

**UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA**  
**Escuela Profesional de Ingeniería Civil**



*Una Institución Adventista*

Comparación del Modelamiento, Análisis y Diseño Estructural en  
Concreto Armado utilizando los Software Etabs y Robot Structural  
Analysis, para un Edificio de cinco niveles (cuatro pisos y un semisótano)

Por:

Pool Stiwart Briones Sánchez  
Jamil Lizandro Alvarez Chiriboga

Asesor:  
Ing. Rolando Quispe Basualdo

Juliaca, julio de 2018

**Área temática:** Ingeniería Civil.

**Línea de investigación:** Métodos computacionales de análisis de diseño estructural.

Ficha bibliográfica elaborada por el Centro de Recursos para el Aprendizaje y la Investigación (CRAI) de la UPeU.

Briones Sánchez, Pool Stiwart

Comparación del Modelamiento, Análisis y Diseño Estructural en Concreto Armado utilizando los Softwares Etabs y Robot Structural Analysis, para un Edificio de cinco niveles (cuatro pisos y un semisótano) / Autores: Pool Stiwart Briones Sánchez & Jamil Lizandro Alvarez Chiriboga; Asesor: Ing. Rolando Quispe Basualdo - Juliaca, 2018.

281 páginas: anexos, figuras, tablas.

Tesis (Licenciatura) -- Universidad Peruana Unión. Facultad de Ingeniería y Arquitectura. EP. de Ingeniería Civil, 2018.

Incluye referencias y resumen.

Campo del conocimiento: Ingeniería Civil.

1. Modelamiento.
2. Diseño sismorresistente.
3. Diseño en concreto armado.
4. ETABS.
5. ROBOT S.A.P.
6. ACI318-14.

**DECLARACIÓN JURADA  
DE AUTORÍA DEL INFORME DE TESIS**

Ing. Rolando Quispe Basualdo, de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Escuela Profesional de Ingeniería Civil, de la Universidad Peruana Unión.

**DECLARO:**

Que el presente trabajo de suficiencia profesional titulado: "Comparación del Modelamiento, Análisis y Diseño Estructural en Concreto Armado utilizando los Software Etabs y Robot Structural Analysis, para un Edificio de cinco niveles (cuatro pisos y un semisótano)". constituye la memoria que presentan los Bachilleres Briones Sánchez Pool Stiwart & Alvarez Chiriboga Jamil Alvarez para aspirar al título de Profesional de Ingeniero Civil, ha sido realizada en la Universidad Peruana Unión bajo mi dirección.

Las opiniones y declaraciones en este informe son de entera responsabilidad del autor, sin comprometer a la institución.

Y estando de acuerdo, firmo la presente declaración en Juliaca, a los diecinueve días del mes de junio del 2018.

  
Ing. Rolando Quispe Basualdo

Comparación del Modelamiento, Análisis y Diseño Estructural en  
Concreto Armado utilizando los Software Etabs y Robot Structural  
Analysis, para un Edificio de cinco niveles (cuatro pisos y un semisótano)

# TESIS

Presentado para optar el título profesional de Ingeniero Civil

## JURADO CALIFICADOR

Ing. Rubén Fitzgerald Sosa Aquese  
Presidente

Ing. Alex Wilbert Condori Mamani  
Secretario

Ing. Jorge Llanos Ticona  
Vocal

Ing Herson Duberly Pari Cusi  
Vocal

Ing. Rolando Quispe Basualdo  
Asesor

Juliaca, 18 de julio del 2018

## **DEDICATORIA**

La presente tesis está dedicada en primer lugar a Dios por darnos conocimientos a realizar el proceso de ejecución del proyecto de tesis y Hermanos que me ayudaron incondicionalmente y nos contribuyeron económicoamente, y a todos nuestros docentes quienes nos enseñaron durante nuestra carrera profesional, por último, a todos aquellos compañeros, que lucharon junto a nosotros y nos esforzamos por salir en adelante.

## **AGRADECIMIENTO**

A dios por darnos la vida, porque nunca se olvida de sus hijos y siempre busca la forma de guiarnos por la senda de la verdad, como un pastor de ovejas, a la Universidad Peruana Unión por la formación académica durante los cinco años que se ha cursado de ingeniería civil, y a todos los ingenieros que brindaron sus conocimientos en el área de Ingeniería Civil, lo cual estoy muy agradecido.

## ÍNDICE GENERAL

INTRODUCCIÓN.....	xxvi
CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA .....	27
1.1. Formulación del problema.....	27
1.1.1. Problemas específicos .....	27
1.2. Objetivos de la investigación.....	28
1.2.1. Objetivo general.....	28
1.2.1. Objetivos específicos .....	28
1.3. Justificación .....	28
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO.....	30
2.1. ANTECEDENTES.....	30
2.2. Estructuración.....	31
2.3. Predimensionamiento .....	31
2.3.1. Predimensionamiento vigas .....	31
2.3.2. Predimensionamiento columnas .....	31
2.3.2.1. Columnas centrales .....	31
2.3.2.2. Columnas exteriores .....	31
2.3.3. Predimensionamiento de muros estructurales.....	32
2.3.4. Predimensionamiento Losas Aligeradas .....	32
2.3.5. Predimensionamiento de losas macizas .....	32
2.3.6. Predimensionamiento de tanque elevado y cisterna .....	32
2.3.6.1. Dotación.....	33
2.3.6.2. Sistema de almacenamiento y regulación .....	33
2.3.6.3. Cisterna .....	33
2.3.6.4. Tanque elevado .....	33
2.3.7. Predimensionamiento de escalera .....	33
2.3.7.1. Pasos y contrapasos.....	33
2.3.7.2. Descanso de la escalera.....	33
2.4. Modelamiento .....	33
2.5. Cargas .....	34
2.5.1. Casos de carga.....	34
2.5.1.1. Carga muerta .....	34
2.5.1.2. Carga viva.....	34
2.5.1.3. Carga de granizo .....	34

2.5.1.4. Empuje lateral de suelos .....	34
2.6. Diseño Sismoresistente .....	35
2.6.1. Análisis preliminar .....	36
2.6.1.1. Factor de zona (Z) .....	36
2.6.1.2. Parámetros de sitio (S, T <sub>p</sub> , TL) .....	36
2.6.1.3. Período fundamental de vibración .....	37
2.6.1.4. Factor de amplificación sísmica (C) .....	37
2.6.1.5. Categoría de la edificación y factor de uso (U) .....	38
2.6.1.6. Sistemas estructurales permitidos .....	38
2.6.1.7. Coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas ( <b>R0</b> ) .....	38
2.6.1.8. Regularidad estructural .....	39
2.6.1.9. Factor de irregularidad en planta (Ip) .....	39
2.6.1.10. Factor de irregularidad en altura (Ia) .....	39
2.6.1.11. Restricciones de irregularidad .....	39
2.6.1.12. Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas (R) .....	40
2.6.2. Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes .....	40
2.6.2.1. Masa de la edificación (P) .....	40
2.6.2.2. Cortante estático en la base (V) .....	40
2.6.2.3. Distribución de la fuerza sísmica en altura .....	40
2.6.2.4. Excentricidad accidental .....	41
2.6.3. Análisis dinámico modal espectral .....	41
2.6.3.1. Análisis modal .....	41
2.6.4. Requisitos de rigidez, resistencia y ductilidad .....	42
2.6.4.1. Determinación de desplazamientos laterales .....	42
2.6.4.2. Desplazamientos laterales relativos admisibles .....	43
2.6.4.3. Separación entre edificios (s) .....	43
2.7. Diseño estructural .....	44
2.7.1. Factores de carga y combinación de cargas .....	44
2.7.1.1. Resistencia de servicio .....	44
2.7.1.2. Factores de reducción de resistencia indicados en la norma E.060 .....	45
2.7.2. Diseño de vigas y losas .....	45
2.7.2.1. Requisitos para vigas .....	45
2.7.2.2. Diseño por flexión .....	46
2.7.2.3. Diseño por corte .....	53

2.7.3 Diseño de columnas .....	57
2.7.3.1. Diseño por flexocompresión .....	58
2.7.3.2. Diseño por flexo-compresión biaxial.....	62
2.7.3.3. Efectos de esbeltez.....	63
2.7.3.4. Resistencia mínima a flexión.....	64
2.7.3.5. Diseño por cortante.....	65
2.7.4. Diseño de nudos .....	70
2.7.4.1. Requisitos generales.....	70
2.7.4.2. Refuerzo transversal de los nudos .....	70
2.7.4.3. Resistencia al cortante .....	71
2.7.5. Diseño de muros estructurales.....	72
2.7.5.1. Espesores mínimos.....	72
2.7.5.2. Refuerzo horizontal y vertical .....	72
2.7.5.3. Diseño por flexocompresión.....	73
2.7.5.4. Elementos de borde .....	74
2.7.5.5. Diseño por cortante.....	76
2.7.6. Detalles del refuerzo .....	77
2.7.6.1. Recubrimiento de concreto para el refuerzo.....	77
2.7.6.2. Acero longitudinal .....	78
2.7.6.3. Estriplos y grapas suplementarias .....	85
CAPÍTULO III: METODOLOGÍA .....	89
3.1. Tipo y nivel de investigación .....	89
3.1.1. Tipo de investigación .....	89
3.1.2. Nivel de investigación .....	89
3.2. Métodos y diseños de la investigación .....	89
3.2.1. Métodos .....	89
3.2.2. Diseño de la investigación .....	89
3.3. Descripción del proyecto.....	91
3.4. Predimensionamiento de elementos estructurales .....	92
3.4.1. Predimensionamiento de losas .....	92
3.4.1.1. Losas aligeradas.....	92
3.4.1.2. Losa maciza.....	93
3.4.2. Predimensionamiento de vigas .....	93
3.4.3. Predimensionamiento de columnas .....	94

3.4.3.1. Columnas Centrales:.....	94
3.4.4. Predimensionamiento de muros estructurales.....	95
3.4.5. Predimensionamiento de tanque elevado y cisterna .....	95
3.4.5.1. Dotación.....	95
3.4.6. Predimensionamiento de escalera .....	96
3.5. Modelamiento .....	98
3.5.1. Modelamiento con ETABS .....	98
3.5.1.1. Configuración de unidades.....	98
3.5.1.2. Importación de grillas a etabs .....	100
3.5.1.3. Definición de materiales.....	101
3.5.1.4. Definición de secciones de elementos estructurales .....	105
3.5.1.5. Dibujo de elementos estructurales .....	111
3.5.1.6. Asignación de apoyos: .....	115
3.5.1.7. Asignación de los pier en muros estructurales .....	116
3.5.1.8. Asignación de brazos rígidos .....	117
3.5.1.9. Diafragmas rígidos .....	117
3.5.2. Modelamiento con ROBOT S.A.P. ....	119
3.5.2.1. Unidades y formatos .....	119
3.5.2.2. Materiales (V).....	121
3.5.2.3. Análisis modal.....	121
3.5.2.4. Definición de grillas o líneas de construcción .....	122
3.5.2.5. Definición de secciones de elementos estructurales .....	123
3.5.2.6. Dibujo de elementos estructurales .....	125
3.5.2.7. Asignación de apoyos .....	126
3.5.2.8. Asignación de brazos rígidos .....	127
3.6. CARGAS .....	127
3.6.1. Casos de carga.....	127
3.6.1.1. Carga muerta.....	127
3.6.1.2. Carga viva.....	130
3.6.1.3. Empuje lateral de suelos.....	132
3.6.2. Metrado de cargas .....	134
3.6.2.1. Losas .....	134
3.6.2.2. Escalera.....	135
3.6.3. Creación y asignación de cargas ETABS Y ROBOB S.A.P.....	136

3.6.3.1. ETABS .....	136
3.6.3.2. ROBOT S.A.P. ....	136
3.7. Diseño sismorresistente.....	137
3.7.3. Análisis preliminar.....	137
3.7.3.1 Factor de zona (Z) .....	137
3.7.3.2. Parámetros de sitio (S, T <sub>p</sub> , T <sub>L</sub> ) .....	137
3.7.3.3. Período fundamental de vibración.....	138
3.7.3.4. Factor de amplificación sísmica (C) .....	138
3.7.3.5. Categoría de la edificación y factor de uso (u) .....	139
3.7.3.6. Sistemas estructurales permitidos.....	139
3.7.3.7. Regularidad estructural .....	140
3.7.3.8. Coeficiente de reducción.....	140
3.7.4. Análisis estático o de fuerzas equivalentes .....	141
3.7.4.1. Coeficiente basal .....	141
3.7.4.2. Distribución de la fuerza sísmica en altura .....	141
3.7.4.3. ETABS .....	141
3.7.4.4. ROBOT S.A.P. ....	145
3.7.5. Verificación de sistema estructural por cortante en la base.....	146
3.7.5.1. ETABS .....	146
3.7.5.2. ROBOT S.A.P. ....	147
3.7.6. Análisis dinámico modal espectral .....	148
3.7.6.1. ETABS .....	148
3.7.6.2. ROBOT S.A.P. ....	152
3.7.7. Requisitos de rigidez, resistencia y ductilidad .....	158
3.7.7.1. Control de derivas .....	158
3.7.7.2. Separación entre edificios .....	160
3.7.8. Centro de masas y centro de rigidez.....	161
3.7.9. Verificación de regularidad.....	162
3.7.9.1. ETABS .....	162
3.7.9.2. ROBOT S.A.P. ....	168
3.8. Diseño en concreto armado .....	171
3.8.3. ETABS .....	171
3.8.3.1. Preferencias del diseño.....	171
3.8.3.2. Diseño de vigas .....	171

3.8.3.3. Diseño de columnas.....	184
3.8.3.4. Diseño de nudos .....	195
3.8.3.5. Diseño de muros estructurales.....	198
3.8.3.6. Diseño de losas aligeradas .....	202
3.8.3.7. Diseño de losa maciza .....	213
3.8.3.8. Diseño de escalera .....	217
3.8.4. ROBOT S.A.P.....	220
3.8.4.1. Diseño de vigas .....	220
3.8.4.2. Diseño de columnas.....	226
3.8.4.3. Diseño de muros.....	228
CAPITULO IV: RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	229
4.1. Resultados.....	229
4.1.1. Diseño sismorresistente.....	229
4.1.1.1. Análisis estático o de fuerzas equivalentes .....	229
4.1.1.2. Análisis dinámico .....	231
4.1.1.3. Centros de masa y rigidez.....	236
4.1.2. Inversión y presupuesto .....	238
4.1.2.1. Elaboración del proyecto estructural .....	238
4.1.2.2. Presupuesto aproximado de ejecución.....	240
4.2. Discusión .....	242
CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	244
5.1. Conclusiones .....	244
5.2. Recomendaciones .....	245
BIBLIOGRAFÍA.....	246

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Zonificación sísmica .....	36
Tabla 2. Factores de suelo.....	36
Tabla 3. Periodos "Tp" y "TL" .....	37
Tabla 4. Factor de uso e importancia (U).....	38
Tabla 5. Categoría y sistemas estructural de las edificaciones. ....	38
Tabla 6. Sistemas estructurales.....	38
Tabla 7. Irregularidad estructurales en planta .....	39
Tabla 8. Irregularidades estructurales en planta. ....	39
Tabla 9. Categoría y regularidad de las edificaciones .....	40
Tabla 10. Límites para la distorsión del entrepiso. ....	43
Tabla 11. Factores de reducción de resistencia .....	45
Tabla 12. Peraltes o espesores mínimos de vigas no preeforzado o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones.....	52
Tabla 13. Factores de modificación de las longitudes de desarrollo.....	81
Tabla 14. Longitudes de desarrollo a tracción.....	81
Tabla 15. Longitudes de desarrollo a compresión.....	82
Tabla 16. Longitudes de anclaje con gancho estándar .....	83
Tabla 17. Longitudes de gancho estándar para anclajes. ....	83
Tabla 18. Empalmes de alambres y barras corrugadas a tracción .....	84
Tabla 19. Empalmes de alambres y barras corrugadas a compresión .....	85
Tabla 20. Longitud del gancho sísmico para estribos y ganchos suplementarios.....	87
Tabla 21. Diámetros interiores mínimos de doblado .....	88
Tabla 22. Diámetros interiores mínimos de doblado .....	88
Tabla 23. Carga muerta a adicionar en losas.....	128
Tabla 24. Espectro de seudo-aceleraciones .....	154
Tabla 25. Excentricidad propia ETABS. ....	161
Tabla 26. Excentricidad propia ROBOT S.A.P. ....	162
Tabla 27. Verificación de irregularidad de rigidez – Piso blando en X. ....	163
Tabla 28. Verificación de irregularidad de rigidez – piso blando en Y. ....	163
Tabla 29. Verificación de irregularidad de resistencia – piso débil en X. ....	164
Tabla 30. Verificación de irregularidad de resistencia – piso débil en Y. ....	164
Tabla 31. Verificación de irregularidad de masa o peso .....	165
Tabla 32. Verificación de irregularidad torsional en X. ....	167
Tabla 33. Verificación de irregularidad torsional en Y .....	167
Tabla 34. Verificación de irregularidad de rigidez – piso blando en X. ....	168
Tabla 35. Verificación de irregularidad de rigidez – piso blando en Y. ....	169
Tabla 36. Verificación de irregularidad de resistencia – piso débil en X .....	169
Tabla 37. Verificación de irregularidad de resistencia – piso débil en Y .....	169
Tabla 38. Verificación de irregularidad de masa o peso .....	170
Tabla 39. Verificación de irregularidad torsional en X. ....	170
Tabla 40. Verificación de irregularidad torsional en Y. ....	170
Tabla 41. Acero en viga “Vx101”.....	173

Tabla 42. Punto teórico de corte del bastón en la viga “Vx101” .....	176
Tabla 43. Valores de Z para distintas estaciones de la viga “Vx101” .....	179
Tabla 44. Valores de acero por cortante y espaciamiento de la viga “Vx101 .....	182
Tabla 45. Valores de acero por cortante y espaciamiento de la viga “Vx101” .....	184
Tabla 46. Valores de estabilidad de entrepiso “Q” en X .....	185
Tabla 47. Valores de estabilidad de entrepiso “Q” en Y .....	186
Tabla 48. Acero en vigueta del paño1 .....	203
Tabla 49. Acero en vigueta del paño2 .....	203
Tabla 50. Momentos de servicio y momentos de agrietamiento en el paño 1 .....	209
Tabla 51. Momentos producidos por cargas vivas en losas .....	210
Tabla 52. Valores de Z para distintas estaciones de la vigueta del paño 1 .....	211
Tabla 53. Valores de Z para distintas estaciones de la vigueta del paño 2 .....	211
Tabla 54. Cálculo del refuerzo por flexión para losa maciza de 25 cm. ....	215
Tabla 55. Acero requerido para escalera .....	218
Tabla 56. Masa considerada para análisis estático .....	229
Tabla 57. Cortante estático en la base .....	229
Tabla 58. Cortante estático por pisos en X .....	230
Tabla 59. Cortante estático por pisos en Y .....	230
Tabla 60. Cortante dinámico en la base .....	231
Tabla 61. Cortante dinámico por pisos en X .....	232
Tabla 62. Cortante dinámico por pisos en Y .....	232
Tabla 63. Desplazamientos máximos en X .....	233
Tabla 64. Desplazamientos máximos en Y .....	234
Tabla 65. Derivas máximas en X .....	235
Tabla 66. Derivas máximas en Y .....	235
Tabla 67. Centros de masa .....	236
Tabla 68. Centros de rigidez .....	237
Tabla 69. Excentricidad propia en ETABS .....	237
Tabla 70. Excentricidad propia en ROBOT S.A.P .....	237
Tabla 71. Tiempo de elaboración del proyecto .....	238
Tabla 72. Costo de elaboración del proyecto .....	239
Tabla 73. Metrado de materiales .....	240
Tabla 74. Costo unitario .....	241
Tabla 75. Presupuesto de las partidas más relevantes .....	241

