00 \text{ cm}^2$$

Area de acero longitudinal requerida por compresión.

$$A_{s_requerida_Eb} = 42.82 \text{ cm}^2$$

Area de acero longitudinal requerida definitiva en Elemento de Borde.

ACERO EN ELEMENTO DE BORDE

$S = 6.99$
 $l_{eb} = 100.0 \text{ cm}$

$AS = 42.82 \text{ cm}^2$

As(und)	D (cm)
2.85	1.91

As SUGERIDO : 16 ϕ de 3/4"

As USAR : 30 ϕ de 3/4"

As usar: 85.50 cm²

Pulg	Cms	AREA cm ²
3/8"	0.95	0.71
1/2"	1.27	1.27
5/8"	1.59	1.98
3/4"	1.91	2.85
7/8"	2.22	3.88
1"	2.54	5.07
1 1/8"	2.86	6.41
1 1/4"	3.18	7.92
1 3/8"	3.49	9.58
1 1/2"	3.81	11.4

ARMADO PROPUESTO ELEMENTO DE BORDE		
	SUGERENCIA	USAR
N° Barras X _{sup_e_inf}	12.00	11.00
N° Barras Y _{izq_e_der}	5.00	6.00

OK

ρ_{long_eb}	1.71%	85.50 cm ²
ρ_{long_min}	0.25%	12.50 cm ²
ρ_{long_max}	4.00%	200.00 cm ²

Cuántia colocado real de acero longitudinal en el Elemento de Borde

12) VERIFICACIÓN SIMPLIFICADA DEL ACERO LONGITUDINAL DE LOS ELEMENTOS DE BORDE - DETERMINACIÓN RESISTENCIA A FLEXIÓN

Si se considera un muro con elementos de borde donde se concentra el acero requerido por flexión, se puede plantear un equilibrio directo de la fuerza de tracción y compresión en los extremos incluyendo la fuerza axial última N_u , con el cual se determina la profundidad del eje neutro, y con ello el momento resistente M_n , finalizando con la relación: DEMANDA/CAPACIDAD correspondiente.

$$N_u = P_{u0} = 267.57 \text{ tonnef}$$

Fuerza axial última

$$M_u = M_{u0} = 1256.43 \text{ tonnef.m}$$

Fuerza axial última

$$A_{s_col_Eb} = 85.50 \text{ cm}^2$$

Fuerza axial última

$$T_{tracción} = 359.10 \text{ Tonnef}$$

Tracción resistente

$$a = - \frac{T + N_u}{0.85 F'_c b_{eb}}$$

$$C = 0.85 F'_c b_{eb} a$$

$$d_{cc} = l_w - \frac{l_{eb}}{2}$$

$$a = 42.13 \text{ cm}$$

Profundidad del bloque equival.

$$c_{simpl} = 52.66 \text{ cm}$$

Whitney
Profundidad del eje neutro.

$$c_{max} = 195.00 \text{ cm}$$

Profundidad máxima del eje neutro, para una falla controlada por tracción

OK

$$\phi_{minoración} = 0.90$$

Factor de minoración

$$C = 626.67 \text{ Tonnef}$$

Componente de Comp. Concreto

$$d_{cc} = 475.00 \text{ cm}$$

Distancia desde el extremo comprimido al centroide del elemento de borde en tracción

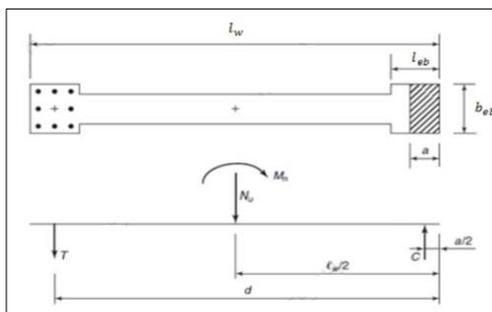
$$M_n = 2276.09 \text{ Tonnf.m}$$

Momento resistente

$$\phi M_n = 2048.48 \text{ Tonnf.m}$$

Momento resistente minorado

$$\text{Demanda/Capacidad} = 0.61 \text{ CUMPLE}$$



$$c_{max} = \left(\frac{E_{cu}}{E_{s_min} + E_{cu}} \right) d$$

$$M_n = T \left(d_{cc} - \frac{a}{2} \right) + (N_u) \left(\frac{l_w - a}{2} \right)$$

13) REFUERZO TRANSVERSAL (ACERO POR CORTANTE) EN ELEMENTOS DE BORDE - ESTRIBOS

Consideraciones a tener en cuenta:

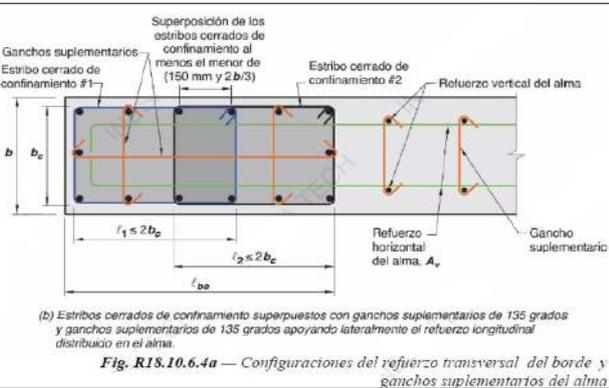
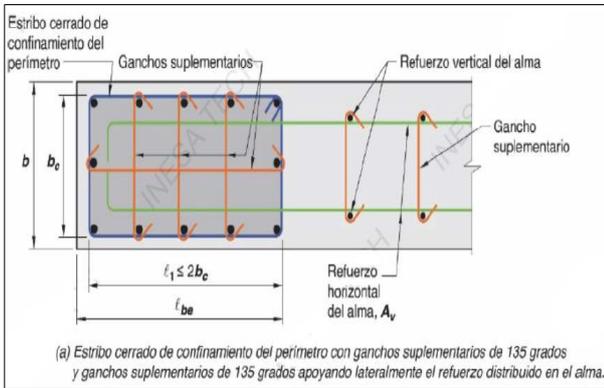
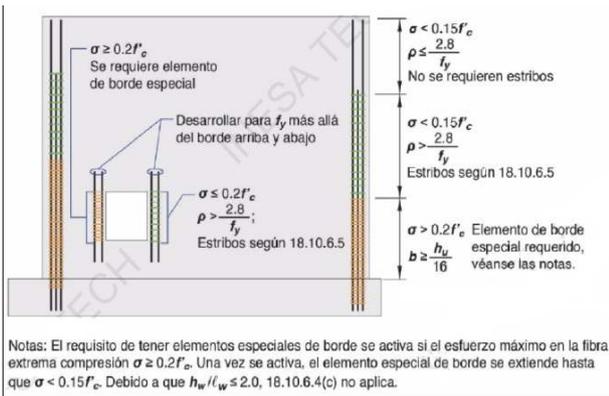
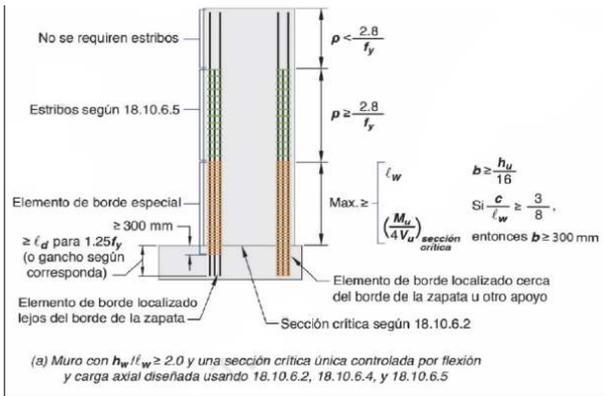


Fig. R18.10.6.4a — Configuraciones del refuerzo transversal del borde y ganchos suplementarios del alma

PROPUESTA DEL ACERO TRANSVERSAL

Se propone una configuración de acero transversal para los elementos de borde, y se realiza la verificación normativa.

	Pulg	Cms	AREA cm ²
	3/8"	0.95	0.71
	1/2"	1.27	1.27
	5/8"	1.59	1.98
	3/4"	1.91	2.85
	7/8"	2.22	3.88
	1"	2.54	5.07
	1 1/8"	2.86	6.41
	1 1/4"	3.18	7.92
	1 3/8"	3.49	9.58
	1 1/2"	3.81	11.4

\emptyset barra transv. EB 1/2"

N° barras "X" 4.00 N° barras "Y" 4.00

Pegar imagen de armado propuesto

ARMADO PROPUESTO B. LONGITUDINALES ELEMENTO DE BORDE		
	USAR	S(cm)
N° Barras X sup_e_inf	11.00	9.00
N° Barras Y izq_e_der	6.00	8.00

$l_1 = \text{long. estribo X} = 93.18 \text{ cm}$
 $b_c = \text{long. estribo Y} = 43.18 \text{ cm}$ $l_1 \leq 2b_c$ NO CUMPLE

Separación max(cm) 11.46

$S_{2,eb} =$ Separación Usar(cm) 10.00

Acero transversal
Acero longitudinal

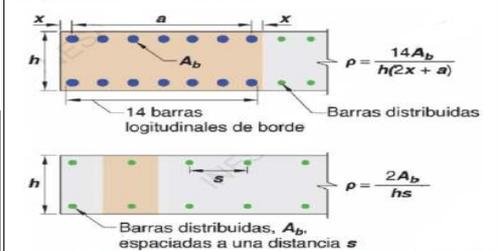
Tabla 18.10.6.5(b) — Espaciamento vertical máximo del refuerzo transversal en el borde del muro

Grado de resistencia de las barras de refuerzo principal a flexión (MPa)	Refuerzo transversal requerido	Espaciamento vertical del refuerzo transversal ⁽¹⁾
420	Dentro del mayor de l_w y $M_u/4V_u$ por encima y por debajo de las secciones críticas ⁽²⁾	Menor de 150 mm
	Otras localizaciones	Menor de 8d _b 200 mm
550	Dentro del mayor de l_w y $M_u/4V_u$ por encima y por debajo de las secciones críticas ⁽²⁾	Menor de 150 mm
	Otras localizaciones	Menor de 6d _b 150 mm
690	Dentro del mayor de l_w y $M_u/4V_u$ por encima y por debajo de las secciones críticas ⁽²⁾	Menor de 4d _b 150 mm
	Otras localizaciones	Menor de 6d _b 150 mm

⁽¹⁾ En esta tabla, d_b corresponde al diámetro de la menor barra del refuerzo principal para flexión.

⁽²⁾ Las secciones críticas se definen como lugares donde puede ocurrir fluencia del refuerzo longitudinal como consecuencia de los desplazamientos laterales.

La intención de los límites del espaciamento del refuerzo transversal es prevenir el pandeo de las barras hasta que las deformaciones unitarias se extiendan en el rango inelástico. Para lograr una capacidad de comportamiento similar se requiere un espaciamento más pequeño para el refuerzo longitudinal de alta resistencia.



VERIFICACIÓN DEL CONFINAMIENTO

Se debe verificar el confinamiento con el acero transversal propuesto:

$A_{eb} = b_{eb} \times l_{eb}$	5000.00	cm ²
$r_{estribo}$	3.41	cm
$b_{c1} = l_{eb} - r_{estribo}$	96.59	cm
$b_{c2} = b_{eb} - r_{estribo}$	43.18	cm
$A_{ch} = b_{c1} \times b_{c2}$	4170.76	cm ²
lim_1	0.50%	
lim_2	0.75%	
Cuántia Mínima	p_{min}	
$p_{transv\ min}$	0.75%	
A_{sh1}	5.08	cm ²
A_{sh2}	5.08	cm ²
p_{Ash1}	0.53%	
p_{Ash2}	1.18%	

Area gruesa del Elemento de Borde.
Distancia del borde al centroide del estribo

Ancho confinado "X" (centro a centro de ramas externas)

Ancho confinado "Y" (centro a centro de ramas externas)

Area confinada del Elemento de Borde

Cuántia mínima de acero transversal de confinamiento en Elemento Borde (1)

Cuántia mínima de acero transversal de confinamiento en Elemento Borde (2)

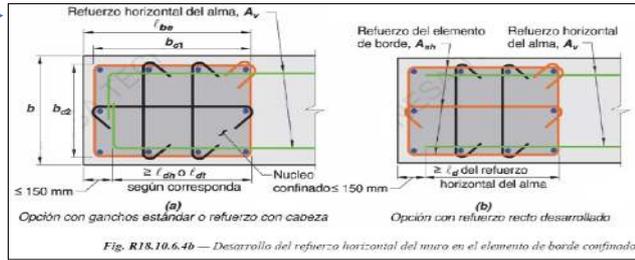
Cuántia mínima de acero transversal de confinamiento en Elemento Borde

Acero transversal propuesto "X" conforme al ancho confinado b_{c1}

Acero transversal propuesto "Y" conforme al ancho confinado b_{c2}

AUMENTAR AREA DE ACERO TRANSVERSAL

OK



$$lim_1 = 0.3 \left(\frac{A_{sh}}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c}{f_{yt}}$$

$$lim_2 = 0.9 \frac{f_c}{f_{yt}}$$

14) REFUERZO TRANSVERSAL (ACERO POR CORTANTE) EN ZONA EXTREMA DEL MURO, CUANDO NO EXISTEN ELEMENTOS DE BORDE

REVISIÓN SI REQUIERE CONFINAMIENTO EN LA ZONA EXTREMA DEL MURO

ϕ barra long_zona_Extrem	3/4"	
N° barras long_zona_Extre	30.00	
A_s zona_Extrema	85.50	cm ²
$p_{long\ zona\ Extrema}$	1.71%	

Diametro barra longitudinal colocada en la zona etrema del muro

N° de barras colocadas e zona extrema muro

Area de acero propuesto en la zona extrema del muro.

Cuántia de acero longitudinal en la zona extrema del muro.

Pulg	Cms	AREA _{zona}
3/8"	0.95	0.71
1/2"	1.27	1.27
5/8"	1.59	1.98
3/4"	1.91	2.85
7/8"	2.22	3.88
1"	2.54	5.07
1 1/8"	2.86	6.41
1 1/4"	3.18	7.92
1 3/8"	3.49	9.58
1 1/2"	3.81	11.4

Para definir si requiere un confinamiento en la zona extrema del muro es necesario hacer la siguiente comprobación:

REQUIERE CONFINAMIENTO $p_{long\ zona\ exteema} > \frac{28}{f'_{yt}} \dots \dots \dots$ Requiere Confinamiento

PROPUESTA DEL ACERO TRANSVERSAL DE CONFINAMIENTO EN MUROS SIN ELEMENTOS DE BORDE

Se propone una configuración de acero transversal en la zona extrema del muro y se realiza la verificación normativa.

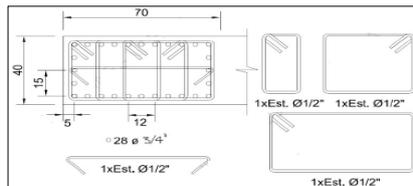
ϕ barra trans_zona_Extre	3/8"
-------------------------------	------

Diametro barra transversal en la zona extrema del muro. No se permite utilizar barras menores que #3, ni mayores a las utilizadas en el acero longitudinal.

N°barras "X"	3.00
--------------	------

N°barras "Y"	6.00
--------------	------

Pegar imagen de armado propuesto



El refuerzo transversal tendrá como separación máxima:

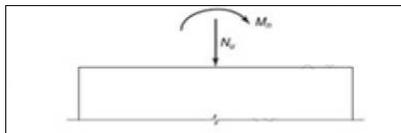
Separación max(cm)	15.28
Separación Usar (cm)	10.00

Separación máxima en el refuerzo transversal

15) METODO SIMPLIFICADO PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA A FLEXIÓN DEL MURO, CON ACERO UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDO

Debido a la complejidad de obtener la resistencia a flexo-compresión de un muro, se muestra el siguiente procedimiento simplificado, en el cual se asume lo siguiente:

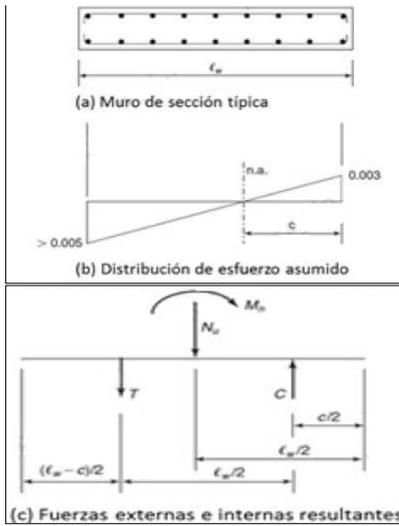
- Todo el acero en la zona de tracción cede por tensión
- Todo el acero en la zona de compresión cede en compresión
- La fuerza por tracción actúa en el punto medio de la zona de tensión
- La compresión total actúa en el punto medio de la zona de compresión.



Solicitaciones de diseño

$$N_u := P_{ud}$$

$$M_u := M_{ud}$$



Componente de tracción

$$T = A_{b,l} \cdot N_b \cdot f_y \left(\frac{l_w - c}{l_w} \right)$$

Componente de compresión del acero

$$C_S = A_{b,l} \cdot N_b \cdot f_y \left(\frac{c}{l_w} \right)$$

Componente de compresión del concreto

$$C_C = 0.85 \cdot f_c \cdot b_W \cdot \beta_1 \cdot c$$

$P_{L,geometrica}$	0.35%	Cuantía geometrica
$w = P_{Lfy}/F_c$	4.17%	Cuantía mecanica
n	0.029	Parametro de esfuerzo axial. Se toma la carga axial en la base del muro.
c_{simp}	48.70 cm	Se obtiene la profundidad del eje neutro según el metodo simplificado
c_{cal}	92.06 cm	Profundidad del eje neutro del diagrama de iteración
T	347.51 Tonf	Resultante de tracción
M_n	1549.42 Tonf.m	Momento resistente nominal

$$n = \left(\frac{N_u}{A_{cw} + F'_c} \right)$$

$$c_{simp} = \left(\frac{n + w}{0.85\beta_1 + 2w} \right)$$

$$T = N_b A_{barra_long} F'_y \left(\frac{l_w - c_{simp}}{l_w} \right)$$

$$M_n = T \left(\frac{l_w}{2} \right) + N_u \left(\frac{l_w - c_{simp}}{2} \right)$$

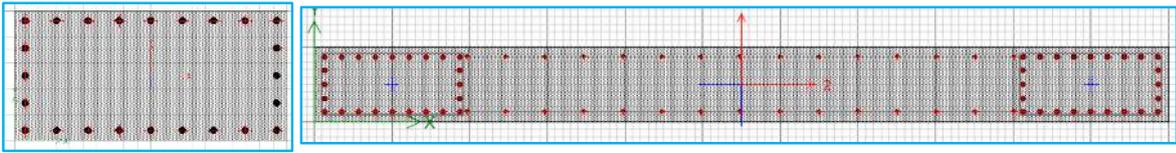
Para garantizar un comportamiento Ductil se debe cumplir $c < 0.375d$, por lo tanto, el factor de minoración a flexión es de 0.9. En caso contraio, dicho factor de minoración se debe determinar según el tipo de falla que aplique (compresión o tracción).