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Empuje lateral del suelo.....	35
Figura 2. Zonas sísmicas .....	36
Figura 3. Bloque equivalente de compresiones (Viga simplemente reforzada) .....	46
Figura 4. Bloque equivalente de compresiones (Viga doblemente reforzada).....	47
Figura 5. Área efectiva del concreto en tracción. ....	53
Figura 6. Ensanches en losas aligeradas.....	55
Figura 7. Fuerza cortante de diseño en vigas. ....	56
Figura 8. Calculo de momentos nominales. ....	57
Figura 9. Tipos de fallas de columnas sometidas a flexo-compresión. ....	58
Figura 10. Estado de equilibrio en compresión pura. ....	59
Figura 11. Diagrama de interacción considerando Ø según el R.N.E. 0.60. ....	61
Figura 12. Coeficiente de reducción de resistencia en función del tipo de rotura. ....	62
Figura 13. Esfuerzos de una columna sometida a flexión biaxial. ....	62
Figura 14. Patrones de deformación de los elementos. ....	63
Figura 15. Resistencia a flexión de las columnas en las caras de los nudos.....	65
Figura 16. Ejemplos Ash y bc. ....	67
Figura 17. Distancia máxima entre ramas de refuerzo transversal.....	68
Figura 18. Fuerza cortante de diseño en columnas. ....	69
Figura 19. Calculo de momentos nominales en columnas. ....	70
Figura 20. Área efectiva en el nudo. ....	71
Figura 21. Fuerza cortante Vu en el nudo. ....	72
Figura 22. Comportamiento de la placa .....	73
Figura 23. Diagrama de deformación en placas.....	73
Figura 24. Deformación en muros estructurales.....	75
Figura 25. Elementos de borde en muros estructurales. ....	75
Figura 26. Demanda de acero de refuerzo por flexión en vigas. ....	78
Figura 27. Extensión del bastón después del punto teórico de corte.....	79
Figura 28. Corte del refuerzo en extremos exteriores e interiores de las viguetas. ....	79
Figura 29. Longitud de desarrollo de barras en tracción .....	80
Figura 30. Condiciones para la longitud de desarrollo de barras en tracción .....	80
Figura 31. Longitud de anclaje con gancho estándar en tracción.....	82
Figura 32. Casos en los que se puede multiplicar Idg por 0.7. ....	83
Figura 33. Empalmes por traslape en tracción. ....	84
Figura 34. Ganchos de barras longitudinales, estribos y grapas suplementarias .....	86
Figura 35. Ejemplos de configuraciones de estribos de confinamiento .....	86
Figura 36. Ganchos sísmicos en estribos y garpas suplementarias .....	87
Figura 37. Macro localización y micro localización del estudio. ....	92
Figura 38. Paño 1D de lasas aligeradas .....	92
Figura 39. Losa maciza.....	93
Figura 40. Área tributaria para columnas centrales .....	94

Figura 41. Predimensionamiento de escalera .....	96
Figura 42. Vista de Escalera en 3D AutoCAD .....	98
Figura 43. Configuración de unidades en Etabs.....	99
Figura 44. Ejes del bloque 1 en extensión .dxf Autocad.....	100
Figura 45. Editar altura de pisos. Etabs. ....	100
Figura 46. Muestra de Grillas creadas, Etabs. ....	101
Figura 47. Creación del material concreto. Etabs.....	102
Figura 48. Propiedades del material concreto ( $f'c = 210$ ), Etabs.....	103
Figura 49. Propiedades de diseño del material concreto ( $f'c = 210$ ), Etabs.....	103
Figura 50. Creación del material acero de refuerzo ( $f'y = 4200$ ), Etabs.....	104
Figura 51. Propiedades de diseño del material concreto ( $f'y = 4200$ ), Etabs.....	104
Figura 52. Sistema común para reforzamiento, Etabs.....	105
Figura 53. Tipo de propiedades de elementos frame, Etabs. ....	105
Figura 54. Modify>Show Modifiers de la columna C 30x30, Etabs. ....	106
Figura 55. Modify>Show Rebar de la columna “C30x30”, Etabs. ....	107
Figura 56. Propiedades de la viga “V 40x90”, Etabs: .....	107
Figura 57. Modify>Show Modifiers de la viga “V 40x90”, Etabs.....	108
Figura 58. Modify>Show Rebar de la viga “V 40x90”, Etabs. ....	108
Figura 59. Propiedades del muro “Muro e = 25 cm”, Etabs.....	109
Figura 60. Propiedades de losa “Losa e = 25 cm”, Etabs.....	109
Figura 61. Espesor de losa de escalera.....	110
Figura 62. Propiedades de losa maciza “Escalera 43 cm”, Etabs.....	110
Figura 63. Dibujo de columna “C 30x65”, Etabs.....	111
Figura 64. Columnas extruidas en 3D del bloque 1, Etabs.....	111
Figura 65. Vigas y columnas extruidas en 3D del bloque 1, Etabs. ....	112
Figura 66. Muros estructurales, vigas y columnas extruidas en 3D del bloque 1, Etabs.....	112
Figura 67. Dibujo de losas “Losa 20 cm”, Etabs.....	113
Figura 68. Losas macizas y escaleras, Etabs .....	113
Figura 69. “Extrude frame to shells”, Etabs. ....	114
Figura 70. Escalera, Etabs.....	115
Figura 71. Planta “Base”, Etabs. ....	115
Figura 72. Apoyos “Restraints”, Etabs. ....	115
Figura 73. “Apoyo Empotrado” en Bloque 1, Etabs. ....	116
Figura 74. Pier creados en “Pier Labels”, Etabs.....	116
Figura 75. Pier asignado a “Muro e=25 cm”, Etabs. ....	116
Figura 76. Brazos rígidos asignados, Etabs.....	117
Figura 77. “Shell Assignment – Diaphragms”, Etabs. ....	118
Figura 78. Diafragma rígido “D1”, Etabs.....	118
Figura 79. Configuración de Dimensiones ROBOT .....	119
Figura 80. Configuración de esfuerzos ROBOT. ....	120
Figura 81. Configuración de otras unidades ROBOT. ....	120
Figura 82. Características del concreto ROBOT. ....	121
Figura 83. Participación de la Raíz cuadrada de suma de cuadrados ROBOT. ....	121

Figura 84. Creación Plantas, Robot S. A. P .....	122
Figura 85. Vista cartesiana de líneas de construcción en 3D, Robot S. A. P.....	122
Figura 86. Vista de construcción en planta, Robot S. A. P .....	123
Figura 87. Definición de sección de columna, Robot S. A. P.....	123
Figura 88. Definición de losas macizas y losas aligeradas.....	124
Figura 89. Lamina en una dirección y dos direcciones Diafragma, Robot S.A.P .....	125
Figura 90. Modelamiento de escalera Robot S.A.P.....	125
Figura 91. Visualización de elemento estructurales (por sección un color), Robot S. A. P..	126
Figura 92. Tipos de apoyos Robot S.A.P.....	126
Figura 93. Apoyos empotrados Robot S. A. P.....	126
Figura 94. Visualización del modelamiento de la estructura completa Robot S. A. P .....	127
Figura 95. Aplicación de brazos rígidos, Robot S. A. P .....	127
Figura 96. Tanques Elevados (T.E.) en azotea, AutoCAD .....	132
Figura 97. Empuje lateral del suelo, Etabs.....	133
Figura 98. Carga viva en escalera (kg/m), Etabs. ....	135
Figura 99. Dimensiones de escalera.....	135
Figura 100. Carga muerta en escalera (kg/m), Etabs.....	136
Figura 101. “Define Load Patterns”, Etabs.....	136
Figura 102. Casos de cargas (Robot S.A.P) .....	137
Figura 103. Definición de masa del edificio, Etabs.....	142
Figura 104. “Mass Summary by Story”, Etabs.....	142
Figura 105. “Cargas sísmicas”, Etabs. ....	143
Figura 106. “Sismo X estático”, Etabs.....	143
Figura 107. “Sismo Y estático”, Etabs.....	143
Figura 108. “Auto Seismic - User coefficients”, Etabs. ....	144
Figura 109. “Story Response”, Etabs. ....	144
Figura 110. Distribución de cortante X en la base en altura, Etabs. ....	144
Figura 111. Distribución de cortante Y en la base en altura, Etabs. ....	145
Figura 112. Cargas ficticias en “X” y “Y” (Robot S.A.P).....	146
Figura 113. “Pier Forces” en X, Etabs.....	146
Figura 114. “Pier Forces” en Y, Etabs.....	147
Figura 115. Fuerza cortante estática en X .....	147
Figura 116. Fuerza cortante estática en Y .....	147
Figura 117. Caso modal, Etabs.....	148
Figura 118. Definición de la función del espectro en “X”, Etabs. ....	148
Figura 119. Definición de la función del espectro en “Y”, Etabs. ....	149
Figura 120. “Sismo dinámico X”, Etabs. ....	149
Figura 121. “Sismo dinámico Y”, Etabs. ....	150
Figura 122. “Modal Load Participating Mass Ratios”, Etabs. ....	150
Figura 123. “Story Forces”, Etabs. ....	151
Figura 124. Escalamiento del cortante dinámico en X, Etabs.....	152
Figura 125. Escalamiento del cortante dinámico en Y, Etabs.....	152
Figura 126. Parámetros del análisis modal en “X”.....	153

Figura 127. Definición de excentricidades de masas .....	153
Figura 128. Espectro definido en la dirección “X” (Robot S.A.P) .....	154
Figura 129. Definición de espectro en la dirección “X” (Robot S.A.P) .....	155
Figura 130. Factor según dirección “X” (Robot S.A.P) .....	155
Figura 131. Factor según dirección “Y” (Robot S.A.P) .....	156
Figura 132. Cargas convertidas a masas según el coeficiente de participación (Robot S.A.P.) .....	157
Figura 133. Tipo predeterminado de combinación sísmica .....	157
Figura 134. Mensaje de cálculo (Robot S.A.P).....	158
Figura 135. Cortante dinámico por pisos en X .....	158
Figura 136. Cortante dinámico por pisos en Y .....	158
Figura 137. Combinación para derivas, Etabs.....	159
Figura 138. Derivas “Story Drifts” en X, Etabs.....	159
Figura 139. Derivas “Story Drifts” en Y, Etabs.....	160
Figura 140. Derivas en X y Y, ROBOT S.A.P.....	160
Figura 141. Desplazamientos máximos, Etabs. ....	160
Figura 142. “Concrete Frame Design Preferences”, Etabs.....	171
Figura 143. Diseño de bloque 1, Etabs. ....	171
Figura 144. Resumen de diseño de la viga “Vx101” - “Concrete Beam Sumary – ACI 318-14”, Etabs. ....	172
Figura 145. Diagrama de momento flector de la viga “Vx101” (kg*m), Etabs. ....	173
Figura 146. Grafica de acero requerido y acero a colocar en viga “Vx101”. ....	174
Figura 147. Refuerzo longitudinal de viga “Vx101”.....	177
Figura 148. Sección de viga “Vx101”. ....	177
Figura 149. Sección de vigueta en centro de luz.....	178
Figura 150. Fuerzas en vigas “Beam Forces”, Etabs. ....	179
Figura 151. Propiedades de la sección “Vx101 25x25”, Etabs. ....	180
Figura 152. Área de refuerzo por flexión en viga “Vx101 25x25”, Etabs.....	180
Figura 153. Diagrama de momento flector de la viga “Vx101” (kg), Etabs.....	181
Figura 154. Reporte de diseño de la viga “Vx101”, Etabs. ....	181
Figura 155. Resistencia a momento de la viga “Vx101”, Etabs. ....	181
Figura 156. Cortante ultima de diseño de la viga “Vx101”, Etabs. ....	182
Figura 157. Refuerzo longitudinal y transversal de viga “Vx101”.....	184
Figura 158. Información de diseño de la columna, Etabs. ....	188
Figura 159. Diagrama de interacción de la columna C1 30x30cm <sup>2</sup> , Etabs.....	189
Figura 160. Fuerzas de diseño de la columna C30x30 del primer nivel, Etabs.....	189
Figura 161. Diagrama de interacción uniaxial X-X de la columna C1 (ey=0), Excel. ....	190
Figura 162. Diagrama de interacción uniaxial Y-Y de la columna C1 (ex=0), Excel. ....	190
Figura 163. Diagrama de interacción de diseño biaxial, Etabs. ....	191
Figura 164. Corte en X (Momento) del diagrama de interacción de diseño biaxial, Etabs. ..	191
Figura 165. Sección de columna 30x30 cm <sup>2</sup> , Etabs.....	192
Figura 166. Información de diseño columna fuerte viga débil C1 con sección 30x30 cm <sup>2</sup> , Etabs. ....	192

Figura 167. Diseño por cortante en columnas, Etabs.....	193
Figura 168. Refuerzo longitudinal y transversal de columna “C1”. .....	195
Figura 169. Información de fuerzas cortantes del nudo, Etabs.....	195
Figura 170. Refuerzo transversal en el nudo. ....	197
Figura 171. Discretización de elementos Shells, Etabs.....	198
Figura 172. Muro estructural discretizado, Etabs. ....	198
Figura 173. Placa “PL-1” en “Section Designer”, Etabs.....	201
Figura 174. Diagrama de interacción de diseño de la placa “PL-1”, Etabs. ....	201
Figura 175. Detalles de placa “PL-1”, Etabs.....	202
Figura 176. Diagrama de momento flectores de paño 1 y 2, Etabs .....	202
Figura 177. Grafica de acero requerido y acero a colocar en el paño 1. ....	204
Figura 178. Grafica de acero requerido y acero a colocar en el paño 2. ....	204
Figura 179. Refuerzo longitudinal de viguetas de los paños 1 y 2.....	206
Figura 180. Vigueta de aligerado h=17 cm.....	207
Figura 181. Vigueta de aligerado h=17 cm.....	208
Figura 182. Sección de vigueta en centro de luz.....	208
Figura 183. Diagrama de fuerza cortante de los paños 1y 2 (kg), Etabs. ....	212
Figura 184. Propiedades de la sección de losa maciza de 20 cm, Etabs. ....	213
Figura 185. Diagrama de momentos de losa maciza de 20 cm en X-X, Etabs. ....	214
Figura 186. Diagrama de momentos de losa maciza de 20 cm en Y-Y, Etabs. ....	214
Figura 187. Distribución del refuerzo de la losa maciza. ....	216
Figura 188. Diagrama de fuerza cortante de losa maciza de 20 cm en X-X, Etabs. ....	216
Figura 189. Diagrama de fuerza cortante de losa maciza de 20 cm en Y-Y, Etabs. ....	217
Figura 190. Propiedades de la sección de la escalera, Etabs. ....	217
Figura 191. Diagrama de momento flector de escalera (kg*m), Etabs. ....	218
Figura 192. Acero requerido para escalera (cm <sup>2</sup> ), Etabs. ....	218
Figura 193. Diagrama de fuerza cortante (kg), Etabs.....	219
Figura 194. Refuerzo de escalera (Tramo 1 y descanso).....	220
Figura 195. Forma de viga antes de ser diseñada (Robot S.A.P) .....	221
Figura 196. Opción general de cálculo (Robot S.A.P) .....	221
Figura 197. Disposición de armaduras (Robot S.A.P) .....	222
Figura 198. Tablas de resultados de diafragmas (Robot S.A.P).....	223
Figura 199. Resultados de Viga (Robot S.A.P) .....	223
Figura 200. Resultados de Viga (Robot S.A.P) .....	223
Figura 201. Armadura teorica vs armadura real (Robot S.A.P) .....	224
Figura 202. Armadura teorica vs armadura real (Robot S.A.P) .....	224
Figura 203. Diagrama de fuerza cortante en vigas (Robot S.A.P) .....	224
Figura 204. Diagrama de Momento flector en vigas (Robot S.A.P) .....	225
Figura 205. Armadura en vigas (Robot S.A.P) .....	225
Figura 206. Refuerzo de Viga Vy104-1 (25x30 cm <sup>2</sup> ), ROBOT S.A.P.....	225
Figura 207. Refuerzo de Viga Vy104-2 (25x30 cm <sup>2</sup> ), ROBOT S.A.P.....	226
Figura 208. Forma de la columna antes de diseñar (Robot S.A.P).....	226
Figura 209. Diagrama de iteración (Robot S.A.P) .....	227

Figura 210. Armadura para columnas (Robot S.A.P) .....	227
Figura 211. Armadura en corte de columna (Robot S.A.P) .....	227
Figura 212. Armadura de placa (Robot S.A.P) .....	228
Figura 213. Armadura de placa en corte (Robot S.A.P) .....	228
Figura 214. Masa considerada para análisis estático .....	229
Figura 215. Cortante estático en la base.....	230
Figura 216. Cortante estático por pisos en X .....	231
Figura 217. Cortante estático por pisos en Y .....	231
Figura 218. Cortante dinámico en la base.....	232
Figura 219. Cortante dinámico por pisos en X .....	233
Figura 220. Cortante dinámico por pisos en Y .....	233
Figura 221. Desplazamientos máximos en X .....	234
Figura 222. Desplazamientos máximos en Y .....	235
Figura 223. Derivas máximas en X .....	236
Figura 224. Derivas máximas en Y .....	236
Figura 225. Excentricidad propia .....	238
Figura 226. Comparación de tiempos para la elaboración del proyecto .....	239
Figura 227. Comparación de costos para la elaboración del proyecto .....	240
Figura 228. Metrado de materiales .....	241
Figura 229. Presupuesto de las partidas más relevantes .....	242

## **ÍNDICE DE ANEXOS**

Anexo A. Estudio de mecánica de suelos .....	250
Anexo B. Estudio geotécnico para cimentación .....	267
Anexo C. Planos de arquitectura .....	280
Anexo D. Planos de estructuras.....	281

## SÍMBOLOS USADOS

<b>Ec</b>	Módulo de elasticidad del concreto
<b>Wc</b>	Concretos de peso unitario
<b>G</b>	Módulo de rigidez al esfuerzo cortante del concreto
<b>f 'y</b>	Esfuerzo de fluencia para el acero
<b>Id</b>	Alambre corrugado en tracción
<b>n:</b>	Es el número de barras
<b>Cb</b>	Es la menor distancia entre centro de una barra
<b>Idc</b>	Alambre a compresión
<b>h</b>	Peralte de la viga
<b>L</b>	Longitud más crítica (entre ejes de columna)
<b>b</b>	Base de la viga
<b>Vu</b>	Fuerza cortante última
<b>φVc</b>	Fuerza cortante nominal
<b>φ</b>	Factor de reducción de resistencia ( $\phi$ corte = 0.85)
<b>f'c</b>	Resistencia especificada del concreto a la compresión (210 Kg/cm <sup>2</sup> )
<b>b y d</b>	Ancho y peralte efectivo de la sección
<b>P</b>	Peso
<b>h</b>	Altura sobre el terreno en metros
<b>α</b>	Factor para las combinaciones
<b>ΦRn</b>	Resistencias de diseño nominal
<b>Ru</b>	Resistencia requerida ultima
<b>CM</b>	Carga muerta
<b>CV</b>	Carga viva