Relacion deformac.	0.375	Relación de deformaciones para una falla controlada por tracción
d	520.00 cm	Altura util de la sección del muro
c_{max}	195.00 cm	Profundidad máxima del eje neutro para una falla controlada por tracción
ϕ	0.90	Factor de minoración
ϕM_n	1394.48 Tonf.m	Momento resistente minorado

Demanda/Capacidad 0.90 CUMPLE

16) DISEÑO A FLEXOCOMPRESIÓN; ACERO REAL COLOCADO CON ELEMENTOS DE BORDE-DIAGRAMA MINORADO $\phi C = 0.65$; $\phi F = 0.90$; $\alpha = 0.80$

Pegar el diagrama de iteración del ETABS (Tonf-m)



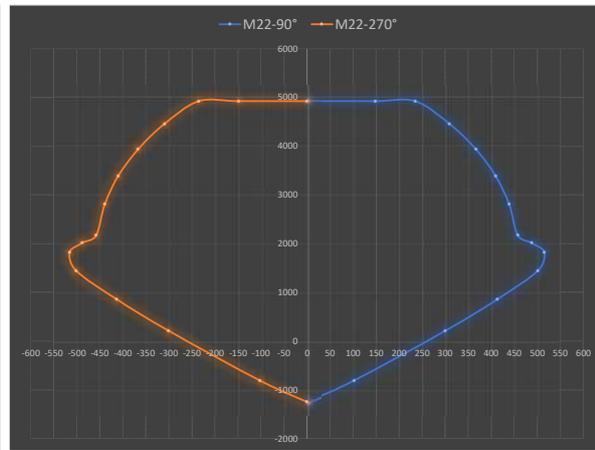
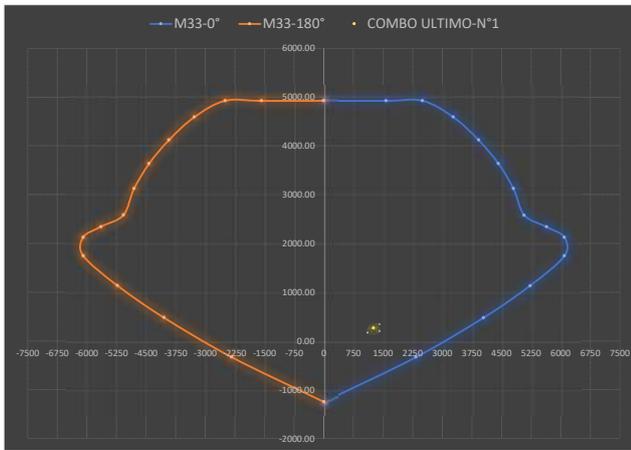
Point	Curve #1			Curve #2			Curve #3			Curve #4			Curve #5		
	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
N°1	4923.5249	0	-0.8779	4923.5249	0	-0.8779	4923.5249	0	-0.8779	4923.5249	0	-0.8779	4923.5249	0	-0.8779
N°2	4923.5249	0	1573.547	4923.5249	6.0987	1437.8071	4923.5249	13.115	1275.8401	4923.5249	22.1225	1052.267	4923.5249	25.308	854.5324
N°3	4923.5249	0	2499.405	4923.5249	6.1851	2406.4585	4923.5249	13.3268	2295.2257	4923.5249	22.8806	2138.5852	4923.5249	39.5212	1846.8126
N°4	4589.669	0	3277.543	4626.2043	6.3991	3217.3639	4668.751	13.8435	3144.4276	4725.6497	23.8568	3041.0718	4819.9306	40.5032	2855.2375
N°5	4120.3248	0	3920.623	4146.658	6.6536	3884.0552	4176.776	14.2697	3840.1229	4217.3737	24.3795	3777.0666	4285.7622	41.929	3659.3672
N°6	3634.8097	0	4424.305	3650.5803	6.8182	4403.1544	3667.7222	14.5557	4377.5857	3691.4216	25.1427	4339.876	3730.0803	43.2132	4266.1661
N°7	3125.3282	0	4802.995	3129.6935	6.9692	4787.7762	3135.0511	15.0519	4768.9563	3141.0407	26.1111	4739.7979	3147.3436	45.1717	4678.4058
N°8	2579.0319	0	5076.561	2572.7876	7.4125	5057.448	2564.5566	15.9426	5031.996	2550.8953	27.7551	4992.5508	2523.774	47.9986	4913.2723
N°9	2340.2009	0	5644.127	2317.5855	7.7423	5620.9374	2290.6568	16.7378	5589.1257	2255.1227	29.3331	5538.4267	2191.718	52.0823	5426.1777
N°10	2126.1346	0	6093.413	2085.6638	8.7637	6049.6602	2038.8687	18.8788	5994.4727	1972.929	33.1944	5907.5885	1856.8582	58.2503	5732.3344
N°11	1746.0273	0	6094.348	1686.5164	10.0716	6011.3631	1615.8657	21.7594	5906.8093	1520.149	38.0211	5753.278	1351.421	66.8682	5454.0149
N°12	1132.6547	0	5224.818	1056.0397	10.836	5092.7922	968.8457	23.1176	4934.5878	847.0262	40.5277	4700.7673	633.054	71.0451	4256.6676
N°13	477.7958	0	4048.507	380.6352	12.0068	3849.5376	266.4583	26.2041	3605.8045	106.7203	46.0901	3249.3501	-166.7243	79.0782	2601.8935
N°14	-330.7397	0	2335.561	-449.8209	13.7455	2049.7637	-593.0551	29.5199	1691.478	-763.5925	45.2404	1250.6881	-908.3132	49.339	871.3045
N°15	-1246.6659	0	1.3082	-1246.6659	0	1.3082	-1246.6659	0	1.3082	-1246.6659	0	1.3082	-1246.6659	0	1.3082

PUNTOS	M33			
	0° (M33')		180° (M33')	
	ØPn	ØM3	ØPn	ØM3
1	4923.52	-0.9	4923.5	-1
2	4923.52	1573.5	4923.5	-1575
3	4923.52	2499.4	4923.5	-2500
4	4589.67	3277.5	4590.1	-3279
5	4120.32	3920.6	4120.8	-3921
6	3634.81	4424.3	3635.4	-4425
7	3125.33	4803.0	3124.9	-4804
8	2579.03	5076.6	2579.8	-5077
9	2340.20	5644.1	2341.3	-5644
10	2126.13	6093.4	2127.3	-6093
11	1746.03	6094.3	1747.3	-6094
12	1132.65	5224.8	1133.8	-5224
13	477.80	4048.5	478.6	-4047
14	-330.74	2335.6	-330.7	-2333
15	-1246.67	1.3	-1246.7	1

PUNTOS	M22			
	90° (M22')		270° (M22')	
	ØPn	ØM2	ØPn	ØM2
1	4923.5249	0	4923.5249	0
2	4923.5249	148.3342	4923.5249	-148.3342
3	4923.5249	234.9962	4923.5249	-234.9962
4	4458.6899	309.3578	4458.6899	-309.3578
5	3937.4155	366.9841	3937.4155	-366.9841
6	3389.3269	409.72	3389.3269	-409.72
7	2810.7218	438.9512	2810.7218	-438.9512
8	2172.7113	457.8495	2172.7113	-457.8495
9	2016.5125	488.071	2016.5125	-488.071
10	1822.0259	515.2419	1822.0259	-515.2419
11	1442.2169	501.1481	1442.2169	-501.1481
12	858.4159	413.4954	858.4159	-413.4954
13	212.1442	300.4858	212.1442	-300.4858
14	-812.4132	102.1605	-812.4132	-102.1605
15	-1246.6659	0	-1246.6659	0

NIVEL	M _{ui} tonnef-m	V _{ui} tonnef	P _{ui} tonnef
Nivel 0	1256.43	249.02	267.57
Nivel 1	0.00	0.00	0.00
Nivel 2	0.00	0.00	0.00
Nivel 3	0.00	0.00	0.00
Nivel 4	0.00	0.00	0.00

Flexural Design for P, M ₃ and M ₂					
Station	DC	Flexural	P _i tonf	M ₃ tonf-m	M ₂ tonf-m
Top	0.30Ø	UDWaiS3	1020.7954	-58.1805	-953.56
Bottom	0.478	UDWaiS4	302.6574	19.7808	2048.9399



17) DETERMINACIÓN DEL MOMENTO MÁXIMO PROBABLE (M_{pr}) EN LA BASE DEL MURO; CON ACEROS COLOCADOS EN ELEMENTOS DE BORDE; ØC=1.00; ØF=1.00; F_s=1.25F_y

Para definir el momento máximo probable es necesario obtener el diagrama de iteración del muro sustituyendo los valores de F_y por 1.25F_y. Y colocar el factor de minoración igual a 1.

Pegar el diagrama de iteración del ETABS,

Point	Curve #1			Curve #2			Curve #3			Curve #4			Curve #5		
	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
N°1	7851.6906	0	-1.7139	7851.6906	0	-1.7139	7851.6906	0	-1.7139	7851.6906	0	-1.7139	7851.6906	0	-1.7139
N°2	7851.6906	0	2728.737	7851.6906	9.7166	2516.7714	7851.6906	20.9751	2263.2003	7851.6906	35.5738	1911.9412	7851.6906	41.9375	1592.1673
N°3	7851.6906	0	4145.854	7851.6906	9.9414	3998.6265	7851.6906	21.4493	3822.0265	7851.6906	36.9892	3571.9694	7851.6906	64.2709	3103.9397
N°4	7191.4609	0	5333.178	7244.7405	10.3242	5235.3422	7306.3673	22.4169	5116.0746	7388.3428	38.7622	4946.2272	7522.1818	66.3636	4636.9498
N°5	6462.1785	0	6310.115	6499.2596	10.7954	6247.4331	6541.1016	23.2601	6171.1958	6596.7725	39.9615	6060.6168	6688.5707	69.2708	5850.9355
N°6	5706.9775	0	7070.02	5726.7712	11.1898	7029.0026	5747.7043	23.9608	6978.8926	5775.7572	41.6239	6903.6171	5820.5505	71.8555	6757.8434
N°7	4912.1456	0	7632.018	4913.4659	11.5491	7598.0184	4914.8505	25.064	7555.2444	4914.8526	43.5438	7490.749	4910.8008	75.1265	7364.0473
N°8	4057.2859	0	8025.263	4041.1645	12.3728	7982.7126	4022.116	26.5206	7929.806	3993.0094	46.065	7850.5093	3938.5085	79.3896	7696.6721
N°9	3251.701	0	8211.427	3218.5148	12.5276	8159.8553	3179.168	27.1071	8091.6589	3127.2984	47.4857	7985.8517	3035.9948	82.9176	7774.5827
N°10	2521.1373	0	7921.06	2467.0108	11.8485	7854.1448	2404.3885	25.4966	7770.4617	2315.8651	44.6283	7641.2492	2167.3745	77.7556	7387.7637
N°11	1835.2262	0	7244.299	1763.3781	12.2579	7138.2889	1678.5114	26.5368	7005.3292	1562.3757	46.3291	6809.2175	1365.514	79.3034	6450.341
N°12	1124.1292	0	6256.037	1032.8396	13.1734	6094.775	927.5132	28.181	5897.5518	781.8081	48.5572	5611.3234	535.2035	82.7278	5095.6031
N°13	365.8099	0	4907.42	250.4096	14.4008	4667.5491	111.2246	31.3807	4366.0073	-73.3617	53.5388	3951.2277	-384.0445	90.2832	3215.6466
N°14	-592.1218	0	2894.593	-747.924	17.1729	2517.249	-917.5772	35.2968	2094.3377	-1116.209	53.8956	1583.5736	-1291.8046	60.612	1125.4829
N°15	-1731.4804	0	1.8169	-1731.4804	0	1.8169	-1731.4804	0	1.8169	-1731.4804	0	1.8169	-1731.4804	0	1.8169

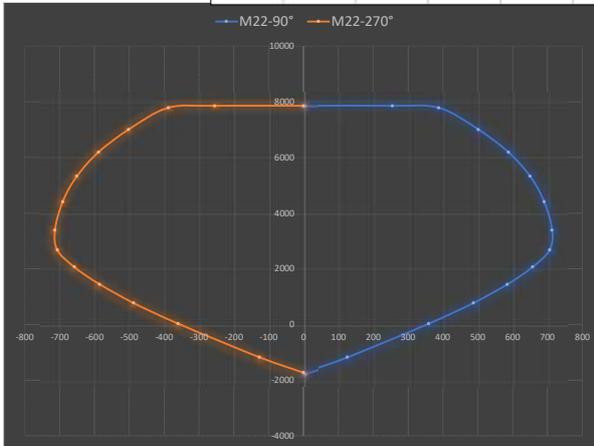
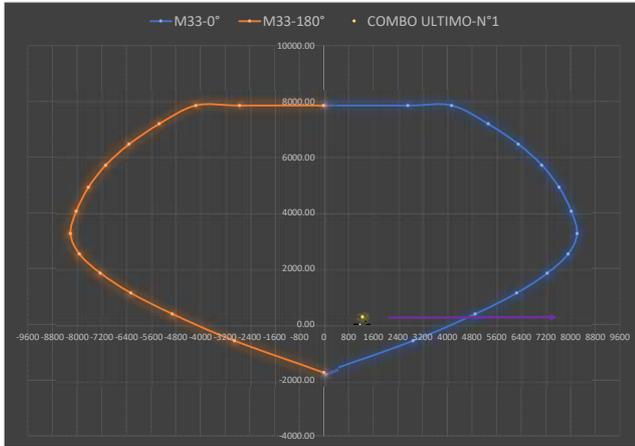
PUNTOS	M33			
	0° (M33')		180° (M33')	
	ØPn	ØM3	ØPn	ØM3
1	7851.69	-1.7	7851.7	-2
2	7851.69	2728.7	7851.7	-2731
3	7851.69	4145.9	7851.7	-4148
4	7191.46	5333.2	7192.3	-5335
5	6462.18	6310.1	6463.1	-6312
6	5706.98	7070.0	5708.0	-7071
7	4912.15	7632.0	4911.6	-7633
8	4057.29	8025.3	4058.6	-8026
9	3251.70	8211.4	3253.2	-8211
10	2521.14	7921.1	2522.9	-7920
11	1835.23	7244.3	1836.8	-7244
12	1124.13	6256.0	1125.6	-6255
13	365.81	4907.4	366.7	-4906
14	-592.12	2894.6	-592.1	-2891
15	-1731.48	1.8	-1731.5	2

PUNTOS	M22			
	90° (M22')		270° (M22')	
	ØPn	ØM2	ØPn	ØM2
1	7851.6906	0	7851.6906	0
2	7851.6906	254.6744	7851.6906	-254.6744
3	7784.0392	387.6806	7784.0392	-387.6806
4	7000.5613	501.9708	7000.5613	-501.9708
5	6185.4574	588.2004	6185.4574	-588.2004
6	5323.5262	650.4925	5323.5262	-650.4925
7	4408.3246	690.8413	4408.3246	-690.8413
8	3391.555	713.4149	3391.555	-713.4149
9	2672.7634	706.2667	2672.7634	-706.2667
10	2063.163	657.3804	2063.163	-657.3804
11	1438.6149	617.9442	1438.6149	-617.9442
12	769.9442	578.4582	769.9442	-578.4582
13	30.4582	538.9622	30.4582	-538.9622
14	-1181.9144	499.4762	-1181.9144	-499.4762
15	-1731.4804	459.9902	-1731.4804	-459.9902

Output Case	Case Type	Step Type	Location	P tonf	V tonf
UDWaiS1	Combination		Top	-804.4176	
UDWaiS1	Combination		Bottom	-842.8078	
UDWaiS2	Combination		Top	-841.3234	
UDWaiS2	Combination		Bottom	-874.2294	

NIVEL	P _{ui} tonnef	M _{ui} tonnef-m	V _{ui} tonnef
Nivel 0	1056.00	2062.00	289.00
Nivel 1	0.00	0.00	0.00
Nivel 2	0.00	0.00	0.00
Nivel 3	0.00	0.00	0.00
Nivel 4	0.00	0.00	0.00

UDWaS3	Combination	Max	Top	-662.9013	2
UDWaS3	Combination	Max	Bottom	-696.5494	2
UDWaS3	Combination	Min	Top	-1020.7854	-2
UDWaS3	Combination	Min	Bottom	-1056.4435	-2
UDWaS4	Combination	Max	Top	-280.7202	2
UDWaS4	Combination	Max	Bottom	-302.8574	2
UDWaS4	Combination	Min	Top	-638.8142	-2
UDWaS4	Combination	Min	Bottom	-668.5515	-2



Mpr (momento máximo probable) **4600** Tonnef-m

18) CALCULO DE LA DEMANDA POR CORTE FINAL; CON ACEROS COLOCADOS EN ELEMENTOS DE BORDE; (Vu - demanda ultima mayorada) ; (Ve - demanda por capacidad)

La fuerza cortante Ve se calcula con la siguiente expresión

Vu=Vu0	249.02	Tonnef
Mu=Mu0	1256.43	Tonnef-m
Ω _v	3.66	
w _v	1.66	
Ve	747.06	Tonnef

$$V_e = (\Omega_v w_v V_u \leq 3V_u)$$

Donde:

Vu: corte ultimo mayorado, en la base del muro

Ω_v: Es el factor de sobre-resistencia en la sección crítica y se define según la tabla siguiente:

Tabla 18.10.3.1.2 — Factor de sobre-resistencia Ω_v en la sección crítica

Condición	Ω _v
$h_{wec}/\ell_w > 1.5$	El mayor entre $\frac{M_{pr}/M_u^{(1)}}$ y 1.5Ω
$h_{wec}/\ell_w \leq 1.5$	1.0

⁽¹⁾ Para las combinaciones de carga que produzcan el mayor valor de Ω_v.

⁽²⁾ A menos que un análisis más detallado demuestre un valor menor, pero no menor que 1.0.

w_v: Es el factor para tener en cuenta la amplificación dinámica de corte y se determina:

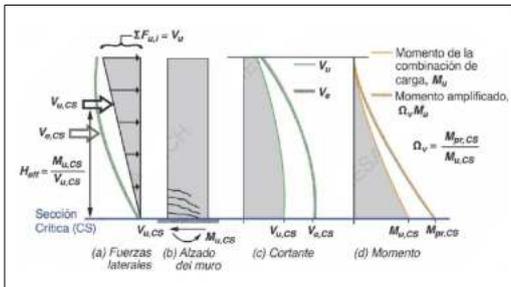
$$hw/\ell_w < 2 \dots \dots \dots (1)$$

$$w_v = 0.9 + \frac{n_s}{10} \dots \dots \dots n_s \leq 6$$

$$w_v = 1.3 + \frac{n_s}{30} \dots \dots \dots n_s > 6$$

n_s: no debe tomarse menor a 0.00028hw (hw en mm)

n _s	10.878
----------------	--------



Para incluir la demanda de corte Ve en la base del muro en ETABS, será necesario definir un factor de amplificación de la fuerza sísmica, el cual se determina de la siguiente manera:

$$\Omega_{sismo} = \frac{V_e}{V_u}$$

Ω_{sismo} = **3**

8) RESISTENCIA POR CORTANTE DEL MURO

Se propone una distribución de acero transversal para su verificación:

∅ diametro barra transversal **1/2"**

N°barras (2-2) **4**

Separación max(cm) **45**

Separación (cm) **10**

OK

Cuántia Mínima	P _{min}	A _{sm}
P _{transv_min}	0.25%	485.63 cm ²

Pulg	Cms	AREA _{anz}
3/8"	0.95	0.71
1/2"	1.27	1.27
5/8"	1.59	1.98
3/4"	1.91	2.85
7/8"	2.22	3.88
1"	2.54	5.07
1 1/8"	2.86	6.41
1 1/4"	3.18	7.92
1 3/8"	3.49	9.58

1 1/2"	3.81	11.4
--------	------	------

Cuántia Propuesta	Pprop	Aspro
$P_{trans,prop}$	1.02%	1973.58 cm ²

OK

Árbitro Serrigle									
Identificación	IP	Rebaje en el muro	Área de Cortes	$P_{u,ver}$	Ed. de corte	V_u	ϕV_n	ϕV_n	ϕV_n
Tech	1.02	0.0000	1973.58	210.17	0.0000	0.00	1973.58	1973.58	1973.58
Edif	1.02	0.0000	1973.58	210.17	0.0000	0.00	1973.58	1973.58	1973.58

$\alpha_c =$	0.53
--------------	------

Coefficiente para cortante

$\phi_v =$	0.75
------------	------

Factor de minoración de resistencia al corte

$$V_n = A_{cv} (\alpha_c \sqrt{f'_c} + V_{trans,prop} E_y)$$

$$D/C = \frac{V_e}{\phi_v V_n}$$

$$Tasa\ de\ acero_{transv} = \frac{A_v}{S}$$

$V_n =$	1380.42	Tonnef	Resistencia nominal a cortante del muro
---------	---------	--------	---

$V_{n,limite} =$	1041.12	Tonnef	Resistencia nominal limite a cortante del muro
------------------	---------	--------	--

$\phi V_{n,limite} =$	780.84		CUMPLE
-----------------------	--------	--	---------------

$V_e =$	747.06	Tonnef	Cortante por capacidad
---------	--------	--------	------------------------

Tasa que debe dar ETABS -0.118

Tasa de acero transversal (Av/s) - cm ² /cm	
COLOCADO	Min. Prop. ETABS
0.254	0.109

Demanda/Capacidad 0.72 **CUMPLE**

CUMPLE

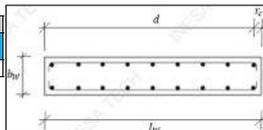
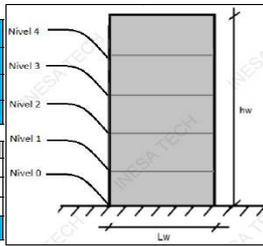
DISEÑO DE MURO ESTRUCTURAL ESPECIAL CON COMPORTAMIENTO A FLEXIÓN ACI 318-19

0.533333

PLACA PIER 9 (ELEMENTOS DE BORDE)

DATOS GEOMETRICOS DE PREDIMENSIONAMIENTO

l_w	1.00 m
h_w	38.85 m
h_n	6.15 m
n	9
Espesor Mínimo	
b_{w1}	10.00 cm
b_{w2}	4.00 cm
b_{w3}	24.60 cm
b_w	50.00 cm
Recubrimiento y altura util	
r_c	5.00 cm
d	95.00 cm



DATOS DE MATERIALES

f_c	350 Kg/cm ²
f_y	4200 Kg/cm ²
ϕ_f	0.90
ϕ_v	0.75
ϕ_c	0.65
E_c	282495.13 Kgf/cm ²
E_s	2100000.00 Kgf/cm ²
EY	0.002
E_{cv}	0.003
$\epsilon_{min} = \epsilon_t$	0.005

DATOS DE CARGA

Se toman las solicitaciones en la base del muro y en la parte inferior de cada uno de los niveles. La base del muro, es el punto más crítico y es donde se enfocara el diseño, sin embargo, con las solicitaciones en los demás niveles se busca conocer el refuerzo en toda la altura (las solicitaciones indicadas son el resultado de LA COMBINACIÓN MAS CRITICA, sacar ETABS).