<b>CVi</b>	Carga de viento
<b>CS</b>	Carga de sismo
<b>CE</b>	Peso y empuje lateral
<b>Z</b>	Factor de Zona
<b>U</b>	Factor de uso e importancia
<b>So</b>	Roca dura
<b>S1</b>	Roca o Suelos Muy Rígidos
<b>S2</b>	Suelos Intermedios
<b>S3</b>	Suelos blandos
<b>Tp y TL</b>	Periodos de suelo
<b>C</b>	Factor de Amplificación Sísmica
<b>V</b>	Cortante en la base
<b>fi</b>	Es la fuerza lateral en el nivel i correspondiente a una distribución en altura semejante a la del primer modo en la dirección de análisis.
<b>di</b>	Es el desplazamiento lateral del centro de masa del nivel i en traslación pura (restringiendo los giros en planta) debido a las fuerzas fi.
<b>Mti</b>	Momento torsor accidental
<b>ei</b>	Excentricidad accidental en cada nivel
<b>Sa</b>	Aceleración espectral
<b>G</b>	Aceleración de la gravedad
<b>r</b>	Máxima elástica esperada (r)
<b>ri</b>	Vibración empleados

## RESUMEN

El objetivo de la presente tesis es dar a conocer las diferencias que hay entre los softwares ETABS y ROBOT S.A.P. en la modelamiento, diseño sismorresistente y diseño en concreto armado, aplicado en un edificio de cinco niveles (cuatro pisos y un semisótano) destinado para uso académico y servicio de alimentación, el cual está ubicado en la comunidad de Villa Chullunquiani, Universidad Peruana Unión carretera Salida Arequipa km 6. El área del lote es de 198.91 m<sup>2</sup>, la profundidad de cimentación es de -2.00 m en roca dura clasificada como un suelo S0; debido a que el terreno es ondulado, el lado oeste del primer piso queda bajo el nivel del terreno, cumpliendo la función de un semisótano. La estructuración se realizó respetando los planos arquitectónicos, donde se determinó el uso de placas, columnas, vigas, losas macizas y losas aligeradas; debido al cortante que absorben los muros estructurales se tiene en la dirección X un sistema estructural Dual Tipo II y en la dirección Y un sistema de muros estructurales, posteriormente se predimensionaron los elementos estructurales. Se calcularon las cargas mínimas de acuerdo a la norma E.020, luego se realizó el metrado de cargas. Se comenzó a trabajar con los dos softwares en los cuales se hizo el modelamiento de la estructura, el diseño sismorresistente de acuerdo a la norma E.030 y el diseño en concreto armado según la norma E.060 y el código ACI318-14. Se concluyó que la edificación tiene un comportamiento estructural distinto en cada programa, el cual no tiene una influencia relevante en el diseño en concreto armado ya que es mínimo, esto nos da como resultado elementos estructurales con dimensiones y refuerzo de acero semejantes entre los planos obtenidos con ambos programas; el costo del proyecto estructural en ROBOT S.A.P. es un 46.30% de lo que cuesta en ETABS.

**Palabras clave:** Modelamiento; diseño sismorresistente; diseño en concreto armado; ETABS, ROBOT S.A.P; E 0.20; E 0.30; E 0.60; ACI318-14.

## **ABSTRACT**

The objective of this thesis is to make known the differences that exist between the software ETABS and ROBOT S.A.P. In the modeling, seismic resistant design and reinforced concrete design, applied in a five-level building (four floors and a basement) intended for academic use and food service, which is located in the community of Villa Chullunquiani, Universidad Peruana Unión carretera Departure Arequipa km 6. The area of the lot is 198.91 m<sup>2</sup>, the depth of foundation is -2.00 m in hard rock classified as a soil S0; Because the terrain is undulating, the west side of the first floor is below ground level, fulfilling the function of a semi-basement. The structuring was done respecting the architectural plans, where the use of plates, columns, beams, solid slabs and lightened slabs was determined; Due to the shear that absorb the structural walls is in the X direction a Dual Type II structural system and in the Y direction a system of structural walls, then the structural elements were further dimensioned. The minimum loads were calculated according to the E.020 standard, after which the load metering was performed. Work began on the two softwares in which the modeling of the structure was made, the seismic resistant design according to the E.030 standard and the concrete design according to the E.060 standard and the code ACI318-14. It was concluded that the building has a different structural behavior in each program, which does not have a relevant influence on the design in reinforced concrete since it is minimal, this results in structural elements with dimensions and reinforcement of steel similar between the planes obtained With both programs.

**Keywords:** Modeling; earthquake-resistant design; design in reinforced concrete; ETABS, ROBOT S.A.P; E 0.20; E 0.30; E 0.60; ACI318-14.

## INTRODUCCIÓN

El propósito de esta tesis es mostrar las diferencias que se tienen entre los softwares Etabs & Robot Structural Análisis Profesional al momento de realizar un proyecto estructural, ya que los dos softwares son de diferentes empresas. El software Etabs pertenece a CSI Spain (Computers and Structures, Inc.), el software está en inglés. Asimismo, el software Robot Structural pertenece a la empresa Autodesk, éste software ofrece una gran ventaja ya que presenta el idioma español y una configuración técnica sencilla. Estos programas son muy prácticos ya que resuelven de inmediato el análisis estructural de un elemento.

Para poder hacer la comparación de ambos programas se sometió un edificio de 5 pisos de 198.91 m<sup>2</sup>, el edificio contara propiamente con aulas para estudiantes universitarios, oficinas y con un snack universitario, a su vez el edificio contara con un ascensor panorámico de estructura independiente y tanque elevado prefabricado de polietileno.

El primer capítulo describe el problema, los objetivos y la justificación; en el segundo capítulo tenemos las características de la investigación junto con la metodología que se llevará a cabo para llegar a las conclusiones; en el tercer capítulo tenemos el desarrollo de la investigación, se comenzó a partir de los planos de arquitectura de una edificación de 5 pisos (4 pisos y un semisótano) se siguió con la estructuración y el predimensionamiento de los elementos estructurales, definiéndolos tanto en ubicación como en dimensión, luego se muestra detalladamente el procedimiento de la modelamiento, diseño sismorresistente y diseño en concreto armado, de tal forma que se puedan obtener las diferencias de estos procesos utilizando los softwares ETABS y ROBOT S.A.P.; en el cuarto capítulo se compararon los resultados obtenidos en cada software y se hizo una discusión sobre estos; en el quinto capítulo tenemos las conclusiones a las que se llegaron y las recomendaciones.

## CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

### 1.1. Formulación del problema

Debido al gran avance de la construcción a nivel mundial cada vez se ejecutan proyectos estructurales más complejos, y de la mano de estos ha evolucionado la tecnología en softwares de análisis y diseño estructural, llegando a tener en el mercado gran variedad de programas de diseño, siendo entre los más reconocidos por su eficiencia el Etabs y Robot S.A.P.

Para realizar un proyecto estructural se tiene que realizar las mismas etapas en cada software las cuales pueden variar, comenzando con la modelamiento que está relacionada con la interfaz y las herramientas que posee cada software, esto puede provocar la variación de resultados en el diseño sismorresistente y en el diseño en concreto armado, interviniendo principalmente en esta etapa el procesamiento de datos ingresados, llegando a ser mucha la variación en el caso de edificaciones de gran magnitud, lo cual provoca variaciones en todo el proyecto, debiendo comparar la eficiencia entre las dos. Es necesario realizar el proyecto estructural en el tiempo más corto posible porque esto interviene en el costo de la elaboración del proyecto causando ahorro y dando una mayor satisfacción al cliente.

¿Cuáles son las diferencias en eficiencia y resultados de la elaboración de un proyecto estructural entre los softwares Etabs y Robot Structural Analysis aplicado en un edificio de cinco niveles (cuatro pisos y un semisótano)?

#### 1.1.1. Problemas específicos

¿Qué diferencias tenemos en el modelamiento de un edificio de cinco niveles (cuatro pisos y un semisótano) en los softwares Etabs y Robot Structural Analysis, y como intervienen en los resultados del análisis y diseño estructural?

¿Cuál es la diferencia de los resultados del diseño sismorresistente de acuerdo a la norma técnica E. 030 (Diseño sismorresistente) de un edificio de cinco niveles (cuatro pisos y un semisótano), utilizando los softwares Etabs y Robot S.A.P.?

¿Cuál es la diferencia de los resultados del diseño en concreto armado según norma técnica E. 060 (Concreto armado) de un edificio de cinco niveles (cuatro pisos y un semisótano), utilizando los softwares Etabs y Robot S.A.P.?

¿Qué software es el más eficiente para la elaboración de proyectos estructurales?

## 1.2. Objetivos de la investigación

### 1.2.1. Objetivo general

- ✓ Comparar la eficiencia en el modelamiento, diseño sismorresistente y diseño en concreto armado de los softwares Etabs y Robot Structural Analysis Professional, aplicado en un edificio de cinco niveles (cuatro pisos y un semisótano), para determinar el más óptimo.

### 1.2.1. Objetivos específicos

- ✓ Realizar el modelamiento de un edificio de cinco niveles (cuatro pisos y un semisótano), en los softwares Etabs y Robot Structural Analysis Professional.
- ✓ Realizar el diseño sismorresistente de un edificio de cinco niveles (cuatro pisos y un semisótano), de acuerdo a la norma técnica E. 0.30 (Diseño sismorresistente), con los softwares Etabs y Robot Structural Analysis Professional.
- ✓ Realizar el diseño en concreto armado de un edificio de cinco niveles (cuatro pisos y un semisótano), de acuerdo a la norma E 0.60 y el código ACI318-14 con los softwares Etabs y Robot Structural Analysis Professional.

## 1.3. Justificación

A nivel mundial hay muchos softwares en el mercado para la elaboración de proyectos estructurales, los cuales tienen como diferencia principal: interfaz, método de análisis y códigos de diseño. Esta investigación surge ante la necesidad de saber porque se da la diferencia en los resultados del diseño sismorresistente y diseño en concreto armado, entre los softwares más utilizados a nivel mundial, a modo de prueba se escogieron los programas: ETABS y ROBOT S.A.P; la metodología que usan ambos softwares para el análisis es elementos finitos, ambos programas tienen una variedad de códigos para realizar el diseño sismorresistente y el diseño en concreto armado, los cuales pueden ser configurados por el proyectista. Por lo tanto teniendo el objetivo de dar un aporte a esta problemática, se realizará una comparación entre los resultados del diseño sismorresistente y diseño en concreto armado, entre los softwares Etabs y Robot SAP, aplicado a un edificio de cinco pisos (cuatro pisos y un semisótano), con lo cual determinaremos que software es el más eficiente para realizar el modelamiento, el diseño sismorresistente y diseño en concreto armado.

La importancia del diseño estructural en concreto armado del nuevo edificio a construir el cual estará conformado por 1 ascensor, 8 aulas, 4 salones taller y 1 snack, es muy vital, ya que será una “Edificación Esencial” según el R.N.E. (E 0.30), por ser de uso universitario. Este edificio proporcionara un beneficio institucional y social, para facilitar a los estudiantes una nueva edificación que se ajuste a la inclusión del sistema universitario, la cual se encuentra ubicada en Chullunquiani, distrito de Juliaca, provincia San Román, departamento de Puno. Por lo tanto esta investigación se realizará utilizando las normas del Reglamento Nacional de Edificaciones (R.N.E,) y el código A.C.I. 318-14.

## CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

### 2.1. ANTECEDENTES

Según Saravia J. (2013), sobre el uso del programa Etabs para el “Análisis y Diseño con Etabs, su aplicación adecuada y comprobación de resultados, aplicado a Edificios de Concreto Armado”, se enfoca al buen uso y aplicación del mismo, analizó un edificio de 14 niveles, de tal manera, que este trabajo pretendió evitar todos estos errores graves que se puedan incurrir al no tener claro el uso de estos programas, y en el mejor de los casos ayudar a aquellos que tienen un buen criterio estructural a confiar en el mismo. Además de los chequeos paralelos que se deben llevar en programas en hojas Excel, esto con la finalidad de tener siempre el control total sobre los programas como Etabs. Finalmente, estos chequeos dan la certeza y confiabilidad de los programas mencionados, y su vez que el profesional en ingeniería estructural de un paso hacia los avances de la tecnología.

Según Quinchiguango M. & Taco D. (2016), sobre el uso del software Robot Analysis Structural para el “Análisis estructural de una edificación de hormigón armado a través del software Robot Analysis Structural” se ha desarrollado bajo la modalidad de proyecto de investigación, dando paso al modelamiento de la estructura de hormigón armado de 5 pisos con el sistema de viga peraltada en el software Robot Análisis Structural Professional (Autodesk), realizando tanto el análisis estático y dinámico, todo esto acorde a la norma vigente del Ecuador (NEC 2015), a su vez apoyándose de las normas internacionales como el ACI 318-14; para contrastar los resultados y tener un nivel de comparación, se realizó el modelado del mismo edificio en Etabs 15.2 (CSI), que es el software más usado por profesionales y estudiantes para el diseño estructural.

Según Alves J. (2011), sobre el uso de software Etabs en el “Análisis Dinámico de una Estructura irregulares Empleando el programa de Cálculo Estructural Etabs”, se propuso un Análisis Dinámico Espacial, según el Método de Superposición Modal con Tres Grado de Libertad por Nivel, de acuerdo a lo establecido en la Norma COVENIN 1756:2001A relativa a Edificaciones Sismoresistente, de una estructura de tipo regular denominada “MR”, a partir de la cual, luego de determinadas modificaciones geométricas y funcionales de su configuración estructural inicial, se diseñaron dos estructuras de tipo irregular, denominadas “MI1” y “MI2”, que posteriormente fueron analizadas del mismo modo, a fin de

dar respuesta a la problemática planteada, determinando el nivel de impacto que generan dichas irregularidades en la respuesta dinámica de la estructura.

## 2.2. Estructuración

Según De La Torre. (2009), la estructuración de un edificio consiste en disponer y distribuir los elementos estructurales de forma adecuada y en la medida que la arquitectura lo disponga, tener una estructura lo más simple y uniforme posible, de tal manera que el edificio presente un buen comportamiento frente a cargas de gravedad y de sismo.

## 2.3. Predimensionamiento

El Predimensionamiento consiste en dar una dimensión tentativa o definitiva, de acuerdo a ciertos criterios y recomendaciones establecidos basándose en la práctica del ingeniero “Antonio Blanco Blasco” y a lo estipulado en la “Norma Técnica de Edificaciones E-060” de Concreto Armado o entre los Requisitos Arquitectónicos y de Ocupación.

### 2.3.1. Predimensionamiento vigas

$$h = \frac{L}{10} \geq 0.25 \text{ m} \quad (1)$$

$$h = \frac{L}{12} \geq 0.25 \text{ m} \quad (2)$$

$$b = 0.3 h @ 0.5 h \geq 0.25 \text{ m} \quad (3)$$

Dónde: **b** = Base de la viga

**h** = Peralte de la viga

**L** = Longitud más crítica (entre ejes de columna)

### 2.3.2. Predimensionamiento columnas

#### 2.3.2.1. Columnas centrales

$$\text{Área de columna} = \frac{P(\text{servicio})}{0.45 * f'_c} \quad (4)$$

$$P_{\text{servicio}} = AT * P * n \quad (5)$$

#### 2.3.2.2. Columnas exteriores

$$\text{Área de columna} = \frac{P(\text{servicio})}{0.35 * f'_c} \quad (6)$$

### **2.3.3. Predimensionamiento de muros estructurales**

Según el (RNE-E.060), El espesor del alma de los muros de corte no deberá ser menor de 1/25 de la altura entre elementos que le proporcionen apoyo lateral ni menor de 150 mm, salvo para los sistemas estructurales de muros de ductilidad limitada, para los cuales el espesor mínimo del alma no deberá ser menor de 100 mm.

Según el (RNE-E.060), Cuando el muro de corte se convierta en un muro exterior de contención en los sótanos, el espesor mínimo en los sótanos será de 200 mm. El muro deberá diseñarse considerando además las acciones perpendiculares a su plano.

### **2.3.4. Predimensionamiento Losas Aligeradas**

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE-E.060), En losas aligeradas continuas conformadas por viguetas de 10 cm de ancho, bloques de ladrillo de 30 cm de ancho y losa superior de 5 cm, con sobrecargas menores a 300 kg/m<sup>2</sup> y luces menores de 7,5 m, el peralte debe cumplir con la siguiente formula.

$$h \geq \frac{L}{25} \quad (7)$$

Dónde: h = Peralte de la viga

L = Longitud más crítica (entre ejes de columna)

### **2.3.5. Predimensionamiento de losas macizas**

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE-E.060), en losas macizas continuas con sobrecargas menores a 300 kg/m<sup>2</sup> y luces menores de 7,5 m, podrá dejar de verificarse las deflexiones. Se usó las siguientes formulas:

$$h = \frac{Ln}{40} \quad (8)$$

$$h = \frac{\text{Perímetro}}{180} \quad (9)$$

Dónde: Ln = Longitud más crítica de cualquiera de los lados de la losa

### **2.3.6. Predimensionamiento de tanque elevado y cisterna**

De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones - Normas Sanitarias en Edificaciones IS-010, para establecimientos del tipo de Áreas de Oficinas y Sala de Usos Múltiples, tendrán una dotación de agua potable de acuerdo a los consumos.

### **2.3.6.1. Dotación**

Por tratarse de una Edificación del tipo de Oficinas Administrativas y Aulas, el parámetro a tomar en cuenta es la extensión útil de cada Oficina y la capacidad del alumnado.

### **2.3.6.2. Sistema de almacenamiento y regulación**

El propósito es de absorver las variaciones de consumo, continuidad y regulación del servicio de agua fría en la edificación, se ha proyectado el uso de una Cisterna y su correspondiente sistema de Tanque Elevado, que operan de acuerdo a la demanda de agua de los usuarios:

### **2.3.6.3. Cisterna**

Según la (I.S. 0.10, 2012) del RNE la cisterna debe ser capaz de almacenar las  $\frac{3}{4}$  partes de la dotación de agua diaria del edificio.

### **2.3.6.4. Tanque elevado**

De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones - Normas Sanitarias en Edificaciones IS-010 del RNE el tanque elevado debe almacenar por lo menos  $\frac{1}{3}$  de la dotación de agua diaria del edificio.

## **2.3.7. Predimensionamiento de escalera**

### **2.3.7.1. Pasos y contrapasos**

Según el Reglamento de Edificaciones para uso de las Universidades, cada tramo de escalera tendrá un máximo de 18 contrapasos, de 16 a 18cm, y 17 pasos, de 28 a 30cm.

### **2.3.7.2. Descanso de la escalera**

Según el Reglamento de Edificaciones para uso de las Universidades, la dimensión de los descansos deberá tener un mínimo de 0.90 m.

## **2.4. Modelamiento**

Esta investigación comprende los procedimientos del modelamiento estructural mediante el software Robot S.A.P. y Etabs, comparando que software ofrece una mayor facilidad y rapidez al momento de modelar una estructura, en esto interviene la interfaz del programa, ya que si las herramientas ofrecidas son más sencillas de usar permitirán tener mejores resultados.

## **2.5. Cargas**

La E 020 del RNE nos da algunos valores de carga viva mínima repartida en los pisos, las cuales dependen del uso de la edificación y en sus anexos encontramos la densidad de los materiales a usar en la estructura para calcular la carga muerta.

### **2.5.1. Casos de carga**

#### **2.5.1.1. *Carga muerta***

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE-E.020), es el peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la edificación, incluyendo su peso propio, que se propone sean permanentes, las cargas muertas a considerar serán losas, albañilería, tabique, parapetos y vidrios los cuales estarán detallados más adelante.

#### **2.5.1.2. *Carga viva***

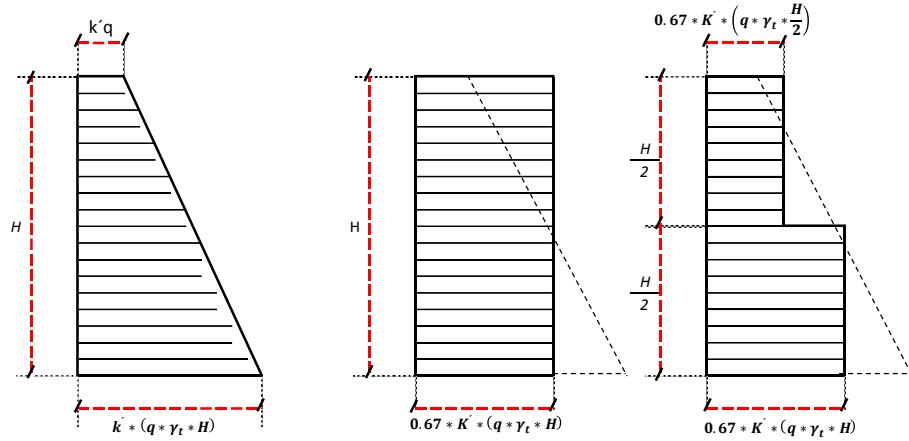
Según el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE-E.020), es el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos móviles soportados por la edificación.

#### **2.5.1.3. *Carga de granizo***

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE E.020), la estructura y todos los elementos de techo que estén expuestos a la acción de carga de nieve serán diseñados para resistir las cargas producidas por la posible acumulación de la nieve en el techo.

#### **2.5.1.4. *Empuje lateral de suelos***

En el caso de estructuras que sostienen cargas producidas por el suelo como es el caso de los muros de sótano, es necesario considerar el efecto que provocara el suelo sobre los muros.



**Figura 1.** Empuje lateral del suelo.  
Fuente: (Calavera Ruiz, 1999)

$$k_a = \frac{1-\sin(\phi)}{1+\sin(\phi)} \quad (10)$$

$$E_{as} = 0.6 * k_a * \rho_{suelo} * h \quad (11)$$

$$E_{acv} = k_a * \omega_{cv} \quad (12)$$

$$E_a = E_{as} + E_{acv} \quad (13)$$

Donde:

$k_a$  : Coeficiente de empuje activo del suelo.

$\phi$  : Ángulo de fricción interna del suelo (°).

$\rho_{suelo}$  : Densidad del suelo (kg/m3).

$h$  : Altura de suelo que ejerce el empuje activo (m).

$\omega_{cv}$  : Carga viva actuante en el terreno (kg/m2).

$E_{as}$  : Empuje activo del suelo (kg/m2).

$E_{acv}$  : Empuje activo producido por la carga viva del terreno (kg/m2).

$E_a$  : Empuje activo actuante sobre muro de sótano (kg/m2)

## 2.6. Diseño Sismoresistente

El diseño sismorresistente considera principalmente las fuerzas sísmicas en un análisis lineal, nos sirve para determinar las fuerzas sísmicas finales y asegurar que la estructura sea capaz de resistir estas fuerzas.

## 2.6.1. Análisis preliminar

### 2.6.1.1. Factor de zona (Z)

**Tabla 1**

Zonificación sísmica

REGIÓN DPTO	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO
Puno	San Román	Juliaca		
		Cabana	3	Todos los
		Cabanillas		Distritos
		Caracoto		

Fuente: (RNE-E.030)



**Figura 2.** Zonas sísmicas

Fuente: (RNE-E.030)

### 2.6.1.2. Parámetros de sitio ( $S$ , $T_p$ , $TL$ )

#### A. Parámetros de sitio (S)

Sabemos que el suelo de la cimentación es un suelo rocoso, el cual tiene una resistencia a la compresión no confinada mayor o igual que 500 kPa (5 kg/cm<sup>2</sup>), por lo tanto, es un perfil de suelo S1. Utilizando la Tabla 4, obtenemos los valores de S, T<sub>p</sub> y Tl.

**Tabla 2**

Factores de suelo

ZONA	SUELO	S0	S1	S2	S3
Z4		0.80	1.00	1.05	1.10
Z3		0.80	1.00	1.15	1.20
Z2		0.80	1.00	1.20	1.40
Z1		0.80	1.00	1.06	2.00

Fuente: (RNE-E.030)

## B. Periodos "Tp" y "TL"

**Tabla 3**

*Periodos "Tp" y "TL".*

	PERFIL DE SUELOS			
	S0	S1	S2	S3
Tp(S)	0.30	0.40	0.60	1.00
TL(S)	3.00	2.50	2.00	1.60

Fuente: (RNE-E.030)

### 2.6.1.3. Período fundamental de vibración

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE-E.030), el período fundamental de vibración para cada dirección se estimará con la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{C_T} \quad (14)$$

Donde:

**T** = Período fundamental de vibración

**hn** = Altura total de la edificación en metros

**CT = 45** (Para edificios duales)

### 2.6.1.4. Factor de amplificación sísmica (C)

Según la E.030, de acuerdo a las características de sitio se define el factor de amplificación sísmica "C" por las siguientes expresiones:

$$T < Tp \quad C = 2,5 \quad (15)$$

$$TP < T < TL \quad C = 2,5 * \left( \frac{T_p}{T} \right) \quad (16)$$

$$TL < T \quad C = 2,5 * \left( \frac{T_p * TL}{T^2} \right) \quad (17)$$

Donde:

**C**: Factor de amplificación sísmica.

**T**: Período fundamental de vibración.

**Tp**: Período que define la plataforma del factor C.

**TL**: Período que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante.

### 2.6.1.5. Categoría de la edificación y factor de uso (U)

**Tabla 4**

*Factor de uso e importancia (U).*

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR "U"
A Edificaciones Esenciales	<p>A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como:</p> <p>Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades</p>	1.50

Fuente: (RNE-E.030)

### 2.6.1.6. Sistemas estructurales permitidos

**Tabla 5**

*Categoría y sistemas estructural de las edificaciones.*

Categoría de la edificación	Zona	Sistema Estructural
A2	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF
		Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado.
	1	Albañilería Armada o Confinada
		Cualquier sistema

Fuente: (RNE-E.030) Diseño Sismoresistente

### 2.6.1.7. Coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas ( $R_0$ )

**Tabla 6**

*Sistemas estructurales.*

Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción $R_0$ (*)
<b>Acero:</b>	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
<b>Concreto Armado:</b>	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Fuente: (RNE E.030) Diseño sismoresistente

#### **2.6.1.8. Regularidad estructural**

Las estructuras se pueden clasificar como regulares (Son aquellas que no presentan irregularidad en planta o en altura) o irregulares (Son aquellas que tienen más de una irregularidad en planta o en altura).

#### **2.6.1.9. Factor de irregularidad en planta (Ip)**

**Tabla 7***Irregularidades estructurales en planta*

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	Factor de Irregularidad Ip
Irregularidad Torsional	0.75
Irregularidad Torsional Extrema	0.60
Esquinas Entrantes	0.90
Discontinuidad del Diafragma	0.85
Sistemas no Paralelos	0.90

Fuente: (RNE) E.030 Diseño sismoresistente

#### **2.6.1.10. Factor de irregularidad en altura (la)**

**Tabla 8***Irregularidades estructurales en planta.*

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de Irregularidad la
Irregularidad de Rígidez – Piso Blando	0.75
Irregularidades de Resistencia – Piso Débil	0.75
Irregularidad Extrema de Rígidez (Ver Tabla N° 10)	0.50
Irregularidad Extrema de Resistencia (Ver Tabla N° 10)	0.50
Irregularidad de Masa o Peso	0.90
Irregularidad Geométrica Vertical	0.90
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	0.80
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes	0.60

Fuente: (RNE E.030) Diseño sismorresistente

#### **2.6.1.11. Restricciones de irregularidad**

Según la R.N.E. 0.30 de acuerdo a la categoría de una edificación y la zona donde se ubique, ésta deberá proyectarse respetando las restricciones a la irregularidad de la Tabla 10.

**Tabla 9***Categoría y regularidad de las edificaciones*

Categoría de la Edificación	Zona	Restricciones
A1 y A2	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

Fuente: (RNE E.030) *Diseño Sismoresistente***2.6.1.12. Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas (R)**

$$R = R_0 * I_a * I_p \quad (18)$$

**Donde:**

R: Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas

 $R_0$ : Coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas $I_a$ : Irregularidad en altura $I_p$ : Irregularidad en planta**2.6.2. Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes****2.6.2.1. Masa de la edificación (P)**

Según la E.030 el peso se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga. En edificaciones de la categoría A, se tomará el 50 % de la carga viva, para azoteas y techos el 25% de la carga viva, y en estructuras de tanques y similares el 100% de la carga que pueda contener.

**2.6.2.2. Cortante estático en la base (V)**

$$V = \frac{Z*U*C*S}{R} * P \quad (19)$$

$$\frac{C}{R} \geq 0.125 \quad (20)$$

**2.6.2.3. Distribución de la fuerza sísmica en altura**

Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel i, correspondientes a la dirección considerada, se calcularán mediante:

$$F_i = \alpha_i * V \quad (21)$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=i}^n P_j(h_j)^k} \quad (22)$$

Donde n es el número de pisos del edificio, k es un exponente relacionado con el período fundamental de vibración de la estructura (T), en la dirección considerada, que se calcula de acuerdo a:

- ✓ Para T menor o igual a 0,5 segundos: k = 1,0.
- ✓ Para T mayor que 0,5 segundos: k = (0,75 + 0,5 T) ≤ 2,0.

#### **2.6.2.4. Excentricidad accidental**

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE E-030), para estructuras con diafragmas rígidos, se supondrá que la fuerza en cada nivel ( $F_i$ ) actúa en el centro de masas del nivel respectivo y debe considerarse además de la excentricidad propia de la estructura el efecto de excentricidades accidentales (en cada dirección de análisis) como se indica a continuación:

En el centro de masas de cada nivel, además de la fuerza lateral estática actuante, se aplicará un momento torsor accidental ( $M_{ti}$ ) que se calcula como:

$$M_{ti} = \pm F_i * e_i \quad (23)$$

Para cada dirección de análisis, la excentricidad accidental en cada nivel ( $e_i$ ), se considerará como 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.

#### **2.6.3. Análisis dinámico modal espectral**

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE E.030), el análisis dinámico consiste en el estudio de los movimientos como respuesta a fuerzas y momentos externos aplicados, como conocer por tanto el movimiento del sistema y las fuerzas que lo gobiernan, este tipo de análisis también incluye un proceso para estimar las fuerzas externas que son dependientes de la posición relativa entre los componentes del sistema.

##### **2.6.3.1. Análisis modal**

###### **A. Modos de vibración**

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE E.030), los modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas. En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90 % de la

masa total, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.

### B. Aceleración espectral

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE E.030), para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudoaceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{Z * U * C * S}{R} * g \quad (24)$$

Donde:

**S<sub>a</sub>**=Aceleración espectral

**g**=Aceleración de la gravedad

Para el análisis en la dirección vertical podrá usarse un espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales.

### C. Fuerza cortante mínima

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE E.030), para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entresuelo del edificio no podrá ser menor que el 80 % del valor calculado según el numeral 4.5 para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares.

### D. Excentricidad accidental (efectos de torsión)

Al igual que la fuerza cortante estática debe ser aplicada al centro de masas con una excentricidad, la aplicación del cortante dinámico debe tener la misma consideración.

#### 2.6.4. Requisitos de rigidez, resistencia y ductilidad

##### 2.6.4.1. Determinación de desplazamientos laterales

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE-E.030), para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0,75 R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitudes sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico.

$$F_{e.d.} = 0.75 * R \quad (25)$$

**Donde:**

$F_{e.d.}$ : Factor de escala para derivas

R: Factor de reducción

#### 2.6.4.2. **Desplazamientos laterales relativos admisibles**

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado según el numeral 5.1 E-030, no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la Tabla N° 11 especificado E-030.

**Tabla 10**

*Límites para la distorsión del entrepiso.*

Material Predominante	( $\Delta i / hei$ )
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005

Fuente: (RNE E.030) *Diseño Sismoresistente*

La deriva o distorsión de entrepiso es una relación del desplazamiento relativo de entrepiso entre la altura.

$$\Delta_i = \delta_i - \delta_{i-1} \quad (26)$$

$$deriva = \frac{\Delta_i}{h_i} \quad (27)$$

**Donde:**

$\delta_i$  : Desplazamiento del piso en revisión.

$\delta_{i-1}$  : Desplazamiento del piso inmediato inferior al que está en revisión.

$\Delta_i$  : Desplazamiento relativo de entrepiso.

$h_i$  : Altura del piso en revisión.

#### 2.6.4.3. **Separación entre edificios (s)**

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE-E.030), toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas, desde el nivel del terreno natural, una distancia mínima s para evitar el contacto durante un movimiento sísmico. Esta distancia no será menor que los 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes ni menor que:

$$s = 0,006 h \geq 0,03 \text{ m} \quad (28)$$

### Donde

h: es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar s.

El edificio se retirará de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes edificables, o con edificaciones, distancias no menores de 2/3 del desplazamiento máximo calculado según el numeral 5.1 ni menores que s/2 si la edificación existente cuenta con una junta sísmica reglamentaria. En caso de que no exista la junta sísmica reglamentaria, el edificio deberá separarse de la edificación existente el valor de s/2 que le corresponde más el valor s/2 de la estructura vecina.

## 2.7. Diseño estructural

### 2.7.1. Factores de carga y combinación de cargas.

#### 2.7.1.1. Resistencia de servicio

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE-E.060), las estructuras y los elementos estructurales deberán diseñarse para obtener en todas sus secciones resistencias de diseño ( $\phi R_n$ ) por lo menos iguales a las resistencias requeridas ( $R_u$ ), calculadas para las cargas y fuerzas amplificadas en las combinaciones que se estipulan en esta Norma.

$$\phi R_n \geq R_u \quad (29)$$

Mencionaremos las resistencias requeridas de acuerdo (RNE E-060), la resistencia requerida para cargas muertas (CM) y cargas vivas (CV) será como mínimo:

$$U = 1,4 \text{ CM} + 1,7 \text{ CV} \quad (30)$$

Si en el diseño se tuvieran que considerar cargas de sismo (CS), además de lo indicado en (9.2.1, Capítulo 9 de E-060) la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1,25 (\text{CM} + \text{CV}) \pm \text{CS} \quad (31)$$

$$U = 0,9 \text{ CM} \pm \text{CS} \quad (32)$$

Si fuera necesario incluir en el diseño el efecto del peso y empuje lateral de los suelos (CE), la presión ejercida por el agua contenida en el suelo o la presión y peso ejercidos por

otros materiales, además de lo indicado en (9.2.1 Capítulo 9 de E-060), la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1,4 \text{ CM} + 1,7 \text{ CV} + 1,7 \text{ CE} \quad (33)$$

En el caso en que la carga muerta o la carga viva reduzcan el efecto del empuje lateral, se usará:

$$U = 0,9 \text{ CM} + 1,7 \text{ CE} \quad (34)$$

Si fuera necesario incluir en el diseño el efecto de las cargas de nieve o granizo, éstas deberán considerarse como cargas vivas (CV).

#### **2.7.1.2. Factores de reducción de resistencia indicados en la norma E.060.**

**Tabla 11**

*Factores de reducción de resistencia*

	Factores de reducción (R)
Flexión sin carga axial	0.90
<b>Carga axial y carga axial con flexión</b>	
Carga axial de tracción con o sin flexión	0.90
Carga axial de compresión con o sin flexión:	
a) Elementos con refuerzo en espiral	0.75
b) Otros elementos	0.70
Para flexocompresión R puede incrementarse linealmente	0.90
Cortante y torsión	0.85
Aplastamiento en el concreto	0.70
Zonas de anclaje postensado	0.85

Fuente: (RNE-E.060)

#### **2.7.2. Diseño de vigas y losas**

##### **2.7.2.1. Requisitos para vigas**

Según el R.N.E. 0.60 en 21.5 los siguientes requisitos se deben aplicar para las vigas de los sistemas estructurales de Pórticos y Diales Tipo II.

- ✓ Se debe verificar que:

$$P_u < 0.1 * f'c * Ag \quad (35)$$

**Donde:**

$P_u$  : Carga ultima última de diseño (kg)

$f'c$  : Resistencia a la compresión del concreto (kg/cm<sup>2</sup>)

$A_g$  : Área bruta de la sección ( $\text{cm}^2$ )

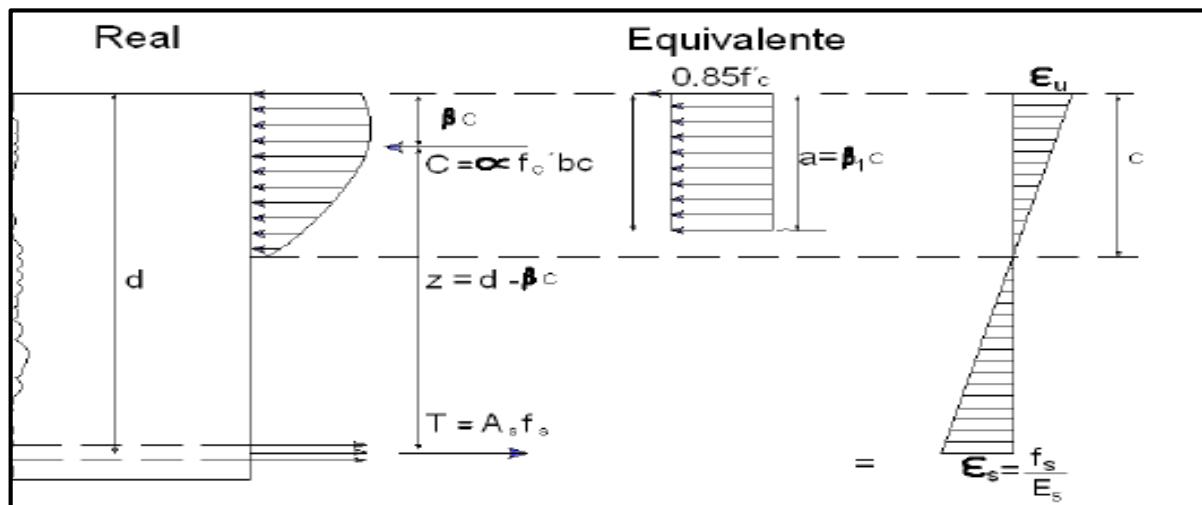
- ✓ La luz libre del elemento  $L_n$  no debe ser menor que cuatro veces su peralte.
- ✓ El ancho del elemento,  $b_w$ , no debe ser menor de 0,25 veces el peralte ni de 250 mm.
- ✓ El ancho del elemento,  $b_w$ , no debe exceder el ancho del elemento de apoyo (medido en un plano perpendicular al eje longitudinal del elemento en flexión) más una distancia a cada lado del elemento de apoyo igual a las tres cuartas partes del peralte del elemento en flexión.