NIVEL	P_{ui} tonnef	$V_{ui(2-2)}$ tonnef	$V_{ui(3-3)}$ tonnef	$M_{ui(2-2)}$ tonnef-m	$M_{ui(3-3)}$ tonnef-m
Techo 1	13.00	55.16	1.76	4.22	171.56
Techo 2					
Techo 3					
Techo 4					
Techo 5					

UDWalS6

DIAMETROS DE ACEROS DE REFUERZO

Pulg	Cms	AREA cm ²
3/8"	0.95	0.71
1/2"	1.27	1.27
5/8"	1.59	1.98
3/4"	1.91	2.85
7/8"	2.22	3.88
1"	2.54	5.07

Flexural Design for P_u , M_{u2} and M_{u3}

Required Reinf Ratio	Current Reinf Ratio	Flexural Combo	P_u tonf	M_{u2} tonf-m	M_{u3} tonf-m	Pier A_2 m ²
0.0212	0.0031	UDWalS4	7.2991	2.7517	-163.4353	0.5
0.0222	0.0031	UDWalS4	13.2099	-4.2207	171.5601	0.5

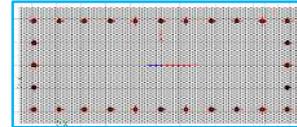
1) VERIFICACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DEL MURO

Se requiere revisar la relación de esbeltez del muro, a fin de garantizar que el mismo tenga un comportamiento principalmente a flexión.

l_w	1.00 m
h_w	38.85 m
h_w/l_w	38.85

$$\frac{h_w}{l_w} > 2 \dots \dots \dots \text{Muro a Flexión}$$

$$\frac{h_w}{l_w} \leq 2 \dots \dots \dots \text{Muro a Corte}$$



Muro con Comportamiento a Flexión

2) NÚMERO DE CAPAS DE REFUERZO

Deben usarse al menos 02 capas de acero de refuerzo cuando se cumplen alguna de las siguientes condiciones:

$$V_u > 0.53 A_{cv} \lambda \sqrt{f_c}$$

$$\frac{h_w}{l_w} > 2$$

λ	1
A_{cv}	5000 cm ²
$V_u = V_{u0}$	55.16
$0.53 A_{cv} \lambda \sqrt{f_c}$	49.58

N° Capas	2
----------	---

Tabla 19.2.4.1(a) — Valores de λ para concreto liviano con base en la densidad de equilibrio

w_c (kg/m ³)	λ	
≤ 1600	0.75	(a)
$1600 < w_c \leq 2160$	$0.00047 w_c \leq 1.0$	(b)
> 2160	1.0	(c)

Tabla 19.2.4.1(b) — Valores de λ para concreto liviano con base en la composición de los agregados

Concreto	Composición de los agregados	λ
Todos livianos	Fino: ASTM C330M Grueso: ASTM C330M	0.75
Liviano, mezcla fina	Fino: Combinación de ASTM C330M y C33M Grueso: ASTM C330	0.75 a 0.85 ^[1]
Arena, liviana	Fino: ASTM C33M Grueso: ASTM C330M	0.85
Arena-liviana, Mezcla gruesa	Fino: ASTM C33M Grueso: Combinación de ASTM C330M y C33M	0.85 a 1.00 ^[2]

3) CUANTÍA MÍNIMA Y MÁXIMA DEL ACERO DE REFUERZO

Cuantiá Minima	ρ_{min}	A_{smin}
$\rho_{longmin}$	0.25%	12.50 cm ²
$\rho_{transmin}$	0.25%	485.63 cm ²

Cuantiá Maxima	ρ_{max}	A_{smax}
$\rho_{longmax}$	4%	200.00 cm ²

Acero prediseño 111
Cuantiá prediseño 2.22%

4) DESCRIPCIÓN DEL ACERO LONGITUDINAL A UTILIZAR

Pegar la imagen del ETABS, del shear wall design:

$Sep_{Max_normativa}$	45.00 cm
------------------------	----------

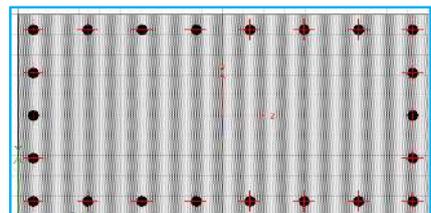
11 de ϕ 1"

11 de ϕ 1"

$$S = \frac{l_w - 2r_c}{N_b c - 1}$$

S_{coloc}	9.00 cm
ρ_{lon_coloc}	2.23%

A_{s_coloc}	111.54 cm ²
----------------	------------------------



Pulg	Cms	AREA cm ²
3/8"	0.95	0.71
1/2"	1.27	1.27
5/8"	1.59	1.98
3/4"	1.91	2.85
7/8"	2.22	3.88
1"	2.54	5.07
1 1/8"	2.86	6.41
1 1/4"	3.18	7.92
1 3/8"	3.49	9.58
1 1/2"	3.81	11.4

5) DISEÑO A FLEXOCOMPRESIÓN-DIAGRAMA MINORADO $\phi C=0.65$; $\phi F=0.90$; $\alpha=0.80$

Pegar el diagrama de iteración del ETABS.

Point	Curve #1			Curve #2			Curve #3			Curve #4			Curve #5		
	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
N*1	1001.043	0	0	1001.043	0	0	1001.043	0	0	1001.043	0	0	1001.043	0	0
N*2	1001.043	0	64.8925	1001.043	5.6528	41.9998	1001.043	7.0581	34.3358	1001.043	8.7805	29.2944	1001.043	11.567	23.7842
N*3	999.1847	0	98.619	1001.043	7.732	78.4451	1001.043	13.1298	58.8844	1001.043	15.7924	48.7859	1001.043	19.3962	39.9425
N*4	906.9222	0	126.865	946.2214	7.8969	113.2059	989.177	16.523	94.9227	1001.043	23.5548	75.9982	1001.043	29.4956	62.2091
N*5	808.9859	0	150.6241	839.0995	8.3267	141.4561	869.9465	17.4332	128.8557	908.0308	29.0793	108.3203	930.1772	39.8807	86.3911
N*6	702.7653	0	170.7336	723.7528	9.0496	163.9084	744.2596	18.5045	154.7593	765.9156	31.133	138.911	791.8125	48.5919	109.4782
N*7	589.4552	0	187.4461	599.0415	9.5711	181.2347	608.2412	19.9611	172.8672	612.9464	33.4268	158.5214	619.4726	53.9828	128.3117
N*8	460.5003	0	202.3201	461.5123	10.552	194.6638	456.7353	22.1886	184.2631	444.6853	36.431	167.5115	423.5013	57.8608	134.6088
N*9	404.3622	0	223.1267	385.7857	11.677	216.9141	361.7911	24.8585	204.3479	331.8797	41.9854	181.2668	294.9193	64.4036	142.2291
N*10	336.1383	0	242.7864	301.0533	12.8967	232.88	253.7659	28.1335	214.1121	194.1802	47.1342	182.7879	156.8059	67.1257	143.7915
N*11	236.9717	0	245.5536	177.9422	14.6119	227.4213	101.1357	30.9788	197.4272	31.0537	47.1079	161.1343	-5.2419	61.3477	129.0099
N*12	102.5452	0	213.8577	21.0454	14.6813	184.5359	-71.2494	29.7587	144.1526	-131.0208	38.1349	114.6968	-155.5754	45.0578	94.8416
N*13	-26.989	0	173.8619	-143.9258	15.1518	125.1733	-223.6361	23.4379	87.5797	-265.3459	26.2405	66.8008	-282.725	26.77	56.6717
N*14	-171.53	0	117.0878	-319.1424	12.7999	48.7613	-363.0021	11.1797	28.2882	-377.8049	9.3011	21.3538	-383.028	8.8282	18.4302
N*15	-423.8469	0	0	-423.8469	0	0	-423.8469	0	0	-423.8469	0	0	-423.8469	0	0

PUNTOS	M33			
	0° (M33)		180° (M33)	
	ØPn	ØM3	ØPn	ØM3
1	1001.04	0.0	1001.0	0
2	1001.04	64.9	1001.0	-65
3	999.18	98.6	999.2	-99
4	906.92	126.9	906.9	-127
5	808.99	150.6	809.0	-151
6	702.77	170.7	702.8	-171
7	589.46	187.4	589.5	-187
8	460.50	202.3	460.5	-202
9	404.36	223.1	404.4	-223
10	336.14	242.8	336.1	-243
11	236.97	245.6	237.0	-246
12	102.55	213.9	102.5	-214
13	-26.99	173.9	-27.0	-174
14	-171.53	117.1	-171.5	-117
15	-423.85	0.0	-423.8	0

$$C_c = 0.85 F'_c x (b_1 x b_2 - A_s \text{ total})$$

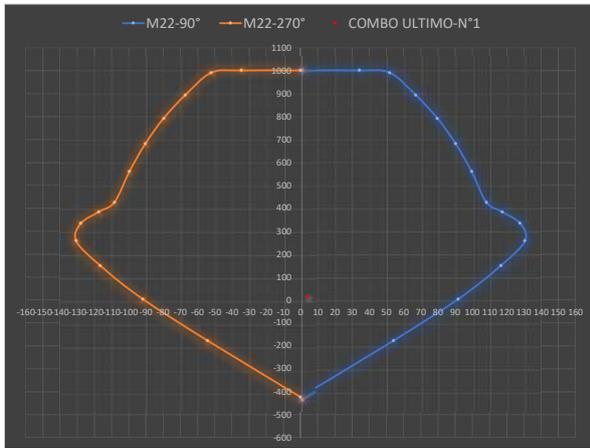
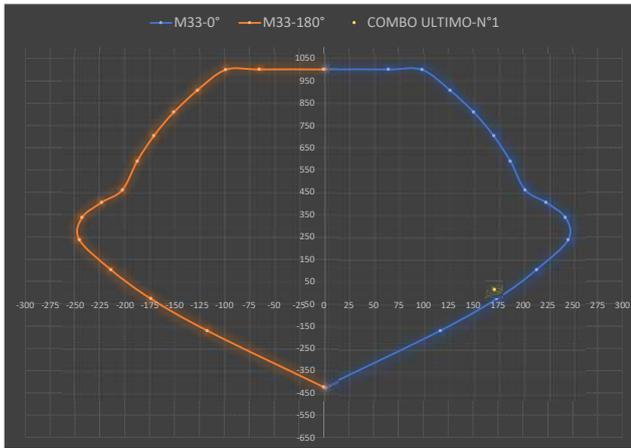
$$\alpha = 0.8$$

$$\phi = 0.65$$

$F_c = 350.00$
 $P_o = 1922.78$
 $\phi P_o = 1249.81$
 $\alpha \phi P_o = 999.85 \text{ ton}$

PUNTOS	M22			
	90° (M22)		270° (M22)	
	ØPn	ØM2	ØPn	ØM2
1	1001.043	0	1001.043	0
2	1001.043	34.3894	1001.043	-34.3894
3	990.5944	51.9998	990.5944	-51.9998
4	893.102	67.1183	893.102	-67.1183
5	791.8121	79.6408	791.8121	-79.6408
6	681.1441	90.3448	681.1441	-90.3448
7	560.2305	99.5818	560.2305	-99.5818
8	425.4349	108.2473	425.4349	-108.2473
9	383.7355	117.4669	383.7355	-117.4669
10	333.9272	127.855	333.9272	-127.855
11	257.6237	130.6116	257.6237	-130.6116
12	149.6781	116.6507	149.6781	-116.6507
13	3.7425	91.8409	3.7425	-91.8409
14	-177.3848	54.173	-177.3848	-54.173
15	-423.8469	0	-423.8469	0

NIVEL	P_{ui} tonnef	$V_{ui}(2-2)$ tonnef	$V_{ui}(3-3)$ tonnef	$M_{ui}(2-2)$ tonnef-m	$M_{ui}(3-3)$ tonnef-m
Nivel 0	13.00	55.16	1.76	4.22	171.56
Nivel 1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Nivel 2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Nivel 3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Nivel 4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00



6) DETERMINACIÓN DEL MOMENTO MÁXIMO PROBABLE (Mpr) EN LA BASE DEL MURO $\phi C=1.00$; $\phi F=1.00$; $F_s=1.25F_y$

Para definir el momento máximo probable es necesario obtener el diagrama de iteración del muro sustituyendo los valores de Fy por 1.25Fy. Y colocar el factor de minoración igual a 1.

Pegar el diagrama de iteración del ETABS.

Point	Curve #1			Curve #2			Curve #3			Curve #4			Curve #5		
	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
N*1	1634.2543	0	0	1634.2543	0	0	1634.2543	0	0	1634.2543	0	0	1634.2543	0	0
N*2	1634.2543	0	116.2531	1634.2543	9.7399	80.1216	1634.2543	13.0351	66.5152	1634.2543	16.9475	56.2663	1634.2543	22.2107	45.7866
N*3	1575.157	0	167.564	1634.2543	12.8717	135.7507	1634.2543	22.5036	103.4575	1634.2543	27.6721	85.2183	1634.2543	33.8918	70.0613
N*4	1430.5085	0	210.3492	1488.9916	13.0618	188.5462	1549.8395	27.6834	157.9263	1599.8943	39.435	126.2462	1616.5485	49.078	103.5708
N*5	1278.5944	0	246.4913	1321.3206	13.7423	231.0979	1362.8255	29.0294	208.7935	1416.9454	47.7493	174.8508	1448.9151	64.586	139.7974
N*6	1113.6204	0	276.9145	1141.7117	14.9591	264.7914	1165.4842	30.7206	247.0686	1194.9249	50.5093	220.7167	1233.2033	77.5829	174.3323
N*7	937.2874	0	301.9624	947.3467	15.8154	290.4161	953.2582	32.9093	273.6736	956.374	53.682	249.6358	965.1348	85.3548	202.3743
N*8	736.2033	0	323.9566	731.7551	17.397	309.3914	716.1819	36.0955	289.5203	694.6616	57.9577	262.2994	660.8634	90.867	211.0362
N*9	560.7117	0	334.7463	529.4199	18.6065	319.9794	496.7608	38.2556	295.1859	456.2839	62.0452	260.7422	404.5079	93.1607	205.4074
N*10	398.2423	0	325.1654	341.5021	18.1713	306.8461	280.5429	38.0132	280.3555	211.0389	62.3606	238.3314	165.6451	88.0594	188.6615
N*11	238.8055	0	303.4369	153.759	18.8591	275.4892	68.9463	37.6215	239.7368	-12.1982	57.1792	197.652	-50.2623	75.6086	157.6013
N*12	74.3898	0	267.4594	-35.3093	18.4992	225.9732	-143.7415	35.9047	179.4903	-208.378	46.8697	145.3073	-240.377	57.3174	118.3536

N°13	-97.0636	0	215.0795	-233.4478	18.267	156.7632	-327.8928	28.4982	112.9087	-380.4259	32.5706	86.9599	-399.7645	34.857	73.5716
N°14	-281.5661	0	142.4678	-447.7505	14.683	65.546	-506.368	14.2482	38.1525	-522.4898	12.9571	30.1028	-532.6187	12.0814	24.7192
N°15	-588.6763	0	0	-588.6763	0	0	-588.6763	0	0	-588.6763	0	0	-588.6763	0	0

PUNTOS	M33			
	0° (M33')		180° (M33')	
	ØPn	ØM3	ØPn	ØM3
1	1634.25	0.0	1634.3	0
2	1634.25	116.3	1634.3	-116
3	1575.16	167.6	1575.2	-168
4	1430.51	210.3	1430.5	-210
5	1278.59	246.5	1278.6	-246
6	1113.62	276.9	1113.6	-277
7	937.29	302.0	937.3	-302
8	736.20	324.0	736.2	-324
9	560.71	334.7	560.7	-335
10	398.24	325.2	398.2	-325
11	238.81	303.4	238.8	-303
12	74.39	267.5	74.4	-267
13	-97.06	215.1	-97.1	-215
14	-281.57	142.5	-281.6	-142
15	-588.68	0.0	-588.7	0

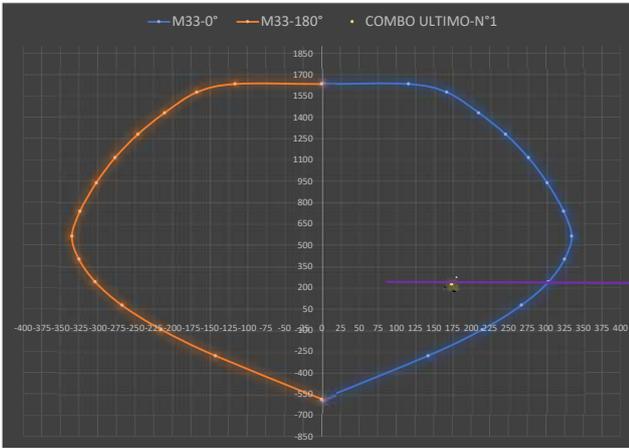
PUNTOS	M22			
	90° (M22')		270° (M22')	
	ØPn	ØM2	ØPn	ØM2
1	1634.2543	0	1634.2543	0
2	1634.2543	62.4117	1634.2543	-62.4117
3	1569.2298	89.3464	1569.2298	-89.3464
4	1417.4366	112.414	1417.4366	-112.414
5	1260.9853	131.6134	1260.9853	-131.6134
6	1090.7267	148.0812	1090.7267	-148.0812
7	904.7059	162.2919	904.7059	-162.2919
8	697.3281	175.6235	697.3281	-175.6235
9	528.0791	180.2702	528.0791	-180.2702
10	386.9467	172.5369	386.9467	-172.5369
11	250.8527	159.1962	250.8527	-159.1962
12	102.0898	139.8372	102.0898	-139.8372
13	-69.4274	111.2765	-69.4274	-111.2765
14	-272.0166	69.2814	-272.0166	-69.2814
15	-588.6763	0	-588.6763	0

P	V2	V3	T
tonf	tonf	tonf	tonf-m
-135.5099	2.0817	-0.9755	-0.28
-145.8538	2.0817	-0.9755	-0.28
-144.46	1.6927	-1.3066	-0.36
-153.3262	1.6927	-1.3066	-0.36
-73.3884	55.1567	-0.6345	0.0
-82.9835	55.1567	-0.6345	0.0
-213.6588	-51.4052	-1.7652	-0.74
-223.2637	-51.4052	-1.7652	-0.74
-7.2991	54.4705	0.0079	0.24
-13.2999	54.4705	0.0079	0.24
-147.5894	-52.0914	-1.1228	-0.56
-153.4802	-52.0914	-1.1228	-0.56

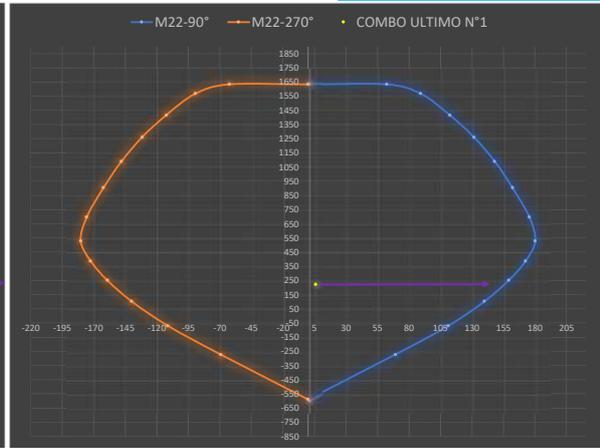
Se tiene que escoger la combinación para el cual se tenga el mayor momento y mayor axial.