#### 2.7.2.2. Diseño por flexión

Según (De La Torre Hermosa, 2009), la sección crítica para momento negativo se tomará en las caras de los apoyos, mientras que para momentos positivos en el interior de la luz. Para calcular la resistencia a flexión de una sección, como la mostrada en la figura 4, se supone que:

- ✓ Las secciones planas permanecen planas (hipótesis de Navier).
- ✓ No existe deslizamiento entre el acero de refuerzo y el concreto.
- ✓ La máxima deformación a considerar en la fibra extrema a compresión será de 0.003.

Para poder simplificar los cálculos, el ACI permite que se emplee el bloque equivalente de compresiones. En consecuencia, para un elemento con ancho “ $b$ ” y altura igual a “ $h$ ”, tenemos:

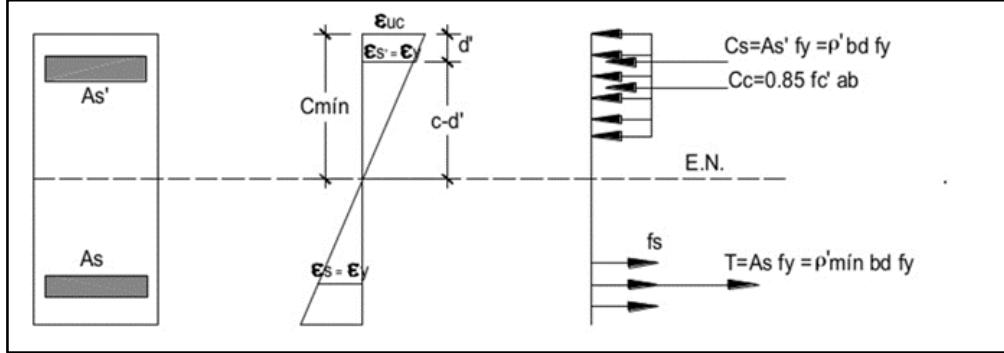


**Figura 3.** Bloque equivalente de compresiones (Viga simplemente reforzada)  
Fuente: (De La Torre Hermosa, 2009)

$$a = \beta_1 * c \quad (36)$$

$$T = A_s f_y = 0.85 f' c * ab = C_c \rightarrow a = \frac{A_s f_y}{0.85 f' c b} \quad (37)$$

$$\emptyset M_n = \emptyset A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \rightarrow \emptyset M_n = \emptyset A_s f_y \left( d - \frac{A_s}{2 * 0.85 f' c b} \right) \quad (38)$$



**Figura 4.** Bloque equivalente de compresiones (Viga doblemente reforzada)  
Fuente: (Ing. Santiago Chávez, 2003)

$$T = C_s + C_c \quad (39)$$

$$A_s * f_y = A_s' * f_{s'} + 0.85 * f' c * b * a \quad (40)$$

$$a = \frac{A_s * f_y - A_s' * f_{s'}}{0.85 * f' c * b}; a = \beta_1 * c \quad (41)$$

$$\emptyset M_n = \emptyset * 0.85 * f' c * a * b * \left( d - \frac{a}{2} \right) + \emptyset A'_s f_y (d - d') \quad (42)$$

El momento último para una sección rectangular con comportamiento dúctil es:

$$M_u = \emptyset * M_n = \emptyset * f' c * \omega * (1 - 0.59 * \omega) * b * d^2 \quad (43)$$

Despejando la fórmula anterior obtenemos la cuantía, con la cual hallamos el área de acero.

$$0 = \omega^2 * (\emptyset * f' c * 0.59) - \omega * (\emptyset * f' c) + \frac{M_u}{b * d^2}$$

$$\omega = \frac{(\emptyset * f' c) \pm \sqrt{(-\emptyset * f' c)^2 - 4 * (\emptyset * f' c * 0.59) * \left( \frac{M_u}{b * d^2} \right)}}{2 * (\emptyset * f' c * 0.59)} \quad (44)$$

$$\omega = \rho * \frac{f_y}{f' c} \rightarrow \rho = \omega * \frac{f' c}{f_y} \quad (45)$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} \rightarrow A_s = \rho * b * d \quad (46)$$

**Donde:**

$a$  : Distancia medida desde la fibra extrema en compresión al eje neutro (cm)

- $c$  : Profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos (cm)  
 $M_u$  : Momento último (kg\*cm)  
 $M_n$  : Momento nominal (kg\*cm)  
 $b$  : Ancho de la cara en compresión del elemento (cm)  
 $d$  : Peralte efectivo, distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción (cm)  
 $\phi$  : Factor de reducción de resistencia, para flexión es 0.9.  
 $f'_c$  : Resistencia a la compresión del concreto (kg/cm<sup>2</sup>)  
 $\omega$  : Cuantía mecánica  
 $f_y$  : Fluencia del acero (kg/cm<sup>2</sup>)  
 $\rho$  : Cuantía del acero  
 $A_s'$  : Área de refuerzo longitudinal a compresión (cm<sup>2</sup>)  
 $A_s$  : Área de refuerzo longitudinal a tracción (cm<sup>2</sup>)

En el caso de losas que están conformadas por vigas “T”, se considera como “b” al ancho de la viga que esté trabajando a compresión, en la zona central de un paño la parte superior trabaja a compresión “b” sería el ancho total, en los extremos es al contrario por lo tanto “b” es el ancho del alma.

#### **A. Cuantía mínima**

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE E-060), para vigas y losas aligeradas se establece que se debe de proveer una cuantía mínima a la sección de tal forma que la resistencia de la sección fisurada sea por lo menos 1.2 veces mayor que el momento flector causante del agrietamiento de la sección El área mínima para secciones rectangulares secciones T con las alas a compresión se calculará:

$$\cdot \rho_{min} = \frac{0.7 * \sqrt{f'_c}}{f_y} \quad (47)$$

$$\cdot A_{smin} = \rho_{min} * b * d \quad (48)$$

En cualquier sección de un elemento estructural - excepto en zapatas y losas macizas -sometido a flexión, donde por el análisis se requiera refuerzo de acero en tracción, el área de acero que se proporcione será la necesaria para que la resistencia de diseño de la sección sea por lo menos 1,2 veces el momento de agrietamiento de la sección bruta  $M_{cr}$  ( $\phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$ ), donde:

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{Y_t} \quad (49)$$

$$f_r = 2\sqrt{f'_c} \quad (50)$$

$$\phi M_n \geq 1.2 M_{cr} \quad (51)$$

**Donde:**

$M_{cr}$  : Momento de fisuración ( $\text{kg}^*\text{cm}$ )

$f_r$  : Resistencia del concreto a tracción por flexión “Módulo de ruptura del concreto” ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

$I_g$  : Momento de inercia de la sección bruta (no agrietada) del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo. ( $\text{cm}^4$ )

$Y_t$  : Distancia desde el eje centroidal de la sección total a la fibra extrema en tracción sin considerar el refuerzo. (cm)

$f'_c$  : Resistencia a la compresión del concreto ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

$M_n$  : Momento de diseño ( $\text{kg}^*\text{cm}$ )

Para lasos macizas, el acero mínimo en la dirección de la luz cuando se use barras corrugadas con  $f_y$  mayor que 420 MPa será:

$$A_{smin} = 0.0018 * b * h \quad (52)$$

Cuando el acero mínimo se distribuya en las dos caras de la losa, deberá cumplirse que la cuantía de refuerzo en la cara en tracción por flexión no sea menor de 0,0012. El espaciamiento máximo del refuerzo no debe exceder tres veces el espesor ni de 400 mm.

## B. Cuantía balanceada

Se define cuantía balanceada al área de acero que propicia una falla por aplastamiento de la sección de concreto en compresión al mismo tiempo que el acero alcanza la deformación de fluencia.

Para una sección simplemente reforzada:

$$A_{sb} = \frac{0.85 * f'_c * b * a_b}{f_y}; \quad a_b = \beta_1 * c_b; \quad \beta_1 = 0.85 \quad (53)$$

$$c_b = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_{yb}} * d \quad (54)$$

La deformación unitaria máxima del acero, hasta donde trabaja de forma elástica se produce cuando:

$$\epsilon_{yb} = \frac{f_y}{E_s} \quad (55)$$

$$\rho_b = \frac{A_{sb}}{b*d} \quad (56)$$

$$\rho_b = \frac{0.85*f'c*\beta_1}{f_y} * \left( \frac{\epsilon_c * E_s}{\epsilon_c * E_s + f_y} \right) \quad (57)$$

Para una sección doblemente reforzada:

$$\rho_{b2} = \rho_b + \overline{\rho_b} \quad (58)$$

$$\overline{\rho_b} = \frac{As'}{b*d} \quad (59)$$

**Donde:**

$A_{sb}$  : Área de acero balanceado ( $\text{cm}^2$ )

$A_s'$  : Área de refuerzo longitudinal a compresión ( $\text{cm}^2$ )

$f'c$  : Resistencia a la compresión del concreto ( $\text{kg/cm}^2$ )

$f_y$  : Fluencia del acero ( $\text{kg/cm}^2$ )

$a_b$  : Distancia medida desde la fibra extrema en compresión al eje neutro, en una situación donde se produce la falla balanceada (cm)

$c_b$  : Profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos, en una situación donde se produce la falla balanceada (cm)

$b$  : Ancho de la cara en compresión del elemento (cm)

$\rho_b$  : Cuantía balanceada de la sección simplemente reforzada

$\overline{\rho_b}$  : Cuantía balanceada del acero en compresión

$\rho_{b2}$  : Cuantía balanceada de la sección doblemente reforzada

$E_s$  : Elasticidad del acero ( $\text{Kg/cm}^2$ )

$\epsilon_{yb}$  : Deformación unitaria máxima del acero

$\epsilon_c$  : Deformación unitaria del concreto

Cuando se coloca una cuantía mayor a la balanceada se producirá falla en compresión, es una falla frágil muy peligrosa. Por ello, lo que debemos buscar en el diseño es una falla dúctil. Por ende, es importante controlar la cuantía de acero, ya que una cuantía mayor o menor a la balanceada determinará el tipo de falla que puede presentar la sección del elemento.

### C. Cuantía máxima

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE E-060), concreto Armado limita la cuantía máxima al 75% de la balanceada, de tal forma que garanticemos una falla dúctil.

$$\rho_{max} = 0.75 * \rho_b \quad (60)$$

Debemos asegurar que la deformación unitaria inelástica se produzca primero en el acero antes que en el concreto.

$$\epsilon_y = \frac{\epsilon_c * d}{c} - \epsilon_c; \quad \epsilon_{yb} < \epsilon_y \quad (61)$$

Donde:

$\epsilon_y$  : Deformación unitaria producida en el acero a tracción

$\epsilon_{yb}$  : Deformación unitaria máxima del acero

$c$  : Profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos a compresión (cm)

$\epsilon_c$  : Deformación unitaria del concreto

### D. Control de deflexiones

Los peraltes o espesores mínimos para no verificar deflexiones, que se señalan en la Tabla 13 pueden utilizarse como referencia en elementos armados en una dirección (aligerados, losas macizas y vigas) que no soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de dañarse por deflexiones excesivas del elemento estructural.

**Tabla 12**

Peraltes o espesores mínimos de vigas no preesforzado o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones.

	Espesor o peralte mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos no estructurales susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes			
Losas macizas en una dirección	L/20	L/24	L/28	L/10
Vigas o losas nervadas en una dirección	L/16	L/18.5	L/21	L/8

Fuente: (RNE-E.060)

### E. Control de fisuras

El control de las fisuras se realizó según la metodología que nos da el R.N.E. 0.60 el cual se realiza con el parámetro Z. El parámetro Z no equivale al ancho de las grietas, pero está relacionado con ellas si las condiciones del ambiente no son agresivas, si Z es menor a 26000 kg/cm indica que hay una buena distribución del acero por flexión, garantizando que los anchos de las fisuras causado por cargas de servicio serán casi insignificantes.

$$Z < 2\ 6000 \text{ kg/cm}$$

$$Z = f_s * \sqrt[3]{dc * Act} \quad (62)$$

$$f_s = \frac{M_s}{(0.9*d*A_s)} \quad (63)$$

$$Act = \frac{2*ys*b}{N.barras} \quad (64)$$

Donde:

$dc$  : Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo más cercana a esa fibra ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

$Act$  : Área efectiva del concreto en tracción que rodea al refuerzo principal de tracción y cuyo centroide coincide con el de dicho refuerzo, dividida entre el número de barras.

$f_s$  : Esfuerzo en el acero el cual puede estimarse sobre la base del momento flector en condiciones de servicio  $M_s$ . ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

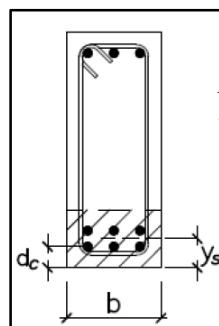
$M_s$  : Momento flector para condiciones de servicio en cualquier sección del elemento ( $\text{kg}*\text{cm}$ )

$d$  : Peralte efectivo, distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción (cm)

$A_s$  : Área de refuerzo longitudinal a tracción (cm<sup>2</sup>)

$y_s$  : Centroide del refuerzo principal de tracción por flexión (cm)

$N.$  barras : Numero de barras de acero a tracción, cuando el refuerzo principal de tracción está compuesto por barras de varios diámetros, el número de barras equivalente se calculará dividiendo el área total de acero entre al área de la barra de mayor diámetro. (cm<sup>2</sup>)



**Figura 5.** Área efectiva del concreto en tracción.

Fuente: (RNE-E.060)

#### F. Diseño por contracción y temperatura

El R.N.E. 0.60 en 9.7.2. menciona que para “Barras corrugadas o malla de alambre de intersecciones soldadas, con  $f_y \geq 420$  Ma” deberá proporcionarse la relación mínima de área de acero/área total del concreto, de 0.0018.

$$A_{st} = 0.0018 * h * l \quad (65)$$

Donde:

$h$ : Altura de la losa (cm)

$l$ : Longitud libre de las viguetas (cm)

El espaciamiento para este refuerzo no debe exceder 5 veces el espesor de la losa ni exceder 40 cm.

#### 2.7.2.3. Diseño por corte

El esfuerzo nominal por cortante del elemento debe ser mayor que el cortante ultimo al que estará sometido el mismo, de yéndose cumplir:

$$\emptyset * V_n \geq V_u \quad (66)$$

Por lo general el esfuerzo cortante que soporta el concreto ( $V_c$ ) es menor a la demanda por cortante a la que es sometido el elemento (cortante último  $V_u$ ), en estos casos es necesario reforzar por corte con estribos de acero.

Si:

$$V_c < V_u \quad (67)$$

La resistencia nominal por cortante será:

$$V_n = (V_c + V_s) \quad (68)$$

$$\emptyset * (V_c + V_s) \geq V_u \quad (69)$$

$$V_s \geq \frac{V_u}{\emptyset} - V_c \quad (70)$$

Donde:

$V_n$  : Esfuerzo resistente nominal de cortante (kg)

La resistencia al esfuerzo cortante del concreto es:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * d \quad (71)$$

En el caso de losas nervadas el R.N.E. 0.60 en 8.11.8 menciona que la resistencia a la fuerza cortante aportado por el concreto de los nervios se podrá considerar 10% mayor.

$$V_c = 1.1 * (0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * d) \quad (72)$$

Donde:

$V_c$  : Resistencia nominal al cortante proporcionado por el concreto (kg)

$f'c$  : Resistencia a la compresión del concreto (kg/cm<sup>2</sup>)

$b_w$  : Ancho del alma (cm)

$d$  : Peralte efectivo, distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción (cm)

La resistencia al esfuerzo cortante del acero es:

$$V_s = \frac{Av*fy*d}{s}; s = \frac{Av*fy*d}{V_s} \quad (73)$$

Donde:

$V_s$  : Resistencia nominal al cortante proporcionado por el refuerzo de cortante (kg)

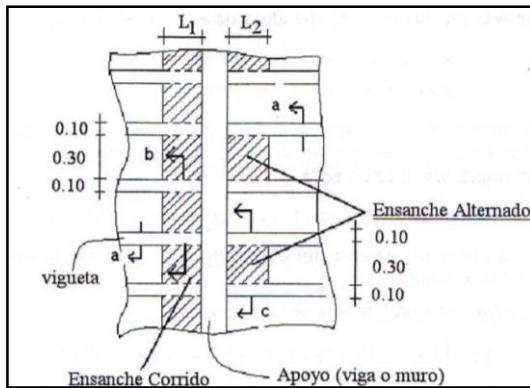
$A_v$  : Área del refuerzo por cortante ( $\text{cm}^2$ )

$f_y$  : Fluencia del acero ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

$d$  : Peralte efectivo, distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción (cm)

$s$  : Espaciamiento medido de centro a centro del refuerzo transversal (cm)

En el caso de losas no existe un refuerzo por corte, por lo tanto, el concreto debe ser capaz de resistir la demanda por corte, en el caso de losas aligeradas cuando la sección de las viguetas no es capaz de soportar las demandas se utilizan ensanches por corte, los cuales pueden ser alternados o corridos.



**Figura 6.** Ensanches en losas aligeradas.

Fuente: (Huari Wilson , 2010)

#### A. Requisitos para el diseño sísmico en vigas

El R.N.E. en el capítulo 21 “Disposiciones especiales para el diseño sísmico” menciona los requisitos que deben cumplir las vigas dependiendo del sistema estructural de la edificación, para nuestro caso que es un sistema estructural dual Tipo II se debe cumplir con lo siguiente:

Deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en las siguientes regiones:

- ✓ En una longitud igual a dos veces el peralte del elemento, medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos del elemento en flexión;
- ✓ En longitudes iguales a dos veces el peralte del elemento a ambos lados de una sección donde puede ocurrir fluencia por flexión debido a desplazamientos laterales inelásticos de la estructura.

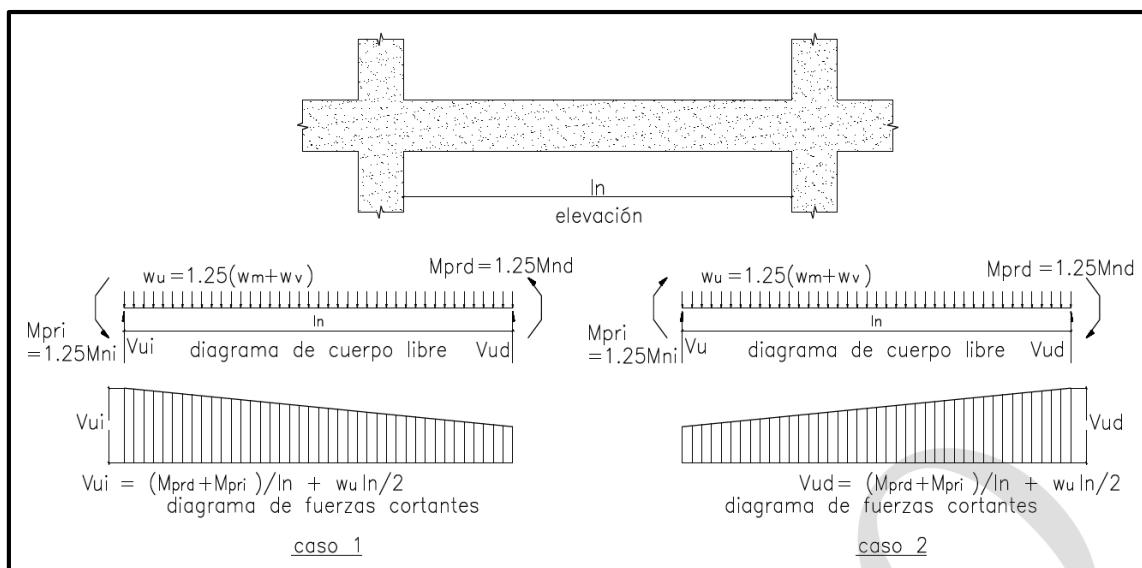
Los estribos serán como mínimo de 3/8 para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara del elemento de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder de:

- ✓  $d/4$ ,
- ✓ Ocho veces el diámetro de las barras longitudinales más pequeñas,
- ✓ 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento,
- ✓ 300 mm.

En las zonas de confinamiento, la distancia horizontal entre las ramas verticales del refuerzo transversal (estribos cerrados y/o grapas suplementarias) no deberá exceder de 300 mm.

Fuera de las zonas de confinamiento, deben colocarse estribos cerrados con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de  $d/2$  en toda la longitud del elemento. En todo el elemento la separación de los estribos, no será mayor que la requerida por fuerza cortante.

Para las vigas con responsabilidad sísmica y que pertenezcan al sistema Dual Tipo II, el R.N.E. menciona que la fuerza cortante de diseño,  $V_u$ , de los elementos en flexión, deberá determinarse a partir de la suma de las fuerzas cortantes asociadas con el desarrollo de las resistencias probables en flexión ( $M_{prd} = 1,25 M_n$ ) en los extremos de la luz libre del elemento y la fuerza cortante isostática calculada para las cargas de gravedad tributarias amplificadas.



**Figura 7. Fuerza cortante de diseño en vigas.**

Fuente: (RNE-E.060)

La fuerza cortante última ( $V_u$ ) para el diseño del refuerzo transversal será:

$$V_{ui} = \frac{M_{prd} + M_{pri}}{ln} + \frac{W_u * ln}{2}; V_{ud} = \frac{M_{prd} + M_{pri}}{ln} - \frac{W_u * ln}{2} \quad (74)$$

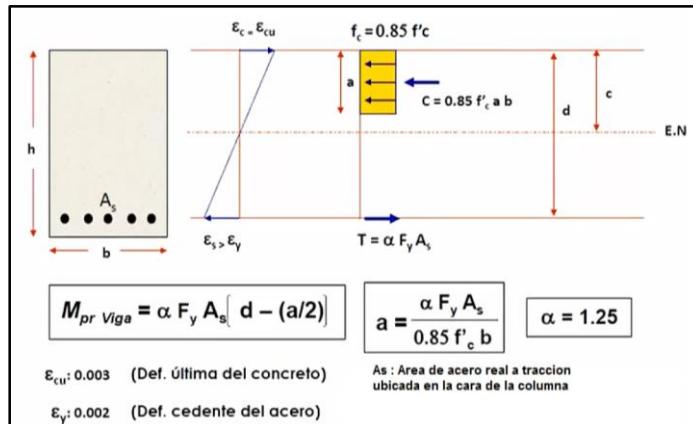
$$M_{pr} = 1.25 * M_n \quad (75)$$

$$W_u = 1.25 * (W_m + W_v) \quad (76)$$

Donde:

- $V_u$  : Fuerza cortante ultima de diseño (kg)
- $M_{pr}$  : Resistencia probable en flexión en los extremos de la luz libre (kg\*m)
- $ln$  : Luz libre medida entre caras de los apoyos (m)
- $W_u$  : Carga de gravedad tributaria amplificada (kg)
- $M_n$  : Resistencia nominal a flexión en los extremos de la luz libre (kg\*m)

Etabs calcula los momentos probables con la metodología del ACI 318-14, la cual considera que la fluencia real del acero a tracción ( $F_u$ ) puede llegar a ser mayor que la resistencia especificada del acero ( $F_u=1.25*F_y$ ).



**Figura 8.** Calculo de momentos nominales.

Fuente: (Chero Damian, 2015)

### 2.7.3. Diseño de columnas

El R.N.E. 0.60 nos menciona que la cuantía longitudinal debe ser de 1% a 6%, pero es recomendable que como máximo se utilice 4% porque de lo contrario el proceso constructivo se vuelve muy complejo.

Según el R.N.E. 0.60 en 21.6 los siguientes requisitos se deben aplicar para sistemas estructurales de Pórticos y Diales Tipo II.

$$P_u > 0.1 * f'c * Ag \quad (77)$$

Donde:

$P_u$  : Carga ultima última de diseño (kg)

$f'c$  : Resistencia a la compresión del concreto (kg/cm<sup>2</sup>)

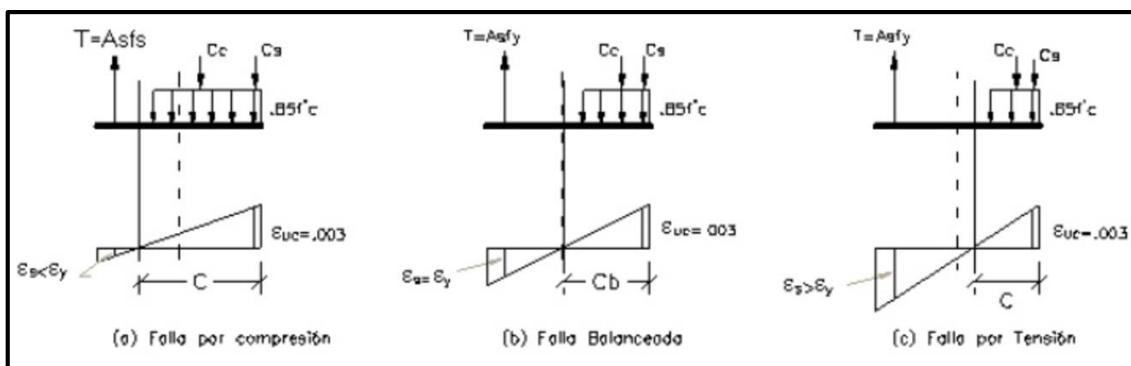
$Ag$  : Área bruta de la sección (cm<sup>2</sup>)

La dimensión menor de la sección transversal, medida en cualquier línea recta que pase por su centroide geométrico, no debe ser menor de 250 mm.

### 2.7.3.1. Diseño por flexocompresión

#### A. Diseño por flexocompresión uniaxial (Diagrama de interacción)

En elementos sometidos a flexocompresión como son las columnas se pueden producir diversos tipos de fallas, pero se tomaron en cuenta las más relevantes, para determinar estas fallas utilizaremos distintas profundidades de la sección en compresión (c).



**Figura 9.** Tipos de fallas de columnas sometidas a flexo-compresión.

Fuente: (Santiago Chávez, 2003)

#### ✓ Falla por compresión pura

El esfuerzo de rotura del concreto por compresión pura es:

$$fc = 0.85 * f'c \quad (78)$$

Donde:

$fc$  : Esfuerzo de rotura del concreto cuando falla por compresión pura (kg/cm<sup>2</sup>)

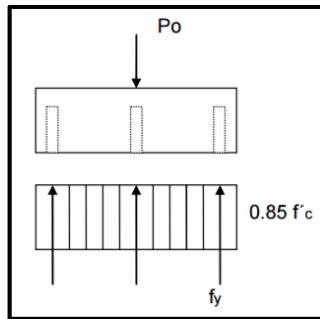
$f'c$  : Resistencia a la compresión del concreto (kg/cm<sup>2</sup>)

Cuando una columna de concreto armado está sometida a compresión pura teóricamente tiene una resistencia nominal a la compresión de:

$$P_{on} = 0.85 * f'c * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st} \quad (79)$$

La resistencia a la compresión de diseño según el R.N.E. 0.60, para definir la resistencia de diseño a compresión pura en columnas estribadas es  $0.80 * \phi * P_{on}$ , debiendo ser mayor a la fuerza axial amplificada (PU).

$$0.80 * \phi * P_{on} \geq P_u \quad (80)$$



**Figura 10.** Estado de equilibrio en compresión pura.  
Fuente: (Santiago Chávez, 2003)

#### ✓ Falla balanceada

Las columnas también tienen un punto de falla balanceado, en donde el acero y el concreto llegan a su máxima deformación unitaria.

$$c_b = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_{yb}} * d \quad (81)$$

La deformación unitaria máxima del acero, hasta donde trabaja de forma elástica se produce cuando:

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} \quad (82)$$

$$P_{nb} = C_{cb} + C_{sb} - T_{sb} \quad (83)$$

$$P_{nb} = 0.85 * f'c * a_b * b + A_{s'} * f_{s'} - A_s * f_s \quad (84)$$

En caso de tener una capa de acero tanto en compresión y otra en tracción, las resistencias nominales balanceadas se hallarían de la siguiente manera

$$M_{nb} = 0.85 * f'c * a_b * b * \left( \frac{h}{2} - \frac{a_b}{2} \right) + A_{s'} * f_{s'} * \left( \frac{h}{2} - a' \right) - A_s * f_s * \left( d - \frac{h}{2} \right) \quad (85)$$

#### ✓ Falla por flexión pura

Esta falla se da cuando la sección es sometida a flexión pura, en este punto la columna no soporta carga axial, siendo la sumatoria de las fuerzas producidas en la sección igual a 0.

$$Pn = 0 \quad (86)$$

$$Cc + Cs - Ts = 0 \quad (87)$$

$$0.85 * f'c * a * b + As' * fs' - As * fs = 0 \quad (88)$$

Debido a que en esta falla la deformación unitaria en el acero por tracción es mayor a la deformación unitaria del acero por fluencia ( $\epsilon_s > \epsilon_y = \frac{fy}{Es}$ ), el esfuerzo que se producirá en el acero por tracción será igual al esfuerzo del acero por fluencia.

$$fs = fy \quad (89)$$

$$0.85 * f'c * a * b + As' * fs' - As * fy = 0 \quad (90)$$

$$fs' = Es * \epsilon_s \quad (91)$$

$$\epsilon_s = \frac{\epsilon_c}{c} * (c - d') \quad (92)$$

$$fs' = Es * \frac{\epsilon_c}{c} * (c - d') \quad (93)$$

$$0.85 * f'c * (0.85 * c) * b + As' * \left[ Es * \frac{\epsilon_c}{c} * (c - d') \right] - As * fy = 0 \quad (94)$$

$$c^2 * [0.85^2 * f'c * b] - c * (As * fy) + [As' * Es * \epsilon_c * (c - d')] = 0 \quad (95)$$

#### ✓ Falla por tracción pura

Esta falla se da cuando la columna es sometida a esfuerzos de tracción sin excentricidad, en este punto todo el acero de refuerzo trabaja a tracción y se desprecia el aporte del concreto. La resistencia nominal por tracción pura es:

$$Pn = -As * fs \quad (96)$$

La deformación del acero es mayor que la deformación unitaria por fluencia ( $\epsilon_s > \epsilon_y = \frac{fy}{Es}$ ), por lo tanto, el esfuerzo del acero es el esfuerzo por fluencia del acero.

$$Pn = -As * fy \quad (97)$$

## B. Valores de $\phi$ para elementos en flexocompresión

Según la E.060 del RNE, el valor de  $\phi$  para elementos sometidos a fuerza axial y flexión puede variar desde 0.7 a 0.9 dependiendo de la fuerza axial, si esta es a compresión o a tracción.

Para carga axial de compresión con o sin flexión:

$$\phi = 0.7$$

Pero si:

$$Pn < 0.1 * f'c * Ag \wedge Pn < \phi * Pb \quad (98)$$

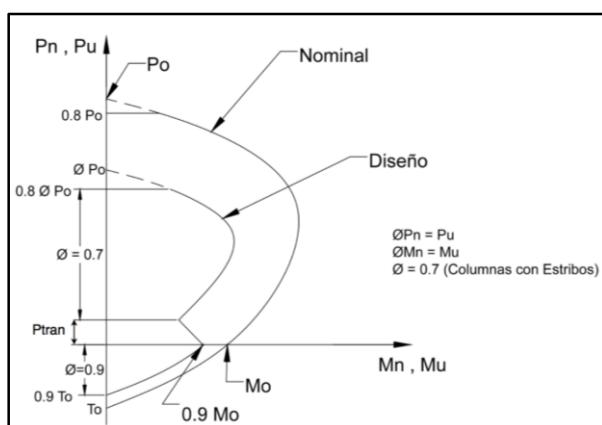
Entonces:

$$\phi = 0.7 + 0.2 * \frac{0.1*f'c*Ag - Pn}{0.1*f'c*Ag} < 0.9 \quad (99)$$

El valor de  $\phi$  aumenta proporcionalmente con la disminución del valor de  $Pn$ , desde 0.7 hasta 0.9 cuando  $Pn=0$ .

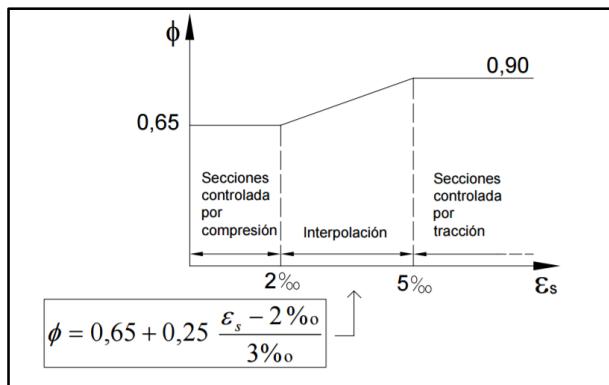
Para carga axial de tracción con o sin flexión:

$$\phi = 0.9$$



**Figura 11.** Diagrama de interacción considerando  $\phi$  según el R.N.E. 0.60.  
Fuente: (Aza Santillán, 2014))

Según el ACI 318-14, el valor de  $\phi$  aumenta a partir de que el acero en tracción alcanza la deformación unitaria máxima del acero por fluencia ( $\epsilon_x$ ), donde se produce la falla balanceada. El valor de  $\phi$  va desde 0.65 hasta 0.9

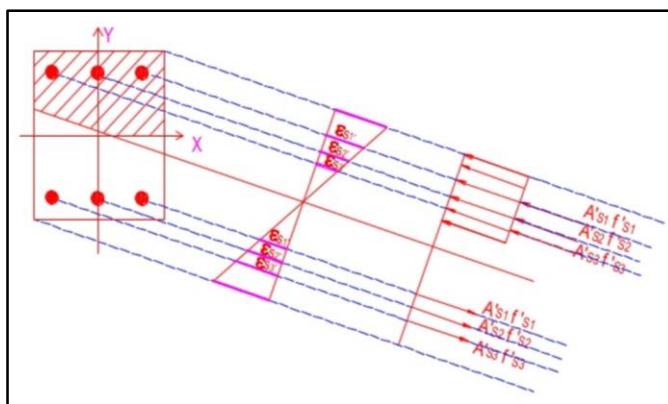


**Figura 12.** Coeficiente de reducción de resistencia en función del tipo de rotura.

Fuente: (Bellagio & Figueroa, 2011)

### 2.7.3.2. Diseño por flexo-compresión biaxial

Cuando las columnas están sujetas simultáneamente a momentos flectores en sus dos ejes principales, la resistencia de la columna por carga axial se puede afectar aún más.



**Figura 13.** Esfuerzos de una columna sometida a flexión biaxial.

Fuente: (Santiago Chávez, 2003)

El diseño deberá hacerse para resistir las fuerzas al mismo tiempo, se diseñará a partir de las hipótesis y principios dados en flexión y carga axial. Alternativamente se podrá usar la siguiente ecuación aproximada, aplicable a columnas cuadradas o rectangulares con armadura longitudinal simétrica.

$$\text{Si: } P_u \geq 0.1 * \phi * P_{on}$$

$$P_u \leq P_n$$

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} + \frac{1}{P_{on}} \quad (100)$$

Donde:

$P_n$ : Resistencia nominal a carga axial en flexión biaxial.

$P_{nx}$ : Resistencia nominal bajo la acción de momento únicamente en X ( $e_y = 0$ ).

$P_{ny}$ : Resistencia nominal bajo la acción de momento únicamente en Y ( $ex = 0$ ).

$P_{on}$ : Resistencia nominal bajo la acción de carga axial únicamente ( $ex = ey = 0$ ) que se calcula mediante:  $0,85 f c' (Ag - Ast) + fy Ast$

$$\text{Si: } Pu < 0.1 * \emptyset * P_{on}$$

$$\frac{M_{ux}}{\emptyset * M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\emptyset * M_{ny}} \leq 1.0 \quad (101)$$

**Donde:**

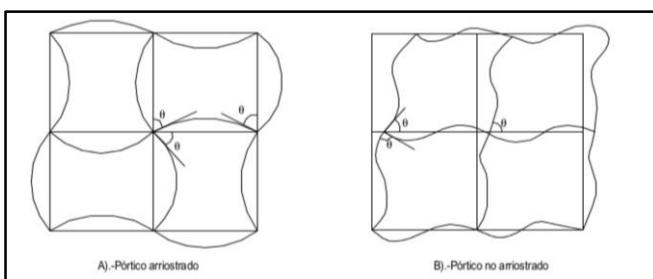
$\emptyset * M_{nx}$  y  $\emptyset * M_{ny}$ : Resistencia de diseño de la sección respecto al eje X y Y.

$M_{ux}$  y  $M_{uy}$ : Resistencia requerida respecto al eje X y Y.

#### 2.7.3.3. Efectos de esbeltez

La esbeltez es la relación entre la longitud y el radio de giro de la sección transversal de la columna. Si un elemento que trabaja a compresión es demasiado esbelto tiende a fallar por pandeo, es por esto que debemos tener mayor cuidado en el diseño de elementos a compresión muy esbeltos. Para poder diseñar correctamente y de una manera más rápida, las columnas se clasifican como cortas y esbeltas, sabiendo que las columnas esbeltas sufrirán momentos de segundo orden, los cuales varían dependiendo de si la columna está arriostrada o no, si se tiene una columna corta el R.N.E. 0.60 menciona que se pueden despreciar los efectos de esbeltez.

#### A. Verificación de arriostramiento de columnas



**Figura 14.** Patrones de deformación de los elementos.

Fuente: (Chávez S, 2003)

El R.N.E. 0.60 en el artículo 10.11.14 menciona que las columnas y entrepisos en una estructura deben ser diseñados como columnas y entrepisos con desplazamiento lateral (no arriostrados) o sin desplazamiento lateral (ariostrados). Se permite suponer como arriostrado (sin desplazamiento lateral) a un entrepiso en la estructura si el índice de estabilidad del entrepiso, Q:

$$Q = \frac{(\Sigma P_u) * \Delta o}{V_{us} * h_e} < 0.06 \quad (102)$$

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

$\Delta o$  : Deformación relativa entre el nivel superior y el inferior del entrepiso considerado, debido a las fuerzas laterales amplificadas y calculada de acuerdo a un análisis elástico de Primer Orden. Para el caso de fuerzas laterales de sismo,  $\Delta o$  deberá multiplicarse por 0,75 veces el factor de reducción (R) considerado en la determinación de estas fuerzas tal como se estipula en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente.

$V_{us}$ : Fuerza cortante amplificada en el entrepiso, debida a las cargas laterales.

$h_e$ : Altura del entrepiso medida piso a piso.