NIVEL	P _{ui} tonnef	V _{ui} (2-2) tonnef	M _{ui} (3-3) tonnef-m
Nivel 0	223.00	55.16	174.00
Nivel 1	0.00	0.00	0.00
Nivel 2	0.00	0.00	0.00
Nivel 3	0.00	0.00	0.00
Nivel 4	0.00	0.00	0.00

P _{ui} tonnef	V _{ui} (3-3) tonnef	M _{ui} (2-2) tonnef-m
223.00	1.77	6.02
0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00



Mpr "3-3" (momento máximo probable) **300** Tonnef-m



Mpr "2-2" (momento máximo probable) **155** Tonnef-m

7) CALCULO DE LA DEMANDA POR CORTE FINAL "2-2" (Vu - demanda ultima mayorada) ; (Ve - demanda por capacidad)

La fuerza cortante Ve se calcula con la siguiente expresión

Vu=Vu0	55.16	Tonnef
Mu=Muo	174.00	Tonnef-m
Ω _v	1.72	
w _v	1.66	
Ve	158.12	Tonnef

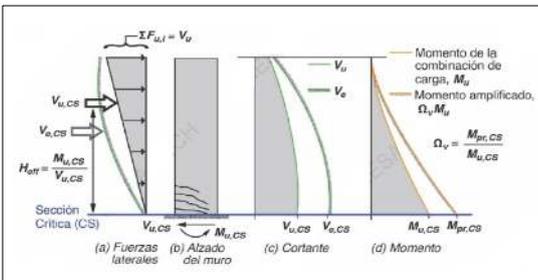
$$V_e = (\Omega_v w_v V_u \leq 3V_u)$$

Donde:
Vu: corte ultimo mayorado, en la base del muro

Ω_v: Es el factor de sobre-resistencia en la sección crítica y se define según la tabla siguiente:

Tabla 18.10.3.1.2 — Factor de sobre-resistencia Ω _v en la sección crítica	
Condición	Ω _v
$h_{wcz}/\ell_w > 1.5$	El mayor entre M_{pr}/M_u [1] y 1.5 [1]
$h_{wcz}/\ell_w \leq 1.5$	1.0

[1] Para las combinaciones de carga que produzcan el mayor valor de Ω_v.
[2] A menos que un análisis más detallado demuestre un valor menor, pero no menor que 1.0.



w_v: Es el factor para tener en cuenta la amplificación dinámica de cortante y se determina:

$$hw/\ell_w < 2 \dots \dots \dots (1)$$

$$w_v = 0.9 + \frac{n_s}{10} \dots \dots \dots n_s \leq 6$$

$$w_v = 1.3 + \frac{n_s}{30} \dots \dots \dots n_s > 6$$

n_s: no debe tomarse menor a 0.00028hw (hw en mm)

n _s	10.878
----------------	--------

Para incluir la demanda de corte V_e en la base del muro en ETABS, sera necesario definir un factor de amplificación de la fuerza sísmica, el cual se determina de la siguiente manera:

$$\Omega_{sismo} = \frac{V_e}{V_u}$$

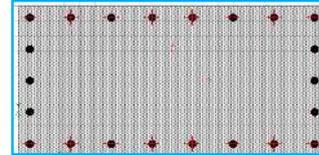
$$\Omega_{sismo} = 2.87$$

8) RESISTENCIA POR CORTANTE DEL MURO "2-2"

Se propone un distribución de acero transversal para su verificación:

$V_e =$	158.12	Tonnef	Cortante por capacidad
ϕ diametro barra transv	1/2"		
N°barras (2-2)	4		
Separación max(cm)	45		
Separación (cm)	10		OK
$D_{trans,prop} = \frac{A_v}{b_w S}$			
Cuántia Mínima	p_{min}	As_{min}	
p _{transv_{min}}	0.25%	485.63 cm ²	
Cuántia Propuesto	p_{prop}	As_{pro}	
p _{transv_{prop}}	1.02%	1973.58 cm ²	

Pulg	Cms	AREA _{cm2}
3/8"	0.95	0.71
1/2"	1.27	1.27
5/8"	1.59	1.98
3/4"	1.91	2.85
7/8"	2.22	3.88
1"	2.54	5.07
1 1/8"	2.86	6.41
1 1/4"	3.18	7.92
1 3/8"	3.49	9.58
1 1/2"	3.81	11.4



$$\alpha_c = 0.53 \quad \text{Coeficiente para cortante}$$

$$\phi_v = 0.75 \quad \text{Factor de minoración de resistencia al corte}$$

$$V_n = A_{cw}(\alpha_c \sqrt{F'_c} + D_{trans,prop} F_y)$$

$$V_u \leq \phi_v V_{n\limite}$$

$$V_n \leq 2.12 A_{cw}(\sqrt{F'_c})$$

$$D/C = \frac{V_e}{\phi_v V_n}$$

$$\text{Tasa de acero}_{transv} = \frac{A_v}{S}$$

V_n	262.94	Tonnef	Resistencia nominal a cortante del muro
ϕV_n	197.20		

94.06%	V_{n\limite}	198.31	Tonnef	Resistencia nominal limite a cortante del muro
106.31%	$\phi V_{n\limite}$	148.73		CUMPLE

V_e	158.12	Tonnef	Cortante por capacidad
----------------------	--------	--------	------------------------

Tasa que debe dar ETABS 0.384

Tasa de acero transversal (Av/s) - cm ² /cm	
COLOCADO	Min. Prop.ETABS
0.508	0.307

Distribución con AV/S - ETABS	
S=15 cm	
Av	#Barras 1/2"
4.605	3.63

Esesor will 53.16 cm

$$\text{Demanda/Capacidad} = 0.80 \quad \text{CUMPLE}$$

9) CALCULO DE LA DEMANDA POR CORTE FINAL "3-3" (Vu -demanda ultima mayorada) ; (Ve - demanda por capacidad)

La fuerza cortante V_e se calcula con la siguiente expresión

$$V_e = (\Omega_v w_v V_u \leq 3V_u)$$

$$V_u = Vu0 = 1.76 \quad \text{Tonnef}$$

$$M_u = Mu0 = 6.02 \quad \text{Tonnef-m}$$

$$\Omega_v = 25.75$$

$$w_v = 1.66$$

$$V_e = 5.28 \quad \text{Tonnef}$$

Donde:

V_u : corte ultimo mayorado, en la base del muro

Ω_v : Es el factor de sobre-resistencia en la sección crítica y se define según la tabla siguiente:

Tabla 18.10.3.1.2 — Factor de sobre-resistencia Ω_v en la sección crítica

Condición	Ω_v
$h_{wcs}/\ell_w > 1.5$	El mayor entre $M_{pr}/M_u^{[1]}$ y $1.5^{[2]}$
$h_{wcs}/\ell_w \leq 1.5$	1.0

^[1] Para las combinaciones de carga que producen el mayor valor de Ω_v .

^[2] A menos que un análisis más detallado demuestre un valor menor, pero no menor que 1.0.

w_v : Es el factor para tener en cuenta la amplificación dinámica de cortante y se determina:

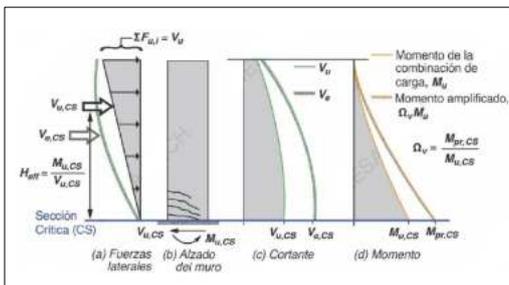
$$h_w/\ell_w < 2 \quad \dots \dots \dots (1)$$

$$w_v = 0.9 + \frac{n_s}{10} \quad \dots \dots \dots n_s \leq 6$$

$$w_v = 1.3 + \frac{n_s}{30} \quad \dots \dots \dots n_s > 6$$

n_s : no debe tomarse menor a 0.00028hw (hw en mm)

n_s	10.878
-------	--------



Para incluir la demanda de corte V_e en la base del muro en ETABS, sera necesario definir un factor de amplificación de la fuerza sísmica, el cual se determina de la siguiente manera:

$$\Omega_{sismo} = \frac{V_e}{V_u}$$

$$\Omega_{sismo} = 3.00$$

10) RESISTENCIA POR CORTANTE DEL MURO "3-3"

Se propone un distribución de acero transversal para su verificación:

Ve = 5.28 Tonfef Cortante por capacidad

Ø diametro barra transv 1/2"

N°barras (3-3) 6

Separación max(cm) 45

Separación (cm) 10

$$P_{trans_prop} = \frac{A_p}{l_w S}$$

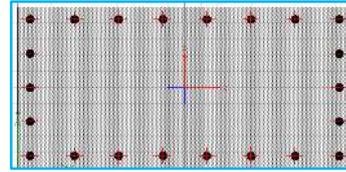
OK

Cuántia Mínima	P _{min}	As _{min}
P _{trans_vmin}	0.25%	485.63 cm ²

Cuántia Propuesto	P _{prop}	As _{pro}
P _{trans_vprop}	0.76%	1480.19 cm ²

Pulg	Cms	AREA _{cm2}
3/8"	0.95	0.71
1/2"	1.27	1.27
5/8"	1.59	1.98
3/4"	1.91	2.85
7/8"	2.22	3.88
1"	2.54	5.07
1 1/8"	2.86	6.41
1 1/4"	3.18	7.92
1 3/8"	3.49	9.58
1 1/2"	3.81	11.4

OK



α_c = 0.53

Coficiente para cortante

φ_v = 0.75

Factor de minoración de resistencia al corte

$$V_n = A_{cw}(\alpha_c \sqrt{f'_c} + P_{trans_prop} f_y)$$

$$V_n \leq 2.12 A_{cw} (\sqrt{f'_c})$$

$$V_u \leq \phi_v V_{n\limite}$$

$$D/C = \frac{V_u}{\phi_v V_n}$$

$$Tasa\ de\ acero_{transv} = \frac{A_p}{S}$$

V_n = 209.60 Tonfef Resistencia nominal a cortante del muro

V_{nlimite} = 198.31 Tonfef Resistencia nominal limite a cortante del muro

φV_{nlimite} = 148.73

CUMPLE

Ve = 5.28 Tonfef Cortante por capacidad

Shear Design							
Station Location	ID	Rebar cm ² /cm	Shear Combo	P _c tonf	M _c tonf-cm	V _c tonf	φV _c tonf
Top	Leg 1	0.1089	Comb2-CORTE	219.0748	-237600	297	159.7279
Bottom	Leg 1	0.1089	Comb2-CORTE	236.3747	-326700	297	159.7279

Distribución con AV/S - ETABS	
S=15 cm	
Av	#Barras 1/2"
0	0.00

Tasa de acero transversal (Av/s) - cm ² /cm	
COLOCADO	Min. Prop.ETABS
0.762	

Demanda/Capacidad 0.03 CUMPLE

11) VERIFICACIÓN DEL REFUERZO TRANSVERSAL (ACERO POR CORTANTE) EN ELEMENTOS DE BORDE - ESTRIBOS

Consideraciones a tener en cuenta:

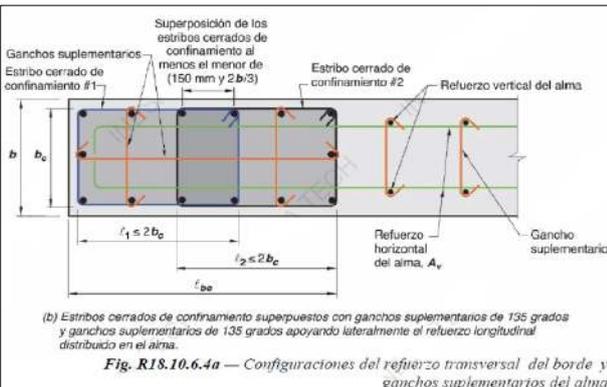
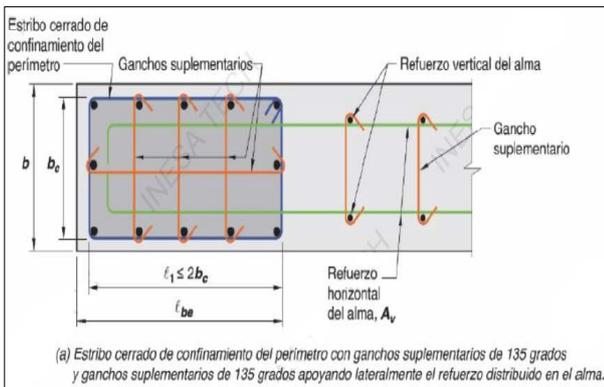
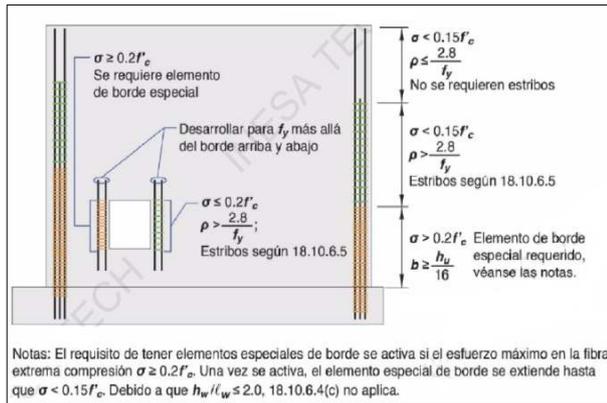
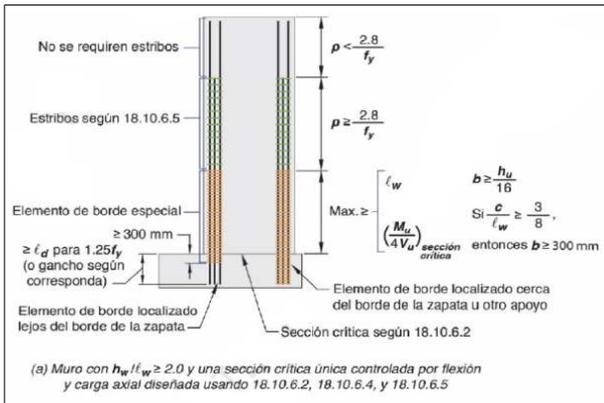
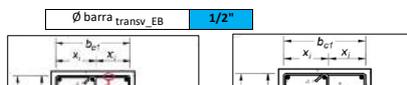


Fig. R18.10.6.4a — Configuraciones del refuerzo transversal del borde y ganchos suplementarios del alma

PROPUESTA DEL ACERO TRANSVERSAL

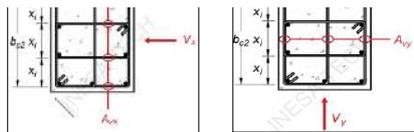
Se propone una configuración de acero transversal para los elementos de borde, y se realiza la verificación normativa.



Pulg	Cms	AREA _{cm2}
3/8"	0.95	0.71
1/2"	1.27	1.27
5/8"	1.59	1.98
3/4"	1.91	2.85
7/8"	2.22	3.88

Tabla 18.10.6.5(b) — Espaciamiento vertical máximo del refuerzo transversal en el borde del muro

Grado de resistencia de las barras de refuerzo principal a flexión (MPa)	Refuerzo transversal requerido	Espaciamiento vertical del refuerzo transversal ⁽³⁾
	Dentro del mayor de l_w y $M_u/4V_u$ por encima y por debajo de las secciones	Menor de $6d_o$ 150 mm

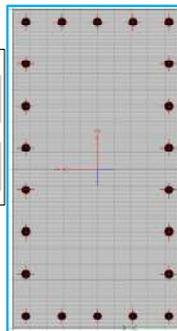
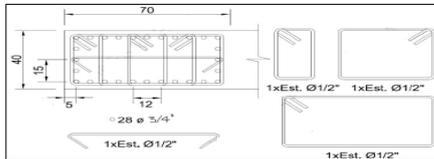


1"	2.54	5.07
1 1/8"	2.86	6.41
1 1/4"	3.18	7.92
1 3/8"	3.49	9.58
1 1/2"	3.81	11.4

N°barras "2-2" 4.00

N°barras "3-3" 6.00

Pegar imagen de armado propuesto



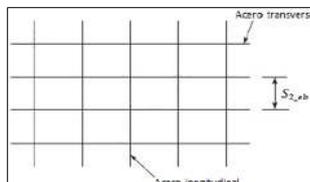
ARMADO PROPUESTO B. LONGITUDINALES ELEMENTO DE BORDE		
	USAR	S(cm)
N° Barras 2-2 sup_e_inf	11.00	9.00
N° Barras 3-3 Izq_e_der	5.00	10.00

$l_1 = \text{long. estribo X}$	93.18	cm
$b_c = \text{long. estribo Y}$	43.18	cm

$l_1 \leq 2b_c$ NO CUMPLE

S_Max estribo Separación max(cm) 15

$S_{2_eb} =$ Separación Usar (cm) 10.00



h (cm)	criticas ^[2]		
	Otras localizaciones	Menor de	$8d_b$ 200 mm
550	Dentro del mayor de l_w y $M_u/4P_u$ por encima y por debajo de las secciones criticas ^[2]	Menor de	$5d_b$ 150 mm
	Otras localizaciones	Menor de	$6d_b$ 150 mm
690	Dentro del mayor de l_w y $M_u/4P_u$ por encima y por debajo de las secciones criticas ^[2]	Menor de	$4d_b$ 150 mm
	Otras localizaciones	Menor de	$6d_b$ 150 mm
	Otras localizaciones	Menor de	150 mm

[1] En esta tabla, d_b corresponde al diámetro de la menor barra del refuerzo principal para flexión.
 [2] Las secciones críticas se definen como lugares donde puede ocurrir fluencia del refuerzo longitudinal como consecuencia de los desplazamientos laterales.

La intención de los límites del espaciamiento del refuerzo transversal es prevenir el pandeo de las barras hasta que las deformaciones unitarias se extienden en el rango inelástico. Para lograr una capacidad de comportamiento similar se requiere un espaciamiento más pequeño para el refuerzo longitudinal de alta resistencia.