#### 2.7.3.4. Resistencia mínima a flexión

La resistencia por flexión de las columnas debe ser mayor al de las vigas, cumpliéndose el concepto de columna fuerte viga débil, el R.N.E. 0.60 menciona que la resistencia a la flexión de las columnas en las caras de los nudos debe satisfacer:

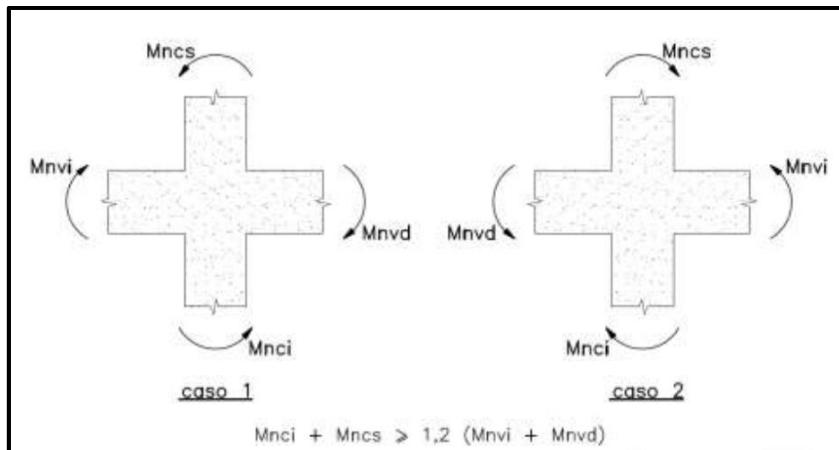
$$\Sigma M_{nc} \geq 1.2 * \Sigma M_{nv} \quad (103)$$

Donde:

$\Sigma M_{nc}$ : Suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo.

$\Sigma M_{nv}$ : suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo.

Las resistencias a la flexión deben sumarse de tal manera que los momentos de las columnas se opongan a los momentos de las vigas.



**Figura 15.** Resistencia a flexión de las columnas en las caras de los nudos  
Fuente: (RNE-E.060)

### **2.7.3.5. *Diseño por cortante***

El diseño por cortante para columnas es semejante al de vigas, la variación está en la resistencia al cortante proporcionada por el concreto y los requisitos de diseño sísmico.

$$\emptyset * V_n \geq V_u \quad (104)$$

$$V_n = (V_c + V_s) \quad (105)$$

$$\emptyset * (V_c + V_s) \geq V_u \quad (106)$$

$$V_s \geq \frac{V_u}{\emptyset} - V_c \quad (107)$$

## **Donde:**

$V_n$  : Esfuerzo resistente nominal de cortante (kg)

La resistencia al esfuerzo cortante del concreto es:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * \left(1 + \frac{Nu}{140 * A_g}\right) b_w * d \quad (108)$$

Donde:

$V_c$  : Resistencia nominal al cortante proporcionado por el concreto (kg)

$f'c$  : Resistencia a la compresión del concreto ( $\text{kg/cm}^2$ )

*Nu*: Carga axial amplificada normal a la sección transversal, debe tomarse como positiva (kg)

*Ag* : Área bruta de la sección (cm<sup>2</sup>)

$b_w$  : Ancho del alma (cm)

$d$  : Peralte efectivo, distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción (cm)

La resistencia al esfuerzo cortante del acero es:

$$V_s = \frac{Av * f_y * d}{s}; s = \frac{Av * f_y * d}{V_s} \quad (109)$$

Donde:

$V_s$  : Resistencia nominal al cortante proporcionado por el refuerzo de cortante (kg)

$Av$  : Área del refuerzo por cortante (cm<sup>2</sup>)

$f_y$  : Fluencia del acero (kg/cm<sup>2</sup>)

$d$  : Peralte efectivo, distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción (cm)

$s$  : Espaciamiento medido de centro a centro del refuerzo transversal (cm)

#### A. Requisitos para el diseño sísmico

Según el R.N.E. 0.60 el refuerzo transversal mínimo debe ser:

En columnas de núcleo rectangular, el área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares y grapas suplementarias,  $A_{sh}$ , no debe ser menor que la requerida por las ecuaciones.

$$A_{sh} = 0.3 * \frac{s * b_c * f'_c}{f_y h} * \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad (110)$$

$$A_{sh} = 0.09 * \frac{s * b_c * f'_c}{f_y h} \quad (111)$$

Donde:

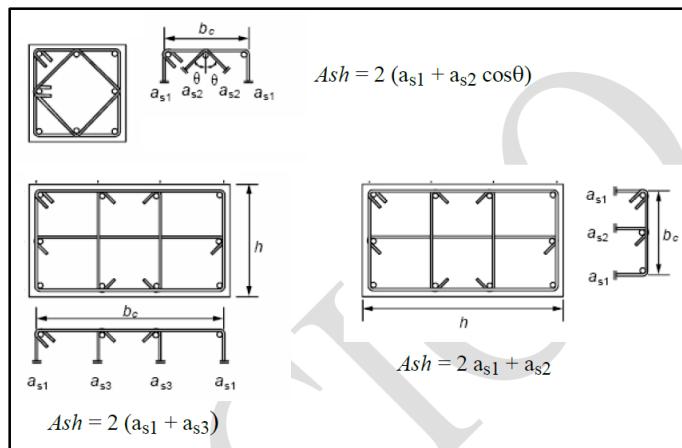
$A_{sh}$ : Área de refuerzo transversal del núcleo rectangular (cm<sup>2</sup>)

$s$ : Espaciamiento del refuerzo de confinamiento (cm)

$b_c$ : Dimensión del núcleo confinado del elemento normal al refuerzo con área  $A_{sh}$  (cm)

$f'_c$  : Resistencia a la compresión del concreto (kg/cm<sup>2</sup>)

$f_y h$  : Esfuerzo de fluencia del acero transversal (kg/cm<sup>2</sup>)



**Figura 16.** Ejemplos Ash y bc.

Fuente: (RNE-E.060)

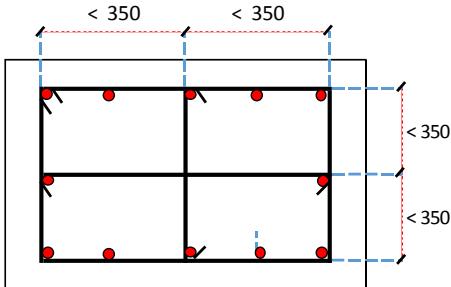
El refuerzo transversal debe disponerse mediante estribos cerrados de confinamientos sencillos o múltiples. Se pueden usar grapas supplementarias del mismo diámetro de barra y con el mismo espaciamiento que los estribos cerrados de confinamiento. Cada extremo de las grapas supplementarias debe enlazar una barra perimetral del refuerzo longitudinal.

Cuando la resistencia de diseño del núcleo de la sección transversal del elemento satisface los requisitos de las combinaciones de carga de diseño, incluyendo el efecto sísmico, no es necesario satisfacer la ecuación (21-3) y 10.9.3 del R.N.E. 0.60.

Si el espesor de concreto fuera del refuerzo transversal de confinamiento excede 100 mm, debe colocarse refuerzo transversal adicional con un espaciamiento no mayor a 300 mm. El recubrimiento de concreto sobre el refuerzo adicional no debe exceder de 100 mm

- ✓ El espaciamiento no debe exceder la menor de:
  - La tercera parte de la dimensión mínima del elemento.
  - Seis veces el diámetro del refuerzo longitudinal.
  - 100 mm.

La distancia, centro a centro, transversal al eje del elemento, entre las ramas de estribos cerrados de confinamiento múltiples o entre las grapas supplementarias,  $hx$ , no deben exceder 350 mm medidos centro a centro.



**Figura 17.** Distancia máxima entre ramas de refuerzo transversal.  
Fuente: (RNE-E.060)

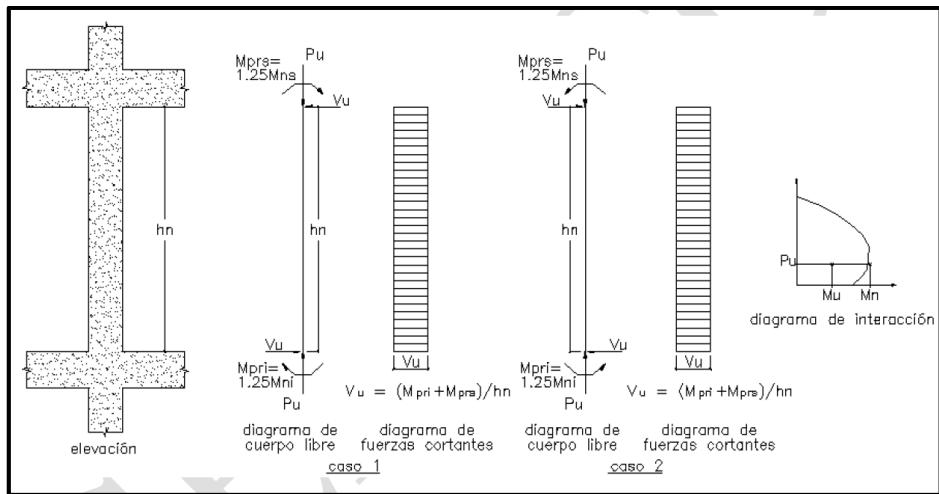
Los requisitos mencionados anteriormente se deben aplicar a la zona de confinamiento de la columna ( $Lo$ ) medida a cada cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de desplazamientos laterales inelásticos del pórtico. La longitud no debe ser menor que:

- La mayor dimensión de la sección del elemento en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión,
- Un sexto de la luz libre del elemento.
- 500 mm.

Fuera de la zona de confinamiento el espaciado mínimo no debe exceder de 10 veces el diámetro de las barras longitudinales de la columna y 25 cm.

#### ✓ **Fuerzas de diseño**

La fuerza de cortante de diseño,  $Vu$ , se debe determinar considerando las máximas fuerzas que se puedan generar en las caras de los nudos en cada extremo del elemento. Estas fuerzas se deben determinar usando las resistencias máximas probables en flexión ( $Mpr = 1,25 \cdot Mn$ ) en cada extremo del elemento, correspondientes al rango de cargas axiales amplificadas,  $Pu$ , que actúan en él. No es necesario que las fuerzas cortantes en el elemento sean mayores que aquellas determinadas a partir de la resistencia de los nudos, basada en el  $Mpr$  de los elementos transversales que confluyen en el nudo. En ningún caso  $Vu$  debe ser menor que el cortante amplificado determinado a partir del análisis de la estructura.



**Figura 18.** Fuerza cortante de diseño en columnas.

Fuente: (RNE-E.060)

La fuerza cortante última ( $V_u$ ) para el diseño del refuerzo transversal en columnas será:

$$V_u = \frac{M_{pri} + M_{prs}}{hn} \quad (112)$$

$$M_{pr} = 1.25 * M_n \quad (113)$$

Donde:

$V_u$  : Fuerza cortante ultima de diseño (kg)

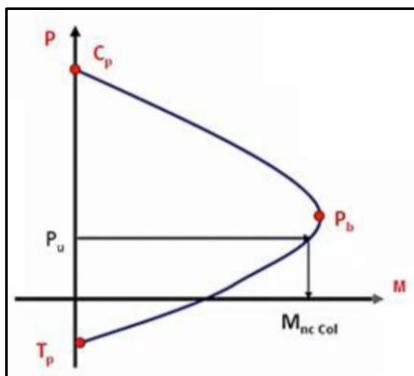
$M_{pri}$  y  $M_{pri}$  : Resistencia probable en flexión en el extremos inferior y superior de la luz libre ( $\text{kg}^*\text{m}$ )

$hn$  : Luz libre medida entre caras de los apoyos (m)

$W_u$  : Carga de gravedad tributaria amplificada (kg)

$M_n$  : Resistencia nominal a flexión en los extremos de la luz libre ( $\text{kg}^*\text{m}$ )

El momento nominal es la capacidad a flexión de las columnas provenientes del diagrama de interacción. Se utiliza la fuerza axial última "Pu", proveniente de las combinaciones de carga que incluyen la acción sísmica, que conduzca a la mayor resistencia a flexión en la misma.



**Figura 19.** Calculo de momentos nominales en columnas.

Fuente: (Chero Damian, 2015)

#### 2.7.4. Diseño de nudos

Según el R.N.E. 0.60 en 21.7 menciona que los nudos de los edificios con sistema estructural de Pórticos y Duales Tipo II deben cumplir con los siguientes requisitos.

##### 2.7.4.1. Requisitos generales

- ✓ Las fuerzas en el refuerzo longitudinal de las vigas, en la cara del nudo, deben determinarse suponiendo un esfuerzo en el acero de 1,25  $f_y$ .
- ✓ Para evaluar la resistencia del nudo debe utilizarse el valor de  $\phi = 0,85$
- ✓ El refuerzo longitudinal de una viga que termine en una columna, debe prolongarse hasta la cara más distante del núcleo confinado de la columna y anclarse, en tracción y en compresión de acuerdo con las longitudes de desarrollo calculadas.
- ✓ Donde el refuerzo longitudinal de una viga atraviesa una unión viga-columna, la dimensión de la columna paralela al refuerzo de la viga no debe ser menor que 20 veces el diámetro de la barra longitudinal de mayor diámetro de la viga, para concretos de peso normal. Para concretos livianos, la dimensión no debe ser menor que 26 veces el diámetro de la barra.

##### 2.7.4.2. Refuerzo transversal de los nudos

Si el nudo está confinado debe disponerse refuerzo transversal igual, por lo menos a la mitad de la cantidad requerida en 21.6.4.1 del R.N.E. 0.60, dentro del peralte del elemento de menor altura. En estos lugares, se permite que el espaciamiento especificado en 21.6.4.2 se incremente a 150 mm.

#### **2.7.4.3. Resistencia al cortante**

La resistencia  $Vn$  en el nudo no debe ser mayor que las fuerzas especificadas a continuación, para concreto de peso normal:

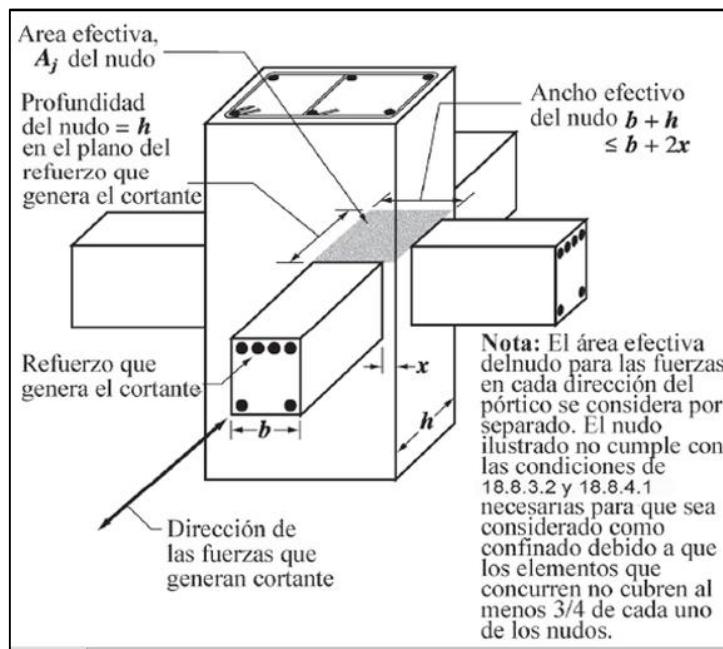
Para nudos confinados en las cuatro caras..... $1.7 * \sqrt{f'c} * Aj$

Para nudos confinados en tres caras o en dos caras opuestas.  $1.2 * \sqrt{f'c} * Aj$

Para otros casos.....  $1.0 * \sqrt{f'c} * Aj$

*A<sub>j</sub>*: es el área efectiva de la sección transversal dentro del nudo en la dirección de análisis, calculada como el producto de la profundidad del nudo por su ancho efectivo. La profundidad del nudo es la dimensión total de la columna en la dirección de análisis. El ancho efectivo del nudo es el ancho total de la columna, excepto que cuando la viga llega a una columna más ancha que ésta, el ancho efectivo del nudo no debe exceder el menor de:

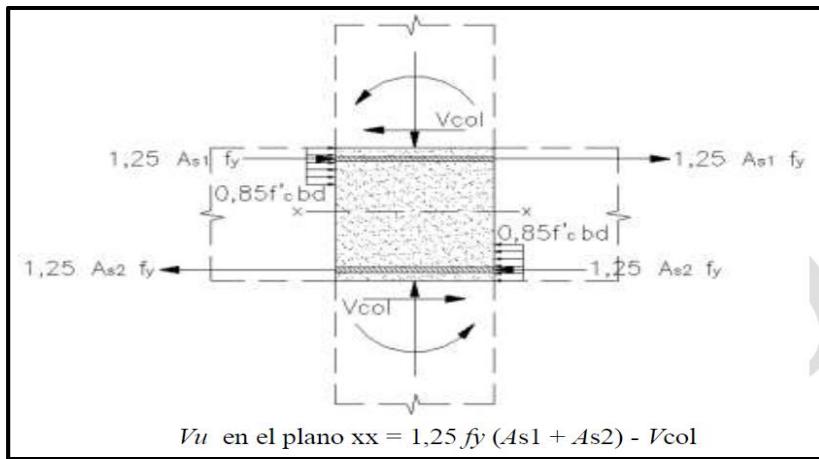
- a. El ancho de la viga más la profundidad del nudo. Si el ancho difiere a ambos lados de la columna, se utilizará el promedio de ellos.
  - b. dos veces la distancia del eje longitudinal de la viga al borde más cercano de la columna.



**Figura 20.** Área efectiva en el nudo.

Fuente: (Cristhian Ramirez , 2017)

El cortante en el nudo Vu, se determina de la siguiente manera.



**Figura 21.** Fuerza cortante  $V_u$  en el nudo.

Fuente: (RNE-E.060)

### 2.7.5. Diseño de muros estructurales

Las placas al igual que las columnas son elementos sometidos a flexocompresión, pero además de estas cargas reciben fuerzas cortantes horizontales paralelas a su plano provenientes de solicitudes sísmicas. Para el caso de los muros estructurales del semisótano que están en contacto con el terreno, estos soportan cargas perpendiculares a su plano, teniendo además la función de muros de contención.

#### 2.7.5.1. Espesores mínimos

Según el R.N.E. 0.60 en 21.9.3 menciona que el espesor mínimo del alma de los muros de corte debe ser 1/25 la altura entre elementos que le proporcionen apoyo lateral o 15 cm, el mayor de estos dos valores. Cuando el muro de corte se convierta en un muro exterior de contención en los sótanos el espesor mínimo será de 20 cm.

#### 2.7.5.2. Refuerzo horizontal y vertical

En un muro deben emplearse por lo menos dos capas de refuerzo cuando:

- ✓ El espesor del muro sea mayor o igual de 20cm
- ✓ Cuando la fuerza cortante  $V_u$  exceda  $0.53 * Acv * \sqrt{f'_c}$

La cuantía de refuerzo horizontal por cortante ( $\rho_h$ ) no debe ser inferior a 0.0025. La cuantía de refuerzo vertical no debe ser menor que:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 * \left( 2.5 - \frac{hm}{lm} \right) * (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025 \quad (114)$$

**Donde:**

$\rho_v$ : Cuantía de refuerzo vertical del muro

$\rho_h$ : Cuantía de refuerzo horizontal del muro

$hm$ : Altura total el muro (m)

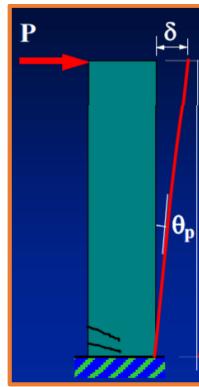
$lm$ : Longitud total del muro (m)

El espaciamiento no debe exceder tres veces el espesor del muro ni de 40 cm.

$$\text{Si: } \frac{hm}{lm} \leq 2 \text{ entonces } \rho_v \geq \rho_h \quad (115)$$

#### 2.7.5.3. Diseño por flexocompresión

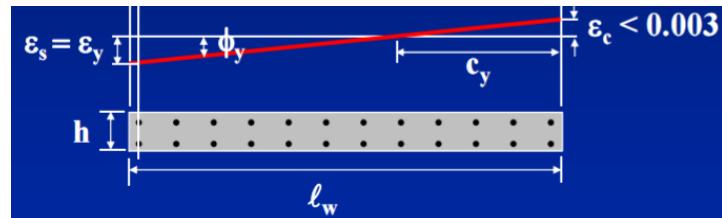
El diseño por flexocompresión es semejante al de las columnas, a diferencia que se deben tener las siguientes consideraciones.



**Figura 22.** Comportamiento de la placa  
Fuente: (Garcia Reyes, 2012)

$$\theta p = \frac{\delta}{hw} \quad (116)$$

$$\theta p = \theta_y * l_p \quad (117)$$



**Figura 23.** Diagrama de deformación en placas  
Fuente: (Garcia Reyes, 2012)

$$\theta y = \frac{\varepsilon_c}{c} \quad (118)$$

La longitud de plastificación (donde se produce una rótula) será igual a la mitad de la altura.

$$lp = \frac{lw}{2} \quad (119)$$

$$c = \frac{\varepsilon_c * lw}{2 * \frac{\delta}{hw}} \quad (120)$$

**Donde:**

$c$ : Longitud en compresión medida desde el eje neutro (cm)

$lm$ : Longitud del muro en el plano horizontal (cm)

$\delta u$ : Desplazamiento lateral inelástico producido por el sismo de diseño en el nivel más alto del muro (cm)

$hm$ : Altura total de un muro medida desde la base hasta la parte superior (cm)

#### 2.7.5.4. Elementos de borde

Cuando la deformación del concreto alcanza la deformación unitaria máxima ( $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu} = 0.003$ ) son necesario elementos confinados de borde en los muros estructurales.

$$c > c_{limit} \quad (121)$$

$$c > \frac{lm}{600 * \frac{\delta u}{hm}} \quad (122)$$

$$\frac{\delta u}{hm} \geq 0.005 \quad (123)$$

**Donde:**

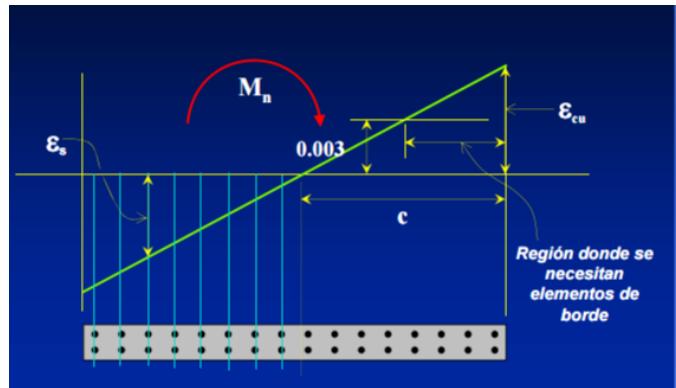
$c$ : Longitud en compresión medida desde el eje neutro (cm)

$lm$ : Longitud del muro en el plano horizontal (cm)

$\delta u$ : Desplazamiento lateral inelástico producido por el sismo de diseño en el nivel más alto del muro (cm)

$hm$ : Altura total de un muro medida desde la base hasta la parte superior (cm)

Cuando se cumple la expresión anterior quiere decir que el esfuerzo a compresión del concreto es superior al que puede resistir, produciendo deformaciones unitarias mayores a la deformación unitaria máxima del concreto (0.003) en los extremos, por lo tanto, se deben colocar elementos de borde confinados los cuales tendrán más resistencia a la compresión soportando mayores deformaciones.



**Figura 24.** Deformación en muros estructurales.  
Fuente: (Garcia Reyes, 2012)

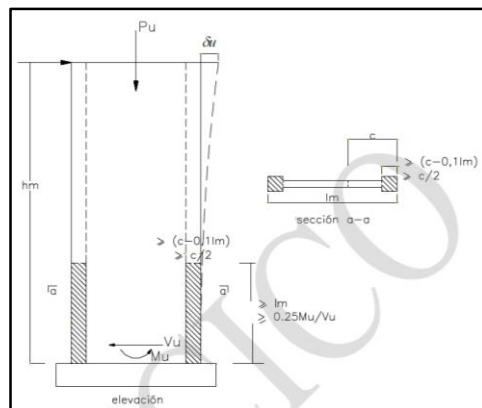
La altura mínima de los elementos de borde será el mayor valor entre:

$$lm \text{ y } \frac{Mu}{4*Vu} \quad (124)$$

También serán necesarios elementos confinados de borde si los esfuerzos máximos a la compresión sobrepasan a  $0.2*f'_c*c$ .

El elemento de borde se debe extender horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta una distancia no menor que el mayor valor entre:

$$c - 0.1 * lm \text{ y } \frac{c}{2} \quad (125)$$



**Figura 25.** Elementos de borde en muros estructurales.  
Fuente: (RNE-E.060)

Al igual que en las columnas dibujamos los diagramas de interacción nominal y de diseño. Las combinaciones de carga axial y momento a los que estarán sometidas las placas deben estar contenidas por el diagrama de interacción de diseño.

#### **2.7.5.5. Diseño por cortante**

El R.N.E. 0.60 menciona que el diseño por cortante se realizara:

$$\emptyset * V_n \geq V_u \quad (126)$$

$$V_n = (V_c + V_s) \quad (127)$$

$$\emptyset * (V_c + V_s) \geq V_u \quad (128)$$

$$V_s \geq \frac{V_u}{\emptyset} - V_c \quad (129)$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * t * d \quad (130)$$

La contribución del concreto ( $V_c$ ) no debe exceder:

$$V_c \leq t * d * (\alpha c * \sqrt{f'c}) \quad (131)$$

$$\alpha c = 0.25 \dots \dots \frac{hm}{lm} \leq 1.5 \quad (132)$$

$$\alpha c = 0.17 \dots \dots \frac{hm}{lm} \geq 2.0 \quad (133)$$

Interpolar el valor  $\alpha c$  para  $\frac{hm}{lm}$  con valores entre 1.5 y 2.0.

$$V_s = \frac{Av*fy*d}{s}; \quad s = \frac{Av*fy*d}{V_s} \quad (134)$$

El límite para la resistencia nominal ( $V_n$ ) es:

$$V_n \leq 2.6 * \sqrt{f'c} * t * d \quad (135)$$

El cortante último de diseño será:

$$V_u \geq V_{ua} * \frac{Mn}{Mu_a} \quad (136)$$

El peralte efectivo para los muros se considerará como:

$$d = 0.9 * lm \quad (137)$$

**Donde:**

- $V_n$  : Esfuerzo resistente nominal de cortante (kg)  
 $V_u$  : Cortante último de diseño (kg)  
 $V_c$  : Resistencia nominal al cortante proporcionado por el concreto (kg)  
 $f'c$  : Resistencia a la compresión del concreto (kg/cm<sup>2</sup>)  
 $Nu$  : Carga axial amplificada normal a la sección transversal, debe tomarse como positiva (kg)  
 $Ag$  : Área bruta de la sección (cm<sup>2</sup>)  
 $t$  : Ancho del alma (cm)  
 $Av$  : Área del refuerzo por cortante (cm<sup>2</sup>)  
 $f_y$  : Fluencia del acero (kg/cm<sup>2</sup>)  
 $s$  : Espaciamiento medido de centro a centro del refuerzo transversal (cm)  
 $Vua$  : Cortante último amplificado proveniente del diseño (kg)  
 $Mua$  : Momento último amplificado proveniente del diseño (kg\*m)  
 $Mn$  : Momento nominal resistente del muro (kg\*m)  
 $lm$  : Longitud del muro en el plano horizontal (cm)  
 $hm$  : Altura total de un muro medida desde la base hasta la parte superior (cm)

## 2.7.6. Detalles del refuerzo

### 2.7.6.1. Recubrimiento de concreto para el refuerzo.

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE-E.060) para concreto construido en sitio (no preesforzado), debe proporcionarse el siguiente recubrimiento mínimo de concreto al refuerzo, excepto cuando se requieran recubrimientos mayores según 7.7.5.1 del (RNE-E.060) o se requiera protección especial contra el fuego:

- ✓ Concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él 70 mm
- ✓ Concreto en contacto permanente con el suelo o la intemperie:

Barras de 3/4" y mayores	50 mm
Barras de 5/8" y menores, mallas electrosoldadas	40 mm

- ✓ Concreto no expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo:

Losas, muros, viguetas:

- ✓ Barras de 1 11/16" y 2 1/4" 40 mm
- ✓ Barras de 1 3/8" y menores 20 mm

Vigas y columnas:

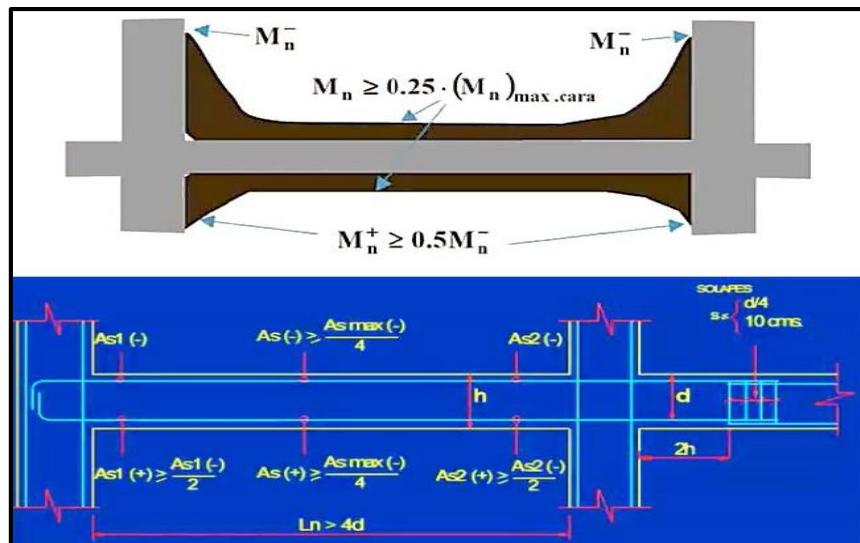
- ✓ Armadura principal, estribos y espirales 40 mm

Cáscaras y losas plegadas:

- ✓ Barras de 3/4" y mayores 20 mm
- ✓ Barras de 5/8" y menores 15 mm
- ✓ Mallas electrosoldadas 15 mm

### 2.7.6.2. Acero longitudinal

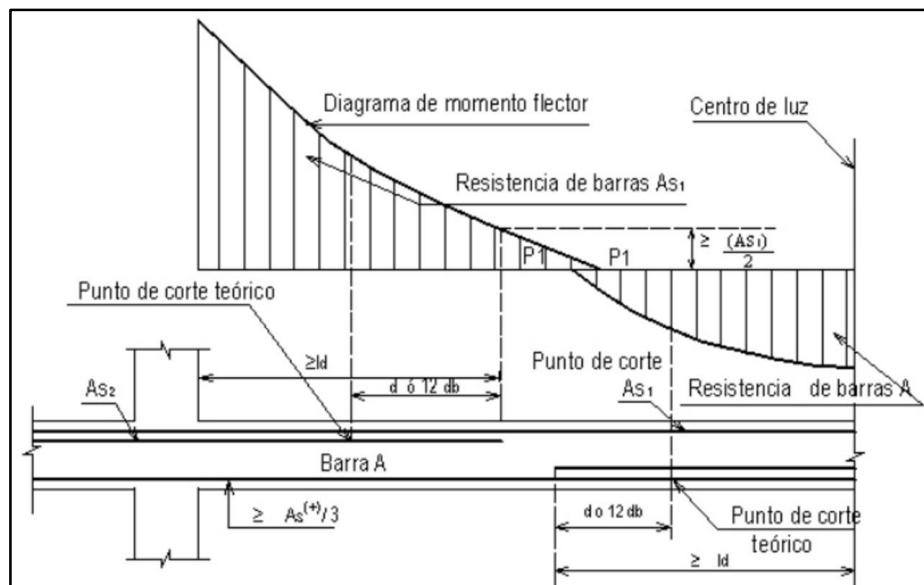
Según el R.N.E. 0.60 en su capítulo de disposiciones especiales para el diseño sísmico menciona que para un sistema estructural de pórticos y dual tipo II, el refuerzo proporcionado al elemento debe permitir que se cumpla lo siguiente: “La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad (1/2) de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, debe ser por lo menos igual a un cuarto (1/4) de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos”.



**Figura 26.** Demanda de acero de refuerzo por flexión en vigas.  
Fuente: (Chero Damian, 2015)

## A. Bastones

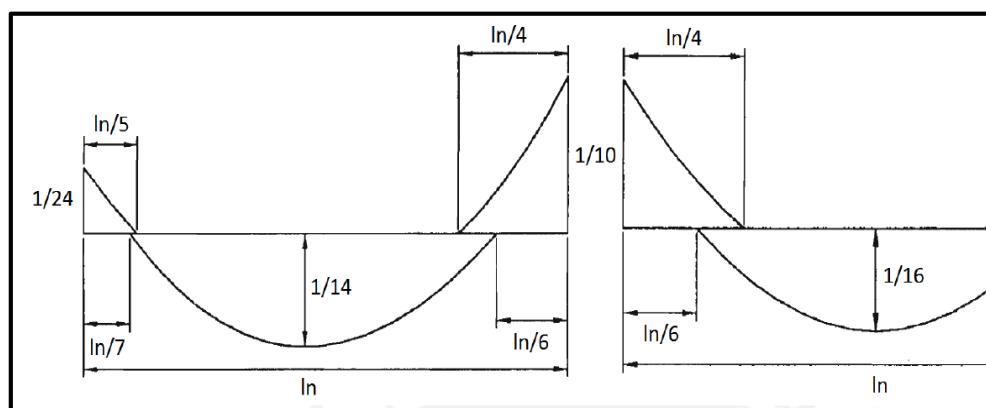
Según el R.N.E. 0.60 el refuerzo se debe extender, más allá del punto en el que ya no es necesario para resistir flexión, una distancia igual a  $d$  ó  $12 db$ , la que sea mayor, excepto en los apoyos de vigas simplemente apoyadas y en el extremo libre de los voladizos. Cuando existan dos o más bastones, el refuerzo que continúa deberá tener una longitud de anclaje mayor o igual a la longitud de desarrollo  $\geq d$  más allá del punto donde el refuerzo que se ha cortado o doblado no es necesario por cálculo.



**Figura 27.** Extensión del bastón después del punto teórico de corte.

Fuente: (Chavez Cachay, 2003)

Para el caso de losas se utilizarán los siguientes puntos teóricos de corte, los cuales son proporcionados por el ACI.



**Figura 28.** Corte del refuerzo en extremos exteriores e interiores de las viguetas.

Fuente: (Tafur Gutiérrez, 2012)

## B. Longitud de desarrollo del refuerzo

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE-E.060), la tracción o compresión calculada en el refuerzo en cada sección de los elementos de concreto estructural, debe ser desarrollada hacia cada lado de dicha sección mediante una longitud embebida en el concreto (longitud de anclaje), gancho, dispositivo mecánico o una combinación de ellos. Los ganchos no se deben emplear para el anclaje de barras en compresión.

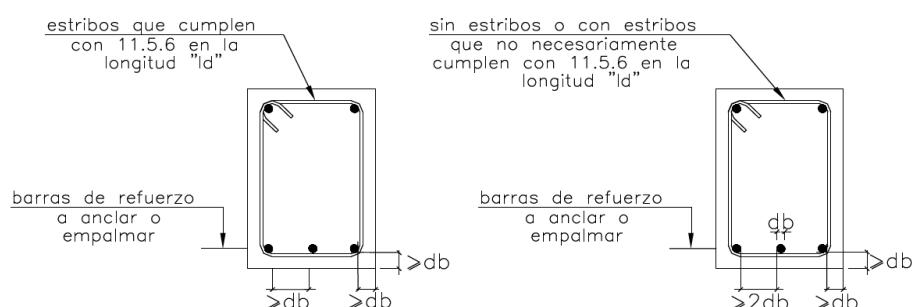
- ✓ **Longitud de desarrollo de barras corrugadas y de alambres corrugados a tracción.**

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE-E.060), la longitud de desarrollo para barras corrugadas y alambre corrugado en tracción ( $l_d$ ), debe determinarse, pero no debe ser menor que 300 mm. Para barras corrugadas o alambres corrugados.

Condiciones	Alambres corrugadas o barras de 3/4" y menores	Barras mayores de 3/4"
Espaciamiento libre entre barras o alambres que están siendo empalmados o desarrolladas no menor que db, con recubrimiento libre no menor que db, y estribos a lo largo de ld por lo menos iguales al mínimo. Aplicable también cuando el espaciamiento libre entre barras o alambres que están siendo desarrolladas o empalmadas no sean menor que 2db y el recubrimiento libre no menor que db.	$\left( \frac{f_y \psi_t \psi_e \lambda}{2,6 \sqrt{f'_c}} \right) db \quad (4)$	$\left( \frac{f_y \psi_t \psi_e \lambda}{2,1 \sqrt{f'_c}} \right) db \quad (5)$

**Figura 29.** Longitud de desarrollo de barras en tracción

Fuente: (Reglamento Nacional de Edificaciones, 2016)



**Figura 30.** Condiciones para la longitud de desarrollo de barras en tracción

Fuente: (Reglamento Nacional de Edificaciones, 2016)

**Tabla 13***Factores de modificación de las longitudes de desarrollo*

Factor	Condiciones	Valor
$\psi_t$	Barras superiores	1.30
	Otras barras	1.00
$\psi_e$	Barras alambres con tratamiento superficial epóxico y recubrimiento menor que 3db o espaciamiento libre menor que 6bd	1.50
	Otras barras o alambres con tratamiento superficial epóxico	1.20
$\psi_s$	Barras sin tratamiento superficial	1.00
	Barras de $\frac{3}{4}$ " y menores	0.80
$\lambda$	Barras mayores de $\frac{3}{4}$ "	1.00
	Concreto liviano	1.30
$\lambda$	Concreto de peso normal	1.00

Fuente: (Reglamento Nacional de Edificaciones, 2016).

Se consideran barras superiores aquellas que tienen 30 mm o más de concreto fresco por debajo de ellas.

$\psi_t = 1.3$  – Barras superiores

$\psi_e = 1.0$  – Barras sin tratamiento superficial

$\lambda = 1.0$  – Concreto de peso normal.

**Tabla 14***Longitudes de desarrollo a tracción*

Db	Db (cm)	$Id = \left( \frac{fy * \psi_t * \psi_e * \lambda}{8.2 * \sqrt{f'c}} \right) * d$ (cm)	$Id = \left( \frac