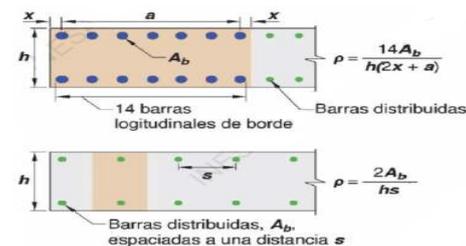


Fig. R1S.10.6.5 — Cuanitias de refuerzo longitudinal para condiciones de borde típicas en muros

VERIFICACIÓN DEL CONFINAMIENTO

Se debe verificar el confinamiento con el acero transversal propuesto:

$A_{eb} = b_{eb} \cdot l_{eb}$	5000.00	cm ²
$r_{estribo}$	3.10	cm

Area gruesa del Elemento de Borde.
Distancia del borde al centro del estribo

$b_{c1} = l_{eb} - r_{estribo}$	96.91	cm
---------------------------------	-------	----

Ancho confinado "X" (centro a centro de ramas externas)

$b_{c2} = b_{eb} - r_{estribo}$	43.81	cm
---------------------------------	-------	----

Ancho confinado "Y" (centro a centro de ramas externas)

$A_{ch} = b_{c1} \cdot b_{c2}$	4245.41	cm ²
--------------------------------	---------	-----------------

Area confinada del Elemento de Borde

lim_1	0.44%
---------	-------

Cuanitia mínima de acero transversal de confinamiento en Elemento Borde (1)

lim_2	0.75%
---------	-------

Cuanitia mínima de acero transversal de confinamiento en Elemento Borde (2)

Cuanitia Mínima	P_{min}
P_{transv_min}	0.75%

Cuanitia mínima de acero transversal de confinamiento en Elemento Borde

$A_{sh1}(2-2)$	5.08	cm ²
----------------	------	-----------------

Acero transversal propuesto "X" conforme al ancho confinado b_{c1}

$A_{sh2}(3-3)$	7.62	cm ²
----------------	------	-----------------

Acero transversal propuesto "Y" conforme al ancho confinado b_{c2}

$P_{Ash1}(2-2)$	1.16%	OK
-----------------	-------	----

$P_{Ash2}(3-3)$	0.79%	OK
-----------------	-------	----

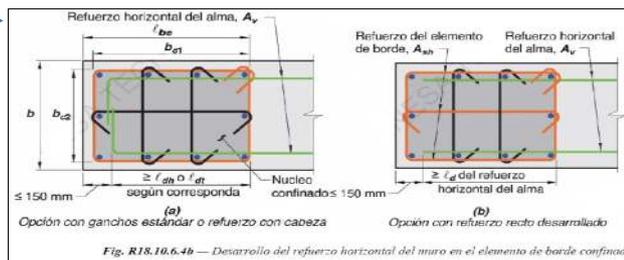
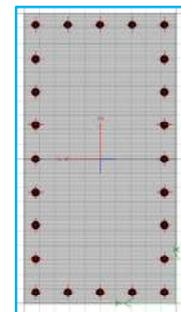


Fig. R1S.10.6.4b — Desarrollo del refuerzo horizontal del muro en el elemento de borde confinado

$$lim_1 = \frac{A_{sh}}{\epsilon b_c} > \begin{cases} 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c}{f_{yt}} \\ 0.9 \frac{f_c}{f_{yt}} \end{cases}$$



DISEÑO DE MURO ESTRUCTURAL ESPECIAL CON COMPORTAMIENTO A FLEXIÓN ACI 318-19

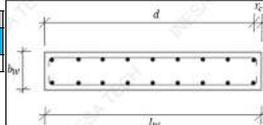
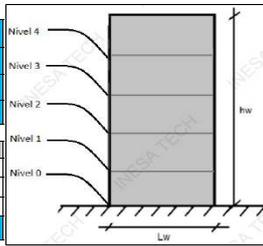
0.5333333

PLACA PIER 9 (ZONA CENTRAL)

1.6

DATOS GEOMETRICOS DE PREDIMENSIONAMIENTO

l_w	3.25 m
h_w	30.00 m
h_n	3.00 m
n	10
Espesor Mínimo	
b_{w1}	10.00 cm
b_{w2}	13.00 cm
b_{w3}	12.00 cm
b_w	50.00 cm
Recubrimiento y altura útil	
r_c	5.00 cm
d	320.00 cm



DATOS DE MATERIALES

f_c	350 Kg/cm ²
f_y	4200 Kg/cm ²
ϕ_f	0.90
ϕ_v	0.75
ϕ_c	0.65
E_c	282495.13 Kgf/cm ²
E_s	2100000.00 Kgf/cm ²
EY	0.002 deformación cedente del acero
E_{cu}	0.003 deformación última del concreto
$\epsilon_{min} = \epsilon_t$	0.005 deformación mínima del acero para falla controlada por tracción

DATOS DE CARGA

Se toman las solicitaciones en la base del muro y en la parte inferior de cada uno de los niveles
La base del muro, es el punto más crítico y es donde se enfocara el diseño, sin embargo, con las solicitaciones en los demás niveles se busca conocer el refuerzo en toda la altura (las solicitaciones indicadas son el resultado de LA COMBINACIÓN MAS CRITICA, sacar ETABS).

NIVEL	P _{ui} tonnef	V _{ui} (2-2) tonnef	V _{ui} (3-3) tonnef	M _{ui} (2-2) tonnef-m	M _{ui} (3-3) tonnef-m
Techo 1	151.31	153.20	6.39	16.09	589.31
Techo 2					
Techo 3					
Techo 4					
Techo 5					

DIAMETROS DE ACEROS DE REFUERZO.

Pulg	Cms	AREA _{cm2}
3/8"	0.95	0.71
1/2"	1.27	1.27
5/8"	1.59	1.98

Flexural Design for P, M _u and M _{u3}					
Station	D/C	Flexural	P _u tonf	M _{u2} tonf-m	M _{u3} tonf-m
Top	0.444	UDWalS4	132.1009	7.9575	374.351
Bottom	0.852	UDWalS4	151.311	-10.0893	589.318
1/2		3-8		11.4	

1) VERIFICACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DEL MURO

Se requiere revisar la relación de esbeltez del muro, a fin de garantizar que el mismo tenga un comportamiento principalmente a flexión.

l_w	3.25 m
h_w	30.00 m
h_w/l_w	9.23

$\frac{h_w}{l_w} > 2 \dots \dots \dots$ Muro a Flexión

$\frac{h_w}{l_w} \leq 2 \dots \dots \dots$ Muro a Corte

2.7%

Muro con Comportamiento a Flexión

2) NÚMERO DE CAPAS DE REFUERZO

Deben usarse al menos 02 capas de acero de refuerzo cuando se cumplen alguna de las siguientes condiciones:

$V_u > 0.53A_{cv}\lambda\sqrt{f_c}$

$\frac{h_w}{l_w} > 2$

N° Capas = 2

λ	1	Area gruesa
A_{cv}	16250 cm ²	
$V_u = Vu0$	153.20	Tonnef

Tabla 19.2.4.1(a) — Valores de λ para concreto liviano con base en la densidad de equilibrio

w_c (kg/m ³)	λ	
≤ 1600	0.75	(a)
$1600 < w_c \leq 2160$	$0.0047 w_c \leq 1.0$	(b)
> 2160	1.0	(c)

Tabla 19.2.4.1(b) — Valores de λ para concreto liviano con base en la composición de los agregados

Concreto	Composición de los agregados	λ
Todos livianos	Fino: ASTM C330M Grueso: ASTM C330M	0.75
Liviano, mezcla fina	Fino: Combinación de ASTM C330M y C33M Grueso: ASTM C330	0.75 a 0.85 ^[1]
Arena, liviana	Fino: ASTM C33M Grueso: ASTM C330M	0.85
Arena-liviana, Mezcla gruesa	Fino: ASTM C33M Grueso: Combinación de ASTM C330M y C33M	0.85 a 1.00 ^[2]

3) CUANTÍA MÍNIMA Y MÁXIMA DEL ACERO DE REFUERZO

Cuántia Mínima	p_{min}	A_{smin}
$p_{long_{min}}$	0.25%	40.63 cm ²
$p_{transv_{min}}$	0.25%	375.00 cm ²

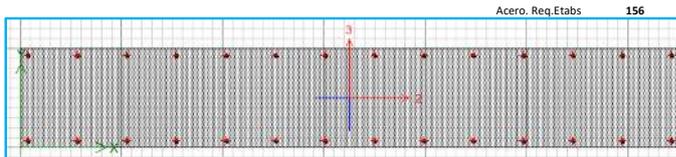
Cuántia Máxima	p_{max}	A_{smax}
$p_{long_{max}}$	4%	650.00 cm ²

Acero prediseño 75.3
Cuántia prediseño 0.46%
26.4210526

4) DESCRIPCIÓN DEL ACERO LONGITUDINAL A UTILIZAR

Pegar la imagen del ETABS, del shear wall design:

$sep_{Max_normativa}$	45.00 cm
14 de ϕ 3/4"	
14 de ϕ 3/4"	
$S = \frac{l_w - 2r_c}{N_{bc} - 1}$	
S_{coloc}	24.23 cm
p_{lon_coloc}	0.49%



A_{s_coloc}	79.8 cm ²
----------------	----------------------

OK

Pulg	Cms	AREA _{cm2}
3/8"	0.95	0.71
1/2"	1.27	1.27
5/8"	1.59	1.98
3/4"	1.91	2.85
7/8"	2.22	3.88
1"	2.54	5.07
1 1/8"	2.86	6.41
1 1/4"	3.18	7.92
1 3/8"	3.49	9.58
1 1/2"	3.81	11.4

5) DISEÑO A FLEXOCOMPRESIÓN-DIAGRAMA MINORADO $\phi C = 0.65$; $\phi F = 0.90$; $\alpha = 0.80$

Pegar el diagrama de iteración del ETABS.

Point	Curve #1			Curve #2			Curve #3			Curve #4			Curve #5		
	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
N*1	2675.1713	0.00	0.00	2675.17	0.00	0.00	2675.17	0.00	0.00	2675.17	0.00	0.00	2675.17	0.00	0.00
N*2	2675.1713	0.00	412.47	2675.17	6.04	333.49	2675.17	12.69	238.76	2675.17	14.33	171.09	2675.17	13.95	130.65
N*3	2675.1713	0.00	718.37	2675.17	6.11	664.86	2675.17	13.04	599.54	2675.17	22.43	501.50	2675.17	32.29	366.23
N*4	2551.8924	0.00	967.52	2587.00	6.26	934.21	2627.84	13.26	892.13	2675.17	22.82	830.24	2675.17	39.28	707.59
N*5	2298.4961	0.00	1160.24	2323.92	6.23	1141.65	2352.24	13.54	1118.03	2390.08	23.29	1082.11	2454.89	40.05	1007.79
N*6	2041.0693	0.00	1297.58	2055.96	6.42	1288.68	2072.31	13.88	1276.78	2093.63	23.87	1257.38	2131.06	41.03	1213.64
N*7	1777.1696	0.00	1380.10	1781.80	6.62	1375.88	1786.20	14.32	1369.34	1791.09	24.63	1357.43	1799.78	42.28	1327.73
N*8	1504.3026	0.00	1410.02	1498.49	6.87	1405.04	1490.58	14.90	1397.15	1479.36	25.72	1383.25	1458.54	43.94	1350.13
N*9	1396.6255	0.00	1530.45	1379.28	7.68	1521.42	1358.59	16.51	1508.49	1330.44	28.75	1484.26	1281.66	49.55	1429.30
N*10	1279.3718	0.00	1631.10	1247.85	8.65	1611.70	1210.19	18.77	1584.64	1159.86	32.60	1540.75	1071.97	56.22	1446.90
N*11	1068.4479	0.00	1596.50	1019.60	9.68	1557.49	963.75	20.63	1507.81	887.31	35.87	1429.65	755.64	61.49	1274.13
N*12	730.7296	0.00	1322.00	668.19	9.76	1259.08	597.49	20.64	1181.97	500.12	35.85	1063.79	339.19	60.50	842.71
N*13	391.5583	0.00	967.32	316.80	9.53	876.21	229.91	20.63	762.10	113.80	35.23	597.06	-1.11	44.59	423.99
N*14	53.7076	0.00	536.44	-34.75	9.69	408.37	-129.34	19.22	263.84	-184.31	20.40	178.04	-211.39	18.15	135.76
N*15	-300.4484	0.00	0.00	-300.45	0.00	0.00	-300.45	0.00	0.00	0.00	0.00	-300.45	0.00	0.00	0.00

PUNTOS	M33			
	0° (M33)		180° (M33)	
	ϕP_n	ϕM_3	ϕP_n	ϕM_3
1	2675.17	0.00	2675.2	0
2	2675.17	412.5	2675.2	-412
3	2675.17	718.4	2675.2	-718
4	2551.89	967.5	2551.9	-968
5	2298.50	1160.2	2298.5	-1160
6	2041.07	1297.6	2041.1	-1298
7	1777.17	1380.1	1777.2	-1380
8	1504.30	1410.0	1504.3	-1410
9	1396.63	1530.4	1396.6	-1530
10	1279.37	1631.1	1279.4	-1631
11	1068.45	1596.5	1068.4	-1597
12	730.73	1322.0	730.7	-1322
13	391.56	967.3	391.6	-967
14	53.71	536.4	53.7	-536
15	-300.45	0.0	-300.4	0

$$f_c = 0.85F_c'x(b_1x b_2 - A_s \text{ total})$$

$$\alpha = 0.8$$

$$\phi = 0.65$$

$$F_c = 350$$

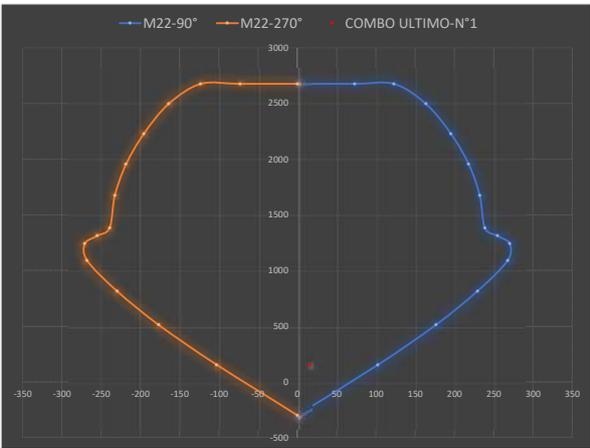
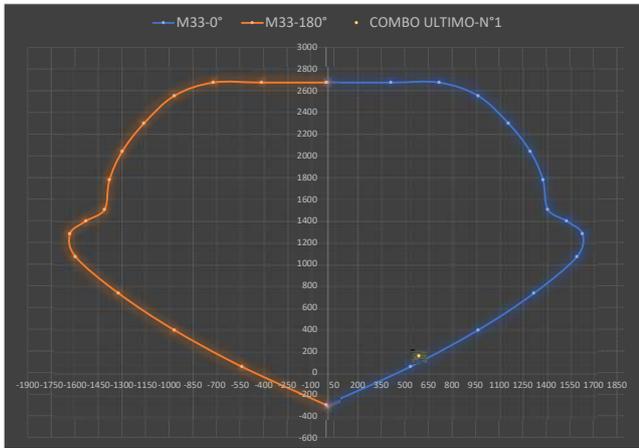
$$P_o = 5145.7945$$

$$\phi P_o = 3344.76643$$

$$\alpha \phi P_o = 2675.81314 \text{ ton}$$

PUNTOS	M22			
	90° (M22)		270° (M22)	
	ϕP_n	ϕM_2	ϕP_n	ϕM_2
1	2675.1713	0	2675.1713	0
2	2675.1713	72.8801	2675.1713	-72.8801
3	2675.1713	123.1327	2675.1713	-123.1327
4	2495.0543	163.9552	2495.0543	-163.9552
5	2226.5234	195.5399	2226.5234	-195.5399
6	1953.1928	218.181	1953.1928	-218.181
7	1672.8635	232.3522	1672.8635	-232.3522
8	1381.7515	238.8689	1381.7515	-238.8689
9	1311.1926	254.8613	1311.1926	-254.8613
10	1240.3013	270.6018	1240.3013	-270.6018
11	1088.6935	267.8388	1088.6935	-267.8388
12	813.8599	229.5108	813.8599	-229.5108
13	511.7887	176.6338	511.7887	-176.6338
14	151.8023	102.5973	151.8023	-102.5973
15	-300.4484	0	-300.4484	0

NIVEL	P_{ui} tonnef	$V_{ui}(2-2)$ tonnef	$V_{ui}(3-3)$ tonnef	$M_{ui}(2-2)$ tonnef-m	$M_{ui}(3-3)$ tonnef-m
Nivel 0	151.31	153.20	6.39	16.09	589.31
Nivel 1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Nivel 2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Nivel 3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Nivel 4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00



6) DETERMINACIÓN DEL MOMENTO MÁXIMO PROBABLE (Mpr) EN LA BASE DEL MURO $\phi C = 1.00$; $\phi F = 1.00$; $F_s = 1.25F_y$

Para definir el momento máximo probable es necesario obtener el diagrama de iteración del muro sustituyendo los valores de Fy por 1.25Fy. Y colocar el factor de minoración igual a 1.

Pegar el diagrama de iteración del ETABS.

Point	Curve #1			Curve #2			Curve #3			Curve #4			Curve #5		
	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
N*1	4182.41	0.00	0.00	4182.41	0.00	0.00	4182.41	0.00	0.00	4182.41	0.00	0.00	4182.41	0.00	0.00
N*2	4182.41	0.00	662.77	4182.41	9.61	540.40	4182.41	20.18	393.69	4182.41	23.17	288.06	4182.41	23.42	222.62
N*3	4182.41	0.00	1131.93	4182.41	9.75	1048.72	4182.41	20.71	947.39	4182.41	35.67	794.69	4182.41	51.63	583.02
N*4	3945.36	0.00	1513.61	3998.50	9.89	1461.51	4060.26	21.06	1395.51	4142.14	36.23	1298.67	4182.41	62.36	1106.21
N*5	3553.96	0.00	1808.62	3592.11	9.88	1779.06	3634.43	21.48	1741.21	3691.02	36.94	1683.80	3788.43	63.49	1565.73
N*6	3155.99	0.00	2018.07	3178.07	10.15	2003.42	3201.92	22.01	1983.44	3233.07	37.85	1951.23	3288.50	64.91	1880.47
N*7	2748.69	0.00	2143.67	2754.52	10.50	2135.62	2759.94	22.68	2123.83	2765.48	39.02	2102.58	2777.10	66.73	2053.91
N*8	2327.41	0.00	2188.02	2316.91	10.96	2178.40	2303.70	23.59	2164.83	2284.33	40.74	2140.21	2251.05	69.14	2087.17
N*9	1939.40	0.00	2156.57	1915.16	11.18	2141.16	1886.30	24.25	2118.68	1846.88	42.07	2080.41	1778.91	71.49	2002.40
N*10	1549.89	0.00	2035.04	1510.73	11.18	2008.87	1463.82	24.24	1972.82	1401.54	42.03	1914.83	1296.13	71.70	1797.36
N*11	1160.37	0.00	1820.67	1105.66	11.31	1775.83	1042.37	24.24	1717.12	956.28	41.84	1628.39	810.78	71.16	1454.39
N*12	770.86	0.00	1513.46	701.25	11.31	1442.36	620.91	24.24	1353.11	511.26	41.70	1221.10	332.09	69.84	974.17

N°13	381.41	0.00	1113.46	296.82	11.31	1008.90	199.46	24.24	880.79	69.81	41.07	696.59	-60.85	52.12	501.00
N°14	-5.90	0.00	623.03	-107.39	11.36	475.63	-215.69	22.53	310.53	-276.54	23.90	215.14	-309.23	22.13	163.37
N°15	-417.29	0.00	0.00	-417.29	0.00	0.00	-417.29	0.00	0.00	-417.29	0.00	0.00	-417.29	0.00	0.00

PUNTOS	M33			
	0° (M33')		180° (M33')	
	ØPn	ØM3	ØPn	ØM3
1	4182.41	0.0	4182.4	0
2	4182.41	662.8	4182.4	-663
3	4182.41	1131.9	4182.4	-1132
4	3945.36	1513.6	3945.4	-1514
5	3553.96	1808.6	3554.0	-1809
6	3155.99	2018.1	3156.0	-2018
7	2748.69	2143.7	2748.7	-2144
8	2327.41	2188.0	2327.4	-2188
9	1939.40	2156.6	1939.4	-2157
10	1549.89	2035.0	1549.9	-2035
11	1160.37	1820.7	1160.4	-1821
12	770.86	1513.5	770.9	-1513
13	381.41	1113.5	381.4	-1113
14	-5.90	623.0	-5.9	-623
15	-417.29	0.0	-417.3	0

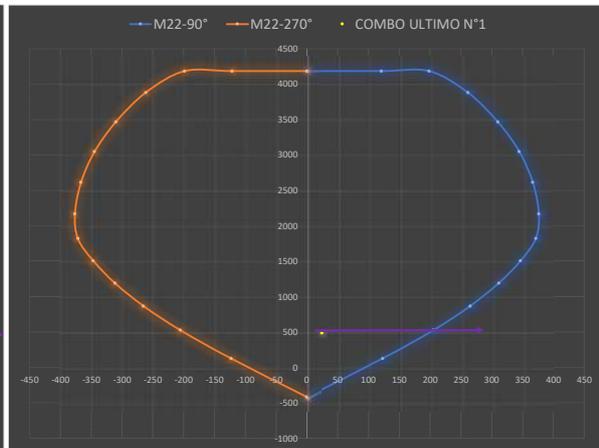
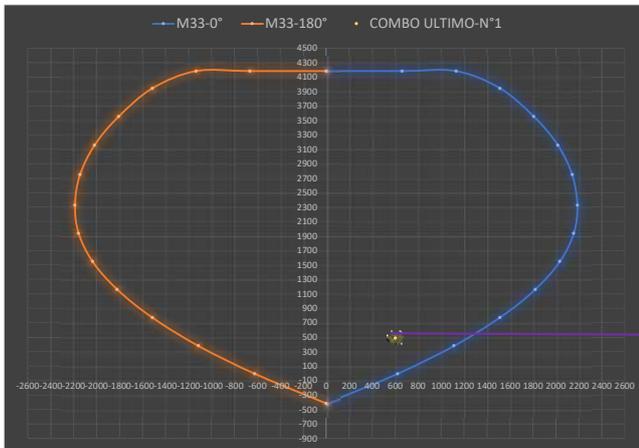
PUNTOS	M22			
	90° (M22')		270°(M22')	
	ØPn	ØM2	ØPn	ØM2
1	4182.4145	0	4182.4145	0
2	4182.4145	121.1148	4182.4145	-121.1148
3	4182.4145	198.4264	4182.4145	-198.4264
4	3880.2741	261.2303	3880.2741	-261.2303
5	3467.1496	309.8221	3467.1496	-309.8221
6	3046.6409	344.6546	3046.6409	-344.6546
7	2615.365	366.4565	2615.365	-366.4565
8	2167.5005	376.4822	2167.5005	-376.4822
9	1819.3662	371.5981	1819.3662	-371.5981
10	1506.8997	346.7717	1506.8997	-346.7717
11	1190.8852	311.5363	1190.8852	-311.5363
12	867.775	265.1273	867.775	-265.1273
13	526.9252	205.2513	526.9252	-205.2513
14	126.9402	122.9885	126.9402	-122.9885
15	-417.2895	0	-417.288	0

Se tiene que escoger la combinación para el cual se tenga el mayor momento, y mayor axial.

NIVEL	P _{ui} tonnef	V _{ui} (2-2) tonnef	M _{ui} (3-3) tonnef-m
Nivel 0	486.73	153.20	603.64
Nivel 1	0.00	0.00	0.00
Nivel 2	0.00	0.00	0.00
Nivel 3	0.00	0.00	0.00
Nivel 4	0.00	0.00	0.00

P _{ui} tonnef	V _{ui} (3-3) tonnef	M _{ui} (2-2) tonnef-m
486.73	6.39	24.44
0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00

P tonf	V2 tonf	V3 tonf	T tonf-m
-394.1075	2.0242	-3.8779	-4.0609
-412.814	1.2568	-5.1303	-5.3658
-338.9434	153.1992	-3.0704	-3.3941
-406.73	-150.0378	-6.3895	-6.5039
-151.311	152.7751	-0.5564	-0.7856
-299.0976	-150.4618	-3.0755	-3.6754



Mpr "3-3" (momento máximo probable) **1250** Tonnef-m

Mpr "2-2" (momento máximo probable) **200** Tonnef-m

7) CALCULO DE LA DEMANDA POR CORTE FINAL "2-2" (Vu -demanda ultima mayorada) ; (Ve - demanda por capacidad)

La fuerza cortante Ve se calcula con la siguiente expresión

Vu=Vu0	153.20	Tonnef
Mu=Mu0	603.64	Tonnef-m
Ω _v	2.07	
w _v	1.58	
Ve	459.60	Tonnef

$$V_e = (\Omega_v w_v V_u \leq 3V_u)$$

Donde:

Vu: corte ultimo mayorado, en la base del muro

Ω_v: Es el factor de sobre-resistencia en la sección crítica y se define según la tabla siguiente:

Tabla 18.10.3.1.2 — Factor de sobrerresistencia Ω_v en la sección crítica

Condición	Ω _v
$h_{wec}/\ell_w > 1.5$	El mayor entre $M_{pr}/M_u^{(1)}$ y $1.5^{(2)}$
$h_{wec}/\ell_w \leq 1.5$	1.0

⁽¹⁾ Para las combinaciones de carga que produzcan el mayor valor de Ω_v.

⁽²⁾ A menos que un análisis más detallado demuestre un valor menor, pero no menor que 1.0.

w_v: Es el factor para tener en cuenta la amplificación dinámica de cortante y se determina:

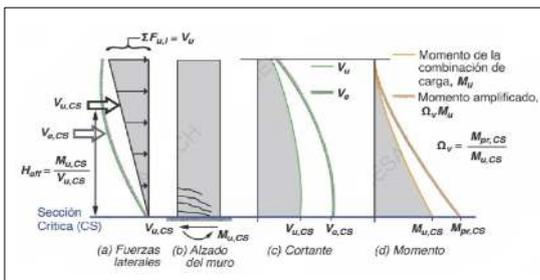
$$hw/\ell_w < 2 \dots \dots \dots (1)$$

$$w_v = 0.9 + \frac{n_s}{10} \dots \dots \dots n_s \leq 6$$

$$w_v = 1.3 + \frac{n_s}{30} \dots \dots \dots n_s > 6$$

n_s: no debe tomarse menor a 0.00028hw (hw en mm)

n _s	8.4
----------------	-----



Para incluir la demanda de corte V_e en la base del muro en ETABS, sera necesario definir un factor de amplificación de la fuerza sísmica, el cual se determina de la siguiente manera:

$$\Omega_{sismo} = \frac{V_e}{V_u}$$

$\Omega_{sismo} = 3.00$

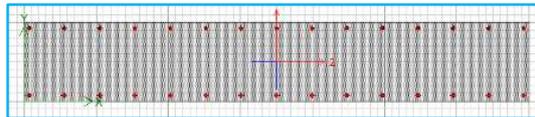
8) RESISTENCIA POR CORTANTE DEL MURO "2-2"

Se propone un distribución de acero transversal para su verificación:

Ve =	459.60	Tonnesf	Cortante por capacidad
Ø diametro barra transv	1/2"		
N°barras (2-2)	4		Se plantea estribos dobles
Separación max(cm)	45		$V_{trans,prop} = \frac{A_v}{b_w S}$
Separación (cm)	10		OK
Cuántia Mínima	pmin	Asmin	
ptransv_min	0.25%	375.00 cm2	
Cuántia Propuesto	pprop	Aspro	
ptransv_prop	1.02%	1524.00 cm2	

Pulg	Cms	AREA cm2
3/8"	0.95	0.71
1/2"	1.27	1.27
5/8"	1.59	1.98
3/4"	1.91	2.85
7/8"	2.22	3.88
1"	2.54	5.07
1 1/8"	2.86	6.41
1 1/4"	3.18	7.92
1 3/8"	3.49	9.58
1 1/2"	3.81	11.4

OK



$\alpha_c =$	0.53	Coefficiente para cortante
$\phi_v =$	0.75	Factor de minoración de resistencia al corte

$$V_n = A_{cw} (\alpha_c \sqrt{F'c} + \rho_{trans,prop} F_y)$$

$$V_u \leq \phi_v V_n \text{ limite}$$

$$V_n \leq 2.12 A_{cw} (\sqrt{F'c})$$

$$D/C = \frac{V_e}{\phi_v V_n}$$

$$\text{Tasa de acero}_{transv} = \frac{A_v}{S}$$

Vn =	854.55	Tonnesf	Resistencia nominal a cortante del muro	El Vn_limite se puede incrementar hasta un 5% como maximo
Vn_limite =	644.50	Tonnesf	Resistencia nominal limite a cortante del muro	
ØVn_limite =	483.38		CUMPLE	
Ve =	459.60	Tonnesf	Cortante por capacidad	

105.17%
95.08%

Tasa que debe dar ETABS 0.331

Tasa de acero transversal (Av/s) - cm2/cm	
COLOCADO	Min. Prop. ETABS
0.508	0.579

Esesor will
47.54 cm

Demanda/Capacidad 0.72 CUMPLE

9) CALCULO DE LA DEMANDA POR CORTANTE FINAL "3-3" (Vu -demanda ultima mayorada) ; (Ve - demanda por capacidad)

La fuerza cortante V_e se calcula con la siguiente expresión

Vu=Vu0	6.39	Tonnesf
Mu=Mu0	61.11	Tonnesf-m
$\Omega_v =$	3.27	
wv=	1.58	
Ve	19.17	Tonnesf

$$V_e = (\Omega_v w_v V_u \leq 3V_u)$$

Donde:
Vu: corte ultimo mayorado, en la base del muro

Ω_v : Es el factor de sobre-resistencia en la sección crítica y se define según la tabla siguiente:

Tabla 18.10.3.1.2 — Factor de sobrerresistencia Ω_v en la sección crítica

Condición	Ω_v	
	El mayor entre	
$h_{wca}/\ell_w > 1.5$	M_{pr}/M_u [1]	
$h_{wca}/\ell_w \leq 1.5$	1.0	

[1] Para las combinaciones de carga que produzcan el mayor valor de Ω_v .
[2] A menos que un análisis más detallado demuestre un valor menor, pero no menor que 1.0.

wv: Es el factor para tener en cuenta la amplificación dinámica de cortante y se determina:

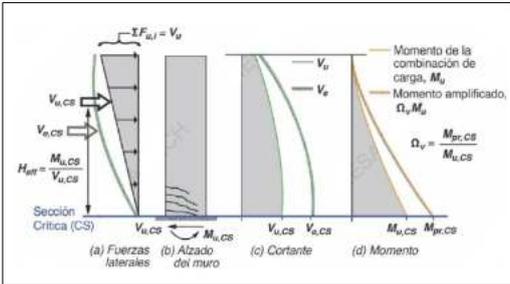
$$hw/\ell_w < 2 \dots \dots \dots (1)$$

$$w_v = 0.9 + \frac{n_s}{10} \dots \dots \dots n_s \leq 6$$

$$w_v = 1.3 + \frac{n_s}{30} \dots \dots \dots n_s > 6$$

n_s : no debe tomarse menor a 0.00028hw (hw en mm)

n_s	8.4
-------	-----



Para incluir la demanda de corte V_e en la base del muro en ETABS, sera necesario definir un factor de amplificación de la fuerza sísmica, el cual se determina de la siguiente manera:

$$\Omega_{sismo} = \frac{V_e}{V_u}$$

$\Omega_{sismo} = 3.00$

10) RESISTENCIA POR CORTANTE DEL MURO "3-3"

Se propone un distribución de acero transversal para su verificación:

Ø diametro barra transv	1/2"
N°barras (3-3)	0
Separación max(cm)	45
Separación (cm)	10

$$P_{trans.prop} = \frac{A_v}{l_w S}$$

OK

Cuántia Mínima	p_{min}	As_{min}
P _{transv_{min}}	0.25%	375.00 cm ²

Cuántia Propuesto	p_{prop}	As_{prop}
P _{transv_{prop}}	0.00%	0.00 cm ²

Pulg	Cms	AREA cm ²
3/8"	0.95	0.71
1/2"	1.27	1.27
5/8"	1.59	1.98
3/4"	1.91	2.85
7/8"	2.22	3.88
1"	2.54	5.07
1 1/8"	2.86	6.41
1 1/4"	3.18	7.92
1 3/8"	3.49	9.58
1 1/2"	3.81	11.4

Station	ID	Rebar	Shear	P _c	M _u	V _c	ΦV _c	ΦV _s
Top	Leg 1	0.1089	Comb2-CORTE	219.0748	-237600	297	159.7279	297
Bottom	Leg 1	0.1089	Comb2-CORTE	236.3747	-326700	297	159.7279	297

AUMENTAR ACERO TRANSVERSAL

Shear Design								
Station Location	ID	Rebar cm ² /cm	Shear Combo	P _c tonf	M _u tonf-cm	V _c tonf	ΦV _c tonf	ΦV _s tonf
Top	Leg 1	0.1089	Comb2-CORTE	219.0748	-237600	297	159.7279	297
Bottom	Leg 1	0.1089	Comb2-CORTE	236.3747	-326700	297	159.7279	297

α _c	0.53
----------------	------

Coefficiente para cortante

φ _v	0.75
----------------	------

Factor de minoración de resistencia al corte

$$V_n = A_{cw}(\alpha_c \sqrt{f'_c} + P_{trans.prop} F_y)$$

$$V_u \leq \phi_v V_{n,limite}$$

$$V_n \leq 2.12 A_{cw} (\sqrt{f'_c})$$

$$D/C = \frac{V_c}{\phi_v V_n}$$

$$Tasa\ de\ acero_{transv} = \frac{A_v}{S}$$

V _n	161.13	Tonf
----------------	--------	------

Resistencia nominal a cortante del muro

V _{n,limite}	644.50	Tonf
-----------------------	--------	------

Resistencia nominal limite a cortante del muro

φV _{n,limite}	483.38	Tonf
------------------------	--------	------

CUMPLE

V _e	19.17	Tonf
----------------	-------	------

Cortante por capacidad

Tasa de acero transversal (Av/s) - cm ² /cm	
COLOCADO	Min. Prop. ETABS

2521.52%
3.97%

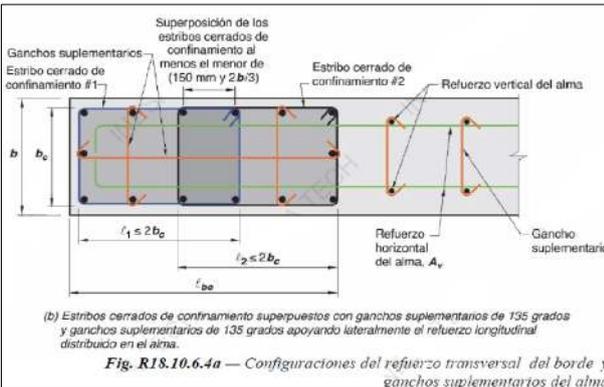
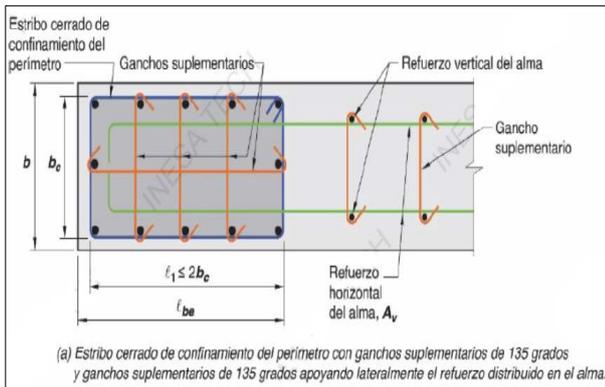
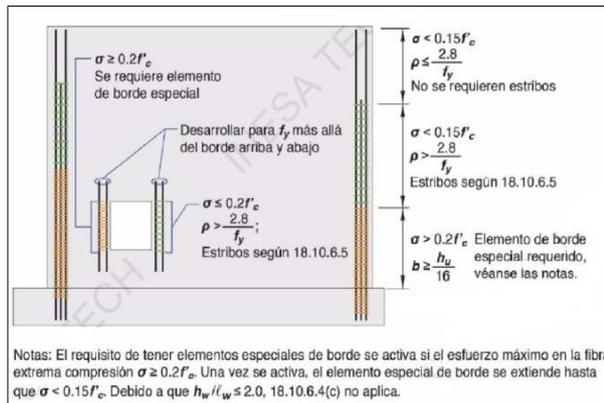
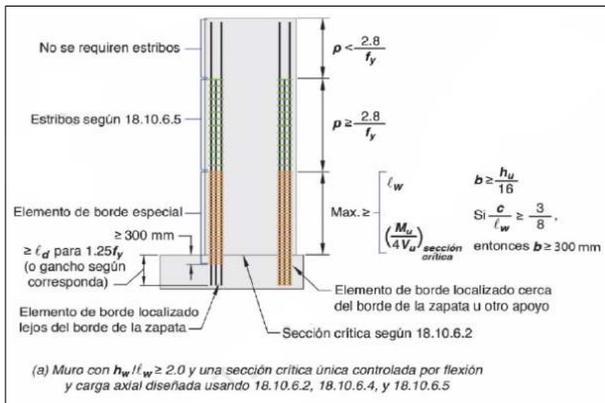
Espesor will
12.89 cm

Demanda/Capacidad 0.16 CUMPLE

Pero se colocara ganchos suplementarios como indica la Fig. R18.10.6.4a del ACI 318-19

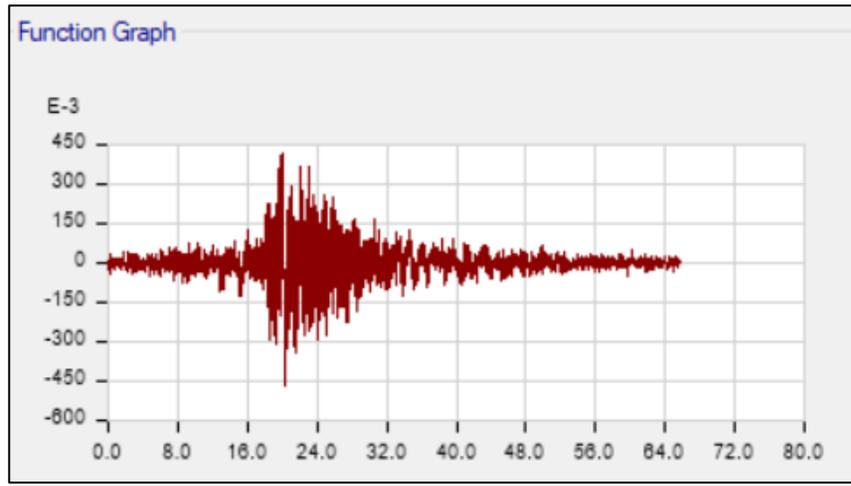
11) VERIFICACIÓN DEL REFUERZO TRANSVERSAL (ACERO POR CORTANTE) EN ELEMENTOS DE BORDE - ESTRIBOS

Consideraciones a tener en cuenta:

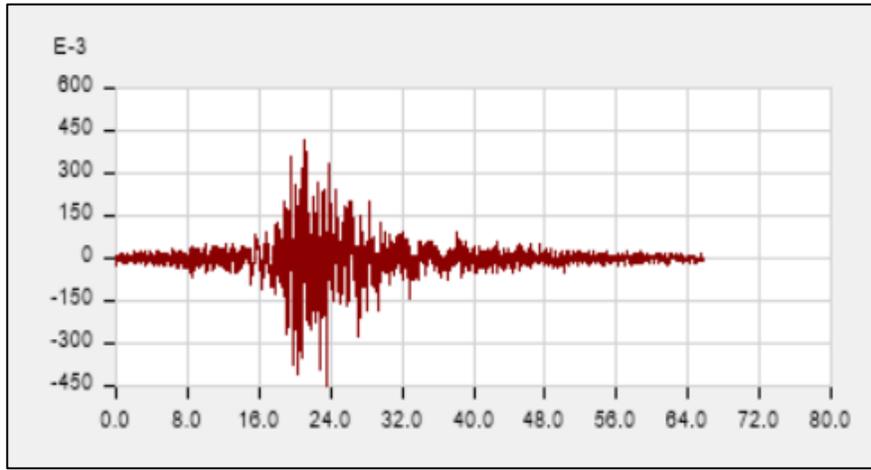


ANEXO E – REGISTROS SÍMICOS

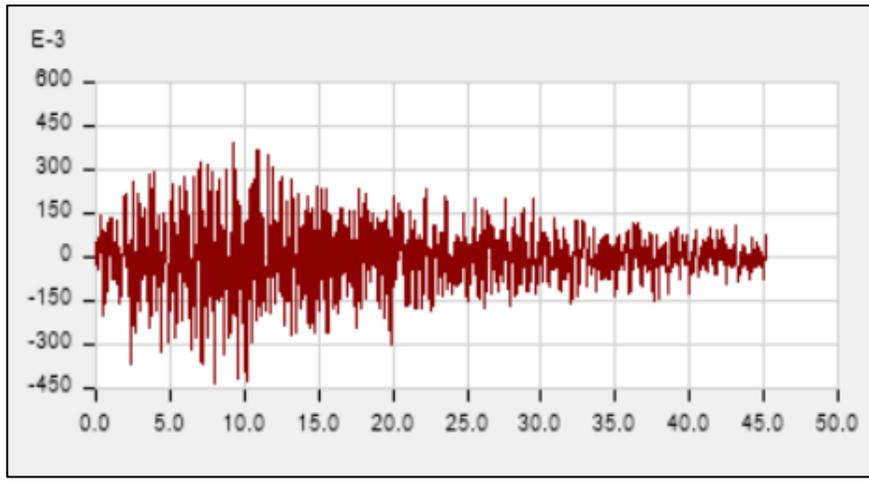
SISMO LIMA 1966 DIRECCIÓN X, T(s) vs g



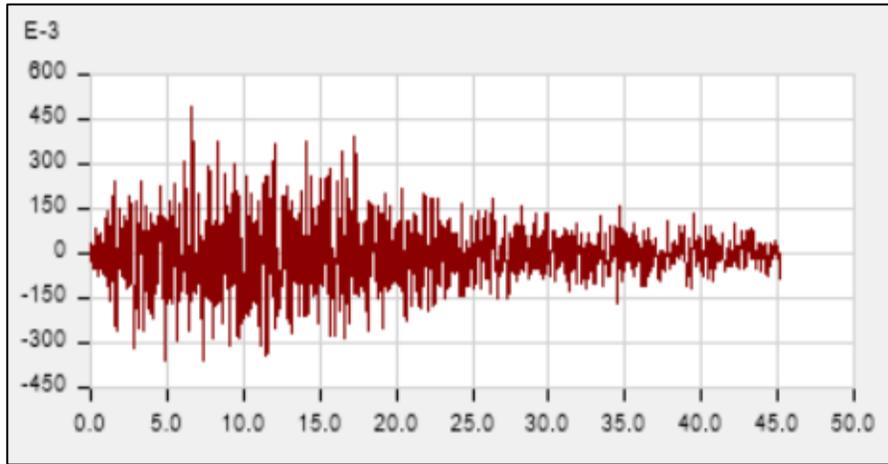
SISMO LIMA 1966 DIRECCIÓN Y, T(s) vs g



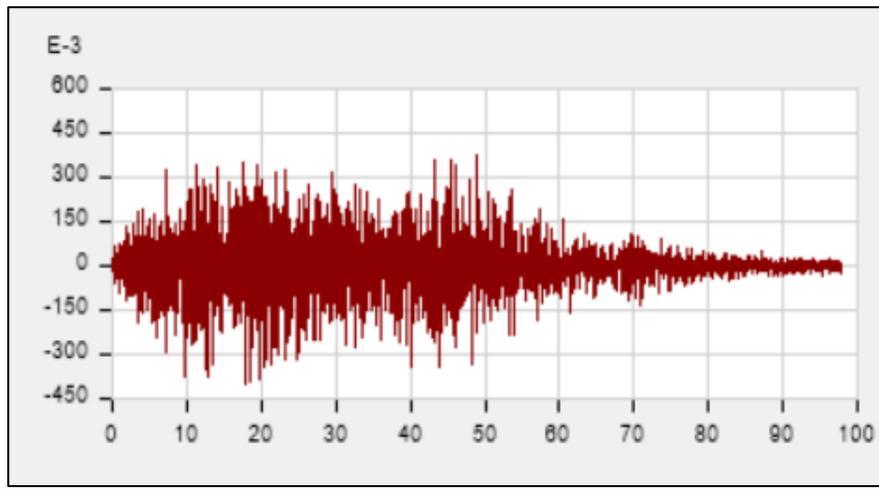
SISMO LIMA 1970 DIRECCIÓN X, T(s) vs g



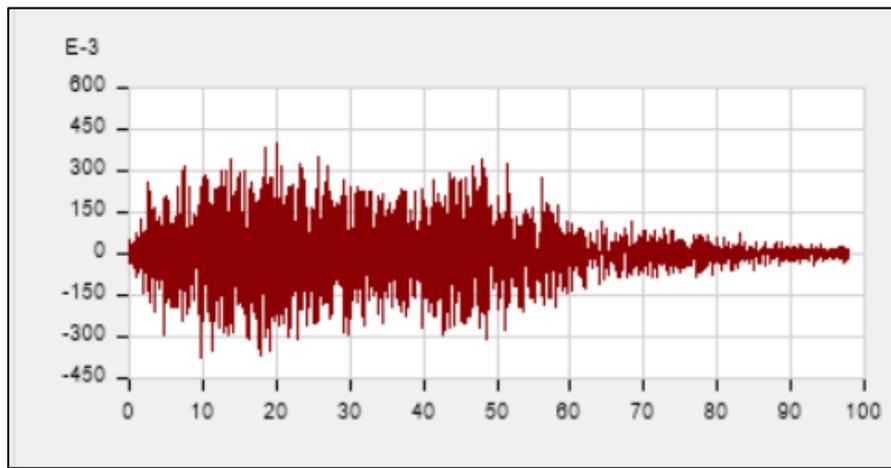
SISMO LIMA 1970 DIRECCIÓN Y, T(s) vs g



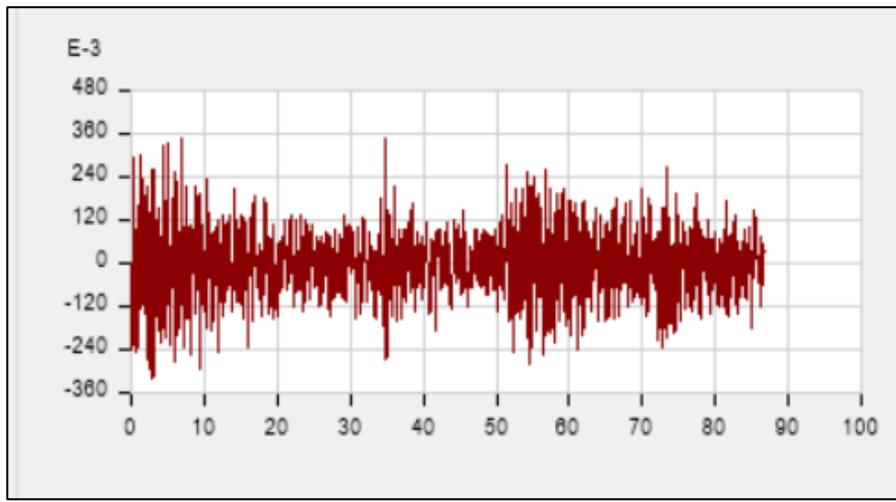
SISMO LIMA 1974 DIRECCIÓN X, T(s) vs g



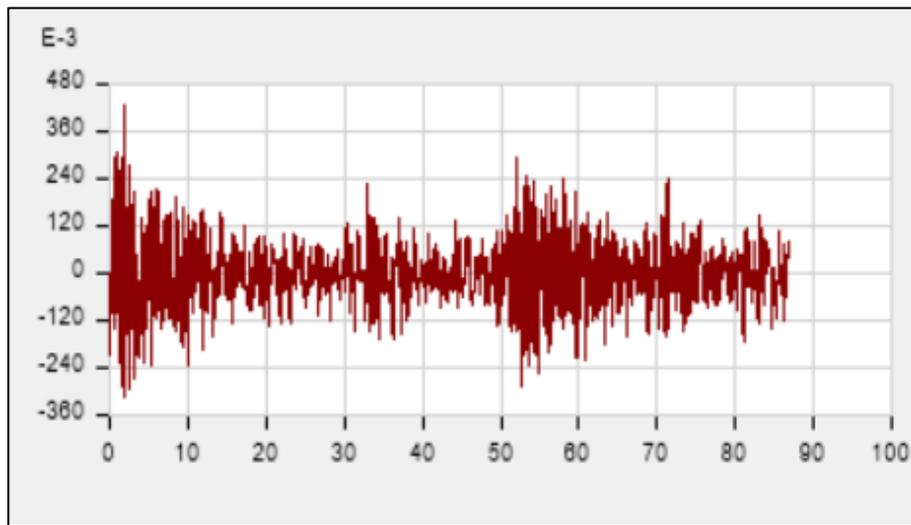
SISMO LIMA 1974 DIRECCIÓN Y, T(s) vs g



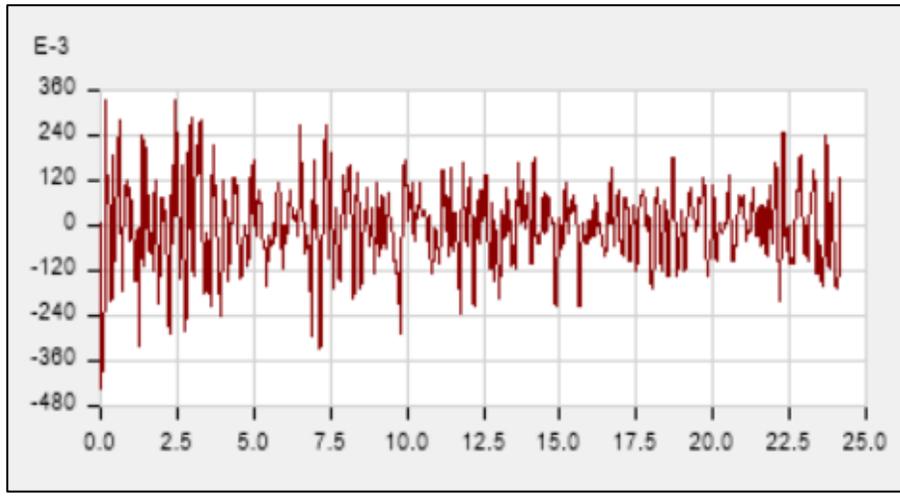
SISMO ICA 2007 DIRECCIÓN X, T(s) vs g



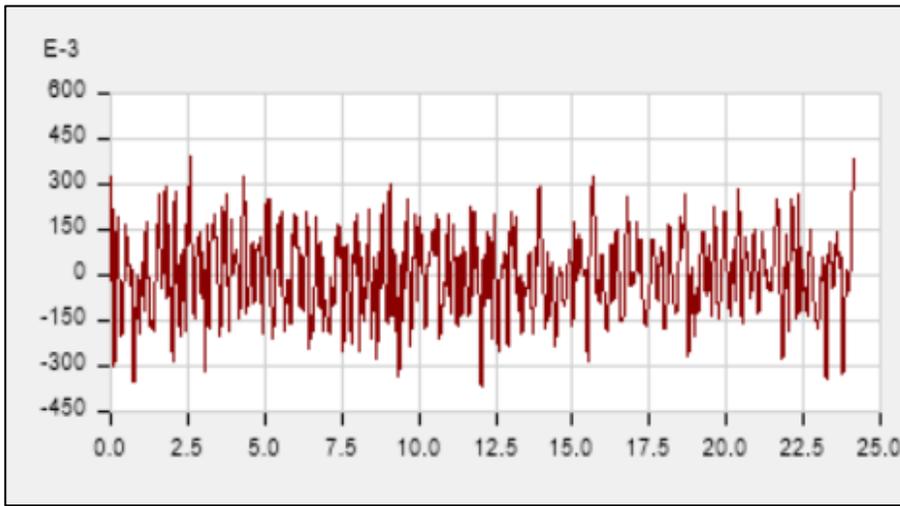
SISMO ICA 2007 DIRECCIÓN Y, T(s) vs g



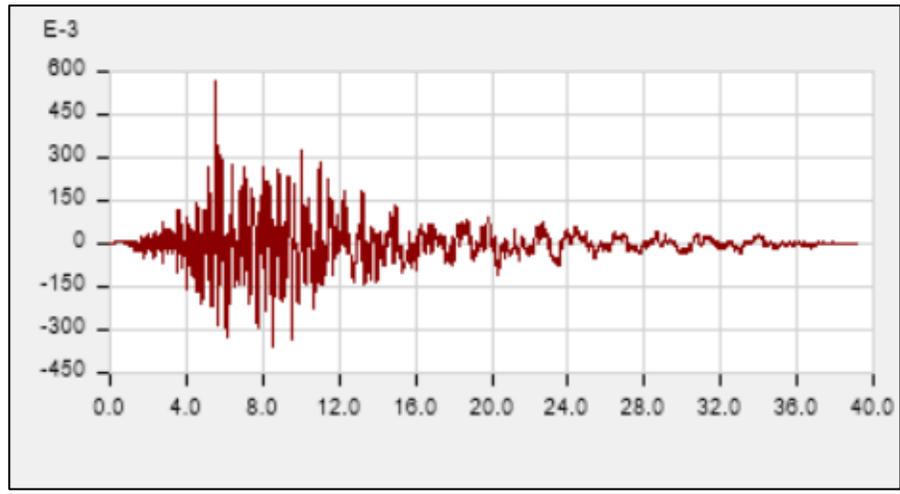
SISMO CALIFORNIA 1940 DIRECCIÓN X, T(s) vs g



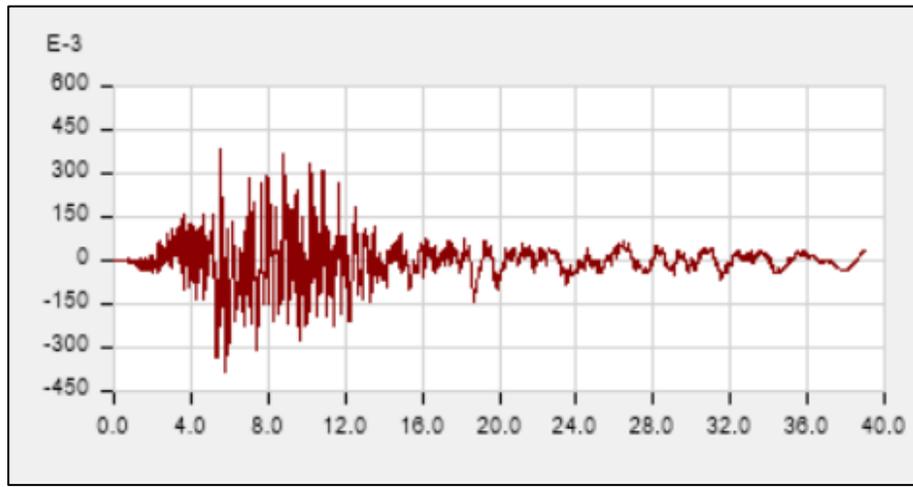
SISMO CALIFORNIA 1940 DIRECCIÓN Y, T(s) vs g



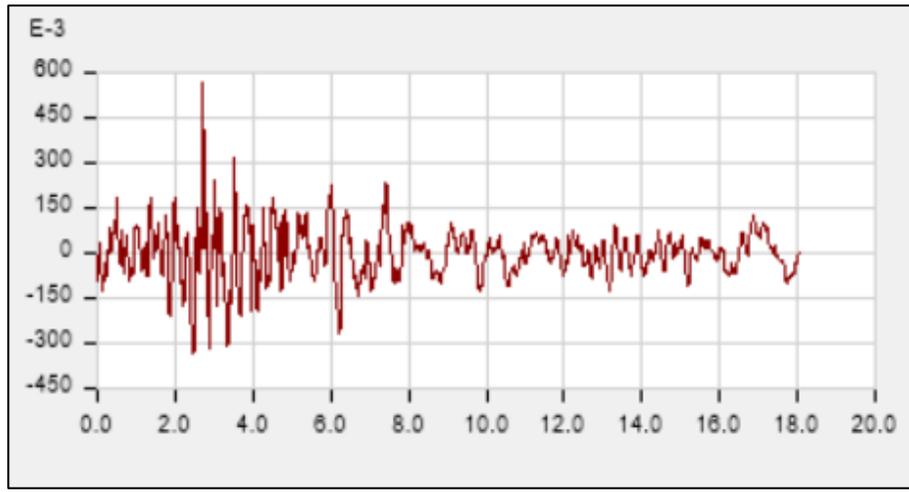
SISMO CALIFORNIA 1979 DIRECCIÓN X, T(s) vs g



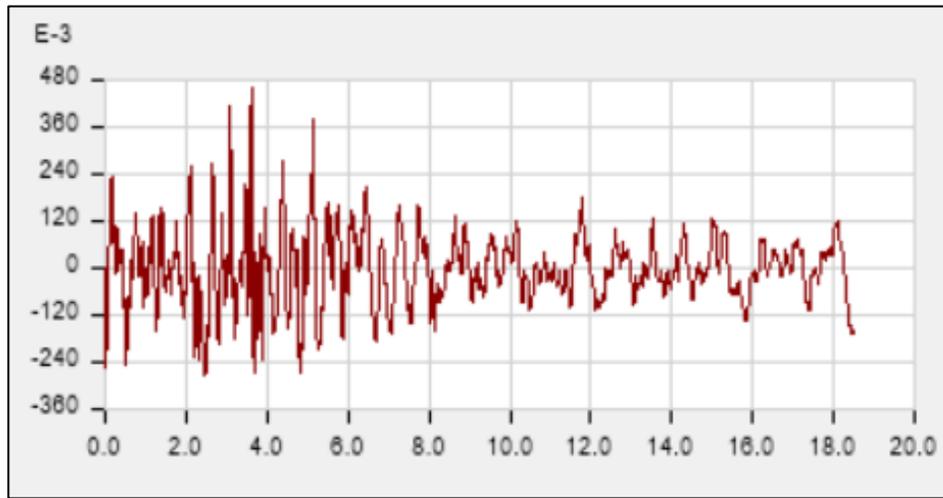
SISMO CALIFORNIA 1979 DIRECCIÓN Y, T(s) vs g



SISMO JAPON 2000 DIRECCIÓN X, T(s) vs g



SISMO JAPON 2000 DIRECCIÓN Y, T(s) vs g



ANEXO F - CONSENTIMIENTO INFORMADO

Estimado(a).

Con el debido respeto me presento y expongo:

Yo Angel Vertiz, Sukker Stivie, bachiller de Ingeniería Civil por la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura, he realizado una investigación que lleva por título “MEJORAMIENTO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL BLOQUE "A" DE LA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL HERMILIO VALDIZAN, APLICANDO LA NORMATIVIDAD ASCE 7-16 Y ACI 318-19 , 2022”, con el objetivo de demostrar la importancia en el diseño por capacidad y la ductilidad de la estructura para lograr un incursionamiento estable de la estructura dentro del rango inelástico ante fuerzas sísmicas.

Declaro que me encuentro en mi plena capacidad de forma libre y voluntaria, habiendo sido informada de la investigación. Por lo expuesto, consiento y autorizo la revisión de la elaboración de mi tesis para las observaciones pertinentes, las cuales servirán de ayuda en mi investigación.

Es cuanto le informo para su conocimiento y fines pertinentes, reiterándole mis cordiales saludos.

Atentamente,

.....
Bach. Sukker Stivie, Angel Vertiz
(Tesista)

Ms. Ing. Elisa Raquel Quintanilla Herrera
INGENIERO CIVIL
REG. CIP: 93637

.....
Msc. Ing. Elisa Raquel. Quintanilla Herrera
(Tesista)

ANEXO G - INSTRUMENTO DE RECOLECCIÓN DE DATOS

La fuente e instrumentos de recolección de datos analizados e interpretados para la siguiente investigación son:

- Especialización en ingeniería estructural y sismorresistente, Inesa Tech, Barcelona.
- Master Internacional de Estructuras, Global Institute of Technology, Barcelona.
- Normas como; ACI 318-19; ASCE 7-16, FEMA 440 y ASCE 41-17.

ANEXO H - MATRIZ DE CONSISTENCIA

Planteamiento del Problema	Objetivos del Estudio	Hipótesis de Investigación	Variables	Diseño de Investigación
<p>• Problema General. Cuál será el comportamiento no lineal del bloque “A” de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad Nacional Hermilio Valdizan, con la aplicación de la norma ASCE 7-16, ACI 318-19 y ASCE 41-17.</p> <p>• Problemas Específicos. - Como afecta haber diseñado linealmente el bloque “A” de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad Nacional Hermilio Valdizan, en el comportamiento inelástico de la misma - Como afecta a la respuesta no lineal de la estructura en análisis, la no consideración de</p>	<p>• Objetivo General. Determinar el comportamiento no lineal del bloque “A” de Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad Nacional Hermilio Valdizan, con la aplicación de la norma ASCE 7-16, ACI 318-19 y ASCE 41-17.</p> <p>• Objetivos Específicos. - Hacer un análisis no lineal del bloque “A” del expediente técnico, el cual fue diseñado con un análisis lineal dinámico. - Hacer un análisis no lineal del bloque “A” del expediente técnico, sin considerar los disipadores sísmicos SLB. - Calcular la curva de capacidad de la estructura del expediente técnico, para calcular la ductilidad de la misma, y posteriormente su coeficiente de reducción sísmica “R”</p>	<p>• Hipótesis General. Diseñar la estructura utilizando normativa americana permitirá a la estructura incursionar en el rango inelástico de forma estable durante la ocurrencia de un evento sísmico.</p> <p>• Hipótesis Específicos. - Diseñar el bloque “A” linealmente, como fue diseñada en el expediente técnico, sin la verificación de un análisis no lineal acrecentara la incertidumbre del comportamiento estructural en el rango inelástico - No considerar los disipadores sísmicos SLB en la estructura diseñada en el expediente técnico, no influenciara considerablemente en la respuesta de la misma - El coeficiente de reducción sísmica real calculada tendrá una disminución del “R” considerado en diseño del bloque “A” del expediente técnico.</p> <p>• Hipótesis Nula. - Diseñar la estructura utilizando la normativa americana aumentara la inestabilidad de la estructura durante un evento sísmico.</p>	<p>• (V.D) Derivas de entrepiso. DIMENSIÓN - Desplazamientos relativos de entrepiso - Altura de entrepiso.</p> <p>• (V.I) Sismo de Diseño. DIMENSIÓN - Factor de zona. - Factor de importancia. - Factor de tipo de suelo - Factor de amplificación sísmica - Factor de reducción de respuesta</p> <p>• (V.I) Ductilidad de la estructura. DIMENSIÓN - Sección del elemento estructural - Cuantía del elemento estructural.</p>	<p>• Tipo de Investigación. - Cuantitativo.</p> <p>• Nivel de Investigación. - Correlacional.</p> <p>• Diseño de Investigación. - Cuasi experimental.</p>

<p><i>disipadores sísmicos</i> <i>SLB</i></p> <p>- <i>Cuál será el</i> <i>coeficiente de</i> <i>reducción sísmica</i> <i>“R” real de la</i> <i>estructura diseñada</i> <i>linealmente.</i></p>				
--	--	--	--	--

ANEXO I - OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

<i>Variables</i>	<i>Definición Conceptual</i>	<i>Definición Operacional</i>	<i>Dimensión</i>	<i>Indicadores</i>	<i>Unidad de medida</i>	<i>Escala</i>	<i>Medida de valoración</i>
<i>Derivas de entrepiso (V.D)</i>	Diferencia de los desplazamientos relativos entre dos pisos de niveles consecutivos dividido entre la altura del entrepiso.	<i>Calcular las derivas de entrepiso, considerando los límites establecidos en la E.030 Y ASCE 7-16.</i>	<i>Desplazamientos relativos de entrepiso</i>	<i>Desplazamiento ante una carga sísmica</i>	<i>Milímetros, metros, centímetros, etc</i>		
				<i>Control de daños</i>	<i>Adimensional</i>		<i>Seguridad estructural y nivel daños después de un sismo.</i>
			<i>Altura de entrepiso</i>	<i>Altura</i>	<i>Milímetros, metros, centímetros, etc</i>		
<i>Sismo de Diseño (V.I)</i>	Evento sísmico con una cierta probabilidad de ser excedido en un determinado tiempo, que es determinado a partir de un análisis de la peligrosidad sísmica del sitio de la estructura o mediante un mapa de zonificación de peligrosidad sísmica.	<i>Analizar y establecer los parámetros (Z, S, U y R), de acuerdo a las características de la infraestructura, para luego asignar el sismo de diseño correspondiente.</i>	<i>Factor de Zona</i>	<i>Ubicación geográfica</i>	<i>Coordenadas UTM</i>	<i>En Perú (Z1-Z4), En U.S.A (A, B, C, D, E, F)</i>	<i>En función de la aceleración "g" m/s²</i>
				<i>Localización</i>	<i>Coordenadas UTM</i>		
			<i>Factor de Importancia</i>	<i>Función de la estructura</i>	<i>Adimensional</i>		
			<i>Factor de Tipo de Suelo</i>	<i>Estudio geotécnico</i>	<i>Clasificación geotécnica de suelos</i>	<i>S₀-S₄</i>	<i>Velocidad de propagación de ondas de corte (Vs) m/s</i>
			<i>Factor de Amplificación Sísmica</i>	<i>Periodo de la Estructura</i>	<i>Segundos</i>	<i>0 < C</i>	<i>Rigidez y Masa</i>
			<i>Factor de Reducción de Respuesta</i>	<i>Ductilidad de la estructura</i>	<i>Clasificación de la estructura</i>	<i>ρ > 0</i>	<i>-Cortante basal -Deformación</i>

<i>Ductilidad de la Estructura (V.I)</i>	La ductilidad de la estructura se refiere a la capacidad de la estructura para deformarse bajo la influencia de cargas, sin romperse y sin perder significativamente su capacidad de resistencia	<i>Calcular la ductilidad del sistema, después de proveer a la misma con secciones y acero, la ductilidad se calcula en función del cortante basal y la deformación de la estructura producto de este cortante basal.</i>	<i>Sección del elemento estructural</i>	<i>Desplazamiento de la estructura</i>	<i>Milímetros, metros, centímetros, etc</i>	<i>Desplazamiento > 0</i>	
			<i>Cuantía del elemento estructural</i>	<i>Desplazamiento de la estructura</i>	<i>Milímetros, metros, centímetros, etc</i>	<i>Desplazamiento > 0</i>	



ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

En la ciudad universitaria de Cayhuayna, a los 21 días del mes de setiembre de 2023, siendo las 11.30 am, se dará cumplimiento a la Resolución de Decano N°621-2023-UNHEVAL-FICA-D (Designando a la Comisión de Revisión y sustentación de tesis) y la Resolución Virtual N°724-2023-UNHEVAL-FICA-D, de fecha 11.SET.2023 (Fijando fecha y hora de sustentación de tesis), en concordancia con el Reglamento de Grados y Títulos, en virtud de la Resolución Consejo Universitario N°3412-2022-UNHEVAL (Aprobando el procedimiento de la Sustentación de Tesis), los miembros del jurado van a proceder a la evaluación de la sustentación en acto público presencial de tesis titulada: **MEJORAMIENTO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL BLOQUE "A" DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL HERMILIO VALDIZAN, APLICANDO LA NORMATIVIDAD ASCE 7-16 Y ACI 318-19,2022**, para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil del bachiller **SUKKER STIVIE, ANGEL VERTIZ**, reuniéndose en el auditorio de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura, el jurado examinador integrado por los docentes: Mg. Ing. Edgar Grimaldo Matto Pablo, PRESIDENTE – Dr. Ing. José Luis Villavicencio Guardia, SECRETARIO – Mg. Ing. Luis Fernando Narro Jara, VOCAL y el bachiller mencionado, a fin de proceder con la evaluación y calificación de la sustentación de tesis y obtener el **TÍTULO PROFESIONAL de INGENIERO CIVIL** de la Carrera Profesional de Ingeniería civil, de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura.

Concluido el acto de defensa los miembros de jurado, procedió a la evaluación de los aspirantes al Título Profesional de Ingeniero Civil, obteniendo luego el resultado siguiente:

APELLIDOS Y NOMBRES	DICTAMEN	NOTA	CALIFICATIVO
ANGEL VERTIZ SUKKER STIVIE	APROBADO	16	BUENO

Calificación que se realizó de acuerdo a la Resolución Consejo Universitario N°3412-2022-UNHEVAL - Título VII – Capítulo VI Art.78 Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad Nacional Hermilio Valdizán

Dándose por finalizado dicho acto a las...13.00 pm del mismo día 21/09/2023 con lo que se dio por concluido, y en fe de lo cual firmamos.


EDGAR GRIMALDO MATTO PABLO
 PRESIDENTE


JOSÉ LUIS VILLAVICENCIO GUARDIA
 SECRETARIO


LUIS FERNANDO NARRO JARA
 VOCAL



“Año de la Unidad, la Paz y el Desarrollo”

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
DIRECCIÓN DE INVESTIGACIÓN



CONSTANCIA DE ORIGINALIDAD

N°051-2023- DI/FICyA

El director de investigación de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad Nacional Hermilio Valdizan de Huánuco

HACE CONSTAR que:

La Tesis “MEJORAMIENTO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL BLOQUE “ A “ DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA DE LA UNIVERISIDADNACIONAL HERMILIO VALDIZAN , APLICANDO LA NORMATIVA ASCE7-16 Y 318-19,2022” del Bachiller SUKKER STIVIE, ANGEL VERTIZ de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, Cuenta con un índice de similitud del **13 %** verificable en el Reporte de Originalidad del software anti-plagio Turnitin. Luego del análisis se concluye que, cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio, por lo expuesto la Tesis cumple con todas las normas para el uso de citas y referencias, además de presentar un índice de similitud menor al 35% establecido en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad Nacional Hermilio Valdizán.

Huánuco, 01 de setiembre 2023



Dr. José Luís VILLAVICENCIO GUARDIA
Director de Investigación
Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura

DI.JLVG 2023

NOMBRE DEL TRABAJO

MEJORAMIENTO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL BLOQUE "A" DE LA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTU

AUTOR

ANGEL VERTIZ SUKKER STIVIE

RECuento DE PALABRAS

36079 Words

RECuento DE CARACTERES

193566 Characters

RECuento DE PÁGINAS

250 Pages

TAMAÑO DEL ARCHIVO

26.0MB

FECHA DE ENTREGA

Sep 1, 2023 1:27 PM GMT-5

FECHA DEL INFORME

Sep 1, 2023 1:30 PM GMT-5

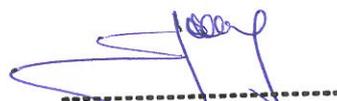
● **13% de similitud general**

El total combinado de todas las coincidencias, incluidas las fuentes superpuestas, para cada base de datos

- 13% Base de datos de Internet
- Base de datos de Crossref
- 8% Base de datos de trabajos entregados
- 2% Base de datos de publicaciones
- Base de datos de contenido publicado de Crossref

● **Excluir del Reporte de Similitud**

- Material bibliográfico
- Coincidencia baja (menos de 15 palabras)
- Material citado



Dr. Ing. Jose Luis Villavicencio Guardia
DIRECTOR DE LA UNIDAD DE INVESTIGACIÓN
DOCENTE DE LA FICA



RESOLUCIÓN VIRTUAL N°724-2023-UNHEVAL-FICA-D

Cayhuayna, 11 setiembre 2023

VISTO: La solicitud virtual enviada por correo, de fecha 11.SET.2023, del Bachiller de Ingeniería Civil **SUKKER STIVIE, ANGEL VERTIZ**, pidiendo fecha y hora para sustentación de Tesis

CONSIDERANDO:

Que, con solicitud virtual enviada por correo, de fecha 11.SET.2023 del Bachiller de Ingeniería Civil **SUKKER STIVIE, ANGEL VERTIZ**, pidiendo fecha y hora para sustentación de Tesis titulada: MEJORAMIENTO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL BLOQUE "A" DE LA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL HERMILIO VALDIZAN, APLICANDO LA NORMATIVIDAD ASCE 7-16 Y ACI 318-19, 2022;

Que, con Resolución Virtual N°621-2022-UNHEVAL-FICA-D, de fecha 14.AGO.2022, se designa Comisión de Revisión y Evaluación del Proyecto de Tesis de Ingeniería Civil a los docentes: PRESIDENTE Mg. Ing. Edgar Grimaldo Matto Pablo, SECRETARIO Mg. Ing. José Luis Villavicencio Guardia, VOCAL Mg. Ing. Luis Fernando Narro Jara, ACCESITARIO Mg. Ing. Bladimir Abal García; como jurados revisores del Proyecto de tesis del Bachiller de Ingeniería Civil **SUKKER STIVIE, ANGEL VERTIZ**;

Que, con INFORME N° 089-2023-HCO.EGMP-FICA/D, del Mg. Ing. Edgar Grimaldo Matto Pablo, CARTA N°075-Dr ING./FICA /JLVG-2023, del Dr. Ing. José Luis Villavicencio Guardia, CARTA N° 045-2023/Mg.LFNJ, Mg. Ing. Luis Fernando Narro Jara, CARTA N°016-2023-AI-ERQH de la asesor Elisa Raquel Quintanilla Herrera, dan la conformidad a la tesis Titulado: MEJORAMIENTO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL BLOQUE "A" DE LA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL HERMILIO VALDIZAN, APLICANDO LA NORMATIVIDAD ASCE 7-16 Y ACI 318-19, 2022, del Bachiller de Ingeniería Civil **SUKKER STIVIE, ANGEL VERTIZ**;

Que, mediante Resolución Consejo Universitario N° 3412 – 2022 – UNHEVAL, de fecha 24 de octubre del 2022 en el Capítulo IV – Título III – Tesis – Art. 44° Una vez que los miembros de Jurado de Tesis informen al Decano acerca de la suficiencia del trabajo de tesis para su sustentación, el interesado presentará una solicitud dirigida al Decano pidiendo se fije lugar, fecha y hora para el acto de sustentación...;

Estando a las atribuciones conferidas al Decano por Ley Universitaria N° 30220 y por el Estatuto de la UNHEVAL;

SE RESUELVE:

- 1° **SEÑALAR** Fecha y hora para la sustentación Presencial de la tesis titulada: MEJORAMIENTO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL BLOQUE "A" DE LA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL HERMILIO VALDIZAN, APLICANDO LA NORMATIVIDAD ASCE 7-16 Y ACI 318-19, 2022, del Bachiller de Ingeniería Civil **SUKKER STIVIE, ANGEL VERTIZ**, para el **jueves 21 setiembre 2023 a horas 11.30 am**, en modalidad Presencial, en el Auditorio de la FICyA por los considerandos anotados.

Regístrese, comuníquese y archívese.




Victor Manuel Goicochea Vargas
DECANO

AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN DIGITAL Y DECLARACIÓN JURADA DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN PARA OPTAR UN GRADO ACADÉMICO O TÍTULO PROFESIONAL

1. Autorización de Publicación: (Marque con una "X")

Pregrado	<input checked="" type="checkbox"/>	Segunda Especialidad		Posgrado:	Maestría		Doctorado	
----------	-------------------------------------	----------------------	--	-----------	----------	--	-----------	--

Pregrado (tal y como está registrado en SUNEDU)

Facultad	INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
Escuela Profesional	INGENIERIA CIVIL
Carrera Profesional	INGENIERIA CIVIL
Grado que otorga	-----
Título que otorga	INGENIERO CIVIL

Segunda especialidad (tal y como está registrado en SUNEDU)

Facultad	-----
Nombre del programa	-----
Título que Otorga	-----

Posgrado (tal y como está registrado en SUNEDU)

Nombre del Programa de estudio	-----
Grado que otorga	-----

2. Datos del Autor(es): (Ingrese todos los datos requeridos completos)

Apellidos y Nombres:	ANGEL VERTIZ, SUKKER STIVIE							
Tipo de Documento:	DNI	<input checked="" type="checkbox"/>	Pasaporte		C.E.		Nro. de Celular:	982099169
Nro. de Documento:	71562520				Correo Electrónico:		angelvertizsukker@gmail.com	

Apellidos y Nombres:								
Tipo de Documento:	DNI		Pasaporte		C.E.		Nro. de Celular:	
Nro. de Documento:					Correo Electrónico:			

Apellidos y Nombres:								
Tipo de Documento:	DNI		Pasaporte		C.E.		Nro. de Celular:	
Nro. de Documento:					Correo Electrónico:			

3. Datos del Asesor: (Ingrese todos los datos requeridos completos según DNI, no es necesario indicar el Grado Académico del Asesor)

¿El Trabajo de Investigación cuenta con un Asesor?: (marque con una "X" en el recuadro del costado, según corresponda)	SI	<input checked="" type="checkbox"/>	NO			
Apellidos y Nombres:	QUINTANILLA HERRERA, ELISA RAQUEL			ORCID ID:	https://orcid.org/ 0000-0003-0442-0486	
Tipo de Documento:	DNI	<input checked="" type="checkbox"/>	Pasaporte		Nro. de documento:	22527428

4. Datos del Jurado calificador: (Ingrese solamente los Apellidos y Nombres completos según DNI, no es necesario indicar el Grado Académico del Jurado)

Presidente:	Matto Pablo, Edgar Grimaldo
Secretario:	Villavicencio Guardia, Jose Luis
Vocal:	Narro Jara, Luis Fernando
Vocal:	
Vocal:	
Accesitario	

5. Declaración Jurada: (Ingrese todos los datos requeridos completos)

a) Soy Autor (a) (es) del Trabajo de Investigación Titulado: (Ingrese el título tal y como está registrado en el Acta de Sustentación)
"MEJORAMIENTO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL BLOQUE "A" DE LA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL HERMILIO VALDIZAN, APLICANDO LA NORMATIVIDAD ASCE 7-16 Y ACI 318-19 , 2022"
b) El Trabajo de Investigación fue sustentado para optar el Grado Académico ó Título Profesional de: (tal y como está registrado en SUNEDU)
TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL
c) El Trabajo de investigación no contiene plagio (ninguna frase completa o párrafo del documento corresponde a otro autor sin haber sido citado previamente), ni total ni parcial, para lo cual se han respetado las normas internacionales de citas y referencias.
d) El trabajo de investigación presentado no atenta contra derechos de terceros.
e) El trabajo de investigación no ha sido publicado, ni presentado anteriormente para obtener algún Grado Académico o Título profesional.
f) Los datos presentados en los resultados (tablas, gráficos, textos) no han sido falsificados, ni presentados sin citar la fuente.
g) Los archivos digitales que entrego contienen la versión final del documento sustentado y aprobado por el jurado.
h) Por lo expuesto, mediante la presente asumo frente a la Universidad Nacional Hermilio Valdizan (en adelante LA UNIVERSIDAD), cualquier responsabilidad que pudiera derivarse por la autoría, originalidad y veracidad del contenido del Trabajo de Investigación, así como por los derechos de la obra y/o invención presentada. En consecuencia, me hago responsable frente a LA UNIVERSIDAD y frente a terceros de cualquier daño que pudiera ocasionar a LA UNIVERSIDAD o a terceros, por el incumplimiento de lo declarado o que pudiera encontrar causas en la tesis presentada, asumiendo todas las cargas pecuniarias que pudieran derivarse de ello. Asimismo, por la presente me comprometo a asumir además todas las cargas pecuniarias que pudieran derivarse para LA UNIVERSIDAD en favor de terceros con motivo de acciones, reclamaciones o conflictos derivados del incumplimiento de lo declarado o las que encontraren causa en el contenido del trabajo de investigación. De identificarse fraude, piratería, plagio, falsificación o que el trabajo haya sido publicado anteriormente; asumo las consecuencias y sanciones que de mi acción se deriven, sometiéndome a la normatividad vigente de la Universidad Nacional Hermilio Valdizan.

6. Datos del Documento Digital a Publicar: (Ingrese todos los datos requeridos completos)

Ingrese solo el año en el que sustentó su Trabajo de Investigación: (Verifique la Información en el Acta de Sustentación)		2023				
Modalidad de obtención del Grado Académico o Título Profesional: (Marque con X según Ley Universitaria con la que inició sus estudios)	Tesis	X	Tesis Formato Artículo	Tesis Formato Patente de Invención		
	Trabajo de Investigación		Trabajo de Suficiencia Profesional	Tesis Formato Libro, revisado por Pares Externos		
	Trabajo Académico		Otros (especifique modalidad)			
Palabras Clave: (solo se requieren 3 palabras)	MEJORAMIENTO	DISEÑO	ESTRUCTURAL			
Tipo de Acceso: (Marque con X según corresponda)	Acceso Abierto	X	Condición Cerrada (*)			
	Con Periodo de Embargo (*)		Fecha de Fin de Embargo:			
¿El Trabajo de Investigación, fue realizado en el marco de una Agencia Patrocinadora? (ya sea por financiamientos de proyectos, esquema financiero, beca, subvención u otras; marcar con una "X" en el recuadro del costado según corresponda):				SI	NO	X
Información de la Agencia Patrocinadora:						

El trabajo de investigación en digital y físico tienen los mismos registros del presente documento como son: Denominación del programa Académico, Denominación del Grado Académico o Título profesional, Nombres y Apellidos del autor, Asesor y Jurado calificador tal y como figura en el Documento de Identidad, Título completo del Trabajo de Investigación y Modalidad de Obtención del Grado Académico o Título Profesional según la Ley Universitaria con la que se inició los estudios.

7. Autorización de Publicación Digital:

A través de la presente. Autorizo de manera gratuita a la Universidad Nacional Hermilio Valdizán a publicar la versión electrónica de este Trabajo de Investigación en su Biblioteca Virtual, Portal Web, Repositorio Institucional y Base de Datos académica, por plazo indefinido, consintiendo que con dicha autorización cualquier tercero podrá acceder a dichas páginas de manera gratuita pudiendo revisarla, imprimirla o grabarla siempre y cuando se respete la autoría y sea citada correctamente. Se autoriza cambiar el contenido de forma, más no de fondo, para propósitos de estandarización de formatos, como también establecer los metadatos correspondientes.

Firma: 		
Apellidos y Nombres:	Angel Vertiz, Sukker Stivro	Huella Digital
DNI:	71562870	
Firma:		
Apellidos y Nombres:		Huella Digital
DNI:		
Firma:		
Apellidos y Nombres:		Huella Digital
DNI:		
Fecha: 25 DE SETIEMBRE DE 2023		

Nota:

- ✓ No modificar los textos preestablecidos, conservar la estructura del documento.
- ✓ Marque con una X en el recuadro que corresponde.
- ✓ Llenar este formato de forma digital, con tipo de letra **calibri**, **tamaño de fuente 09**, manteniendo la alineación del texto que observa en el modelo, sin errores gramaticales (*recuerde las mayúsculas también se tildan si corresponde*).
- ✓ La información que escriba en este formato debe coincidir con la información registrada en los demás archivos y/o formatos que presente, tales como: DNI, Acta de Sustentación, Trabajo de Investigación (PDF) y Declaración Jurada.
- ✓ Cada uno de los datos requeridos en este formato, es de carácter obligatorio según corresponda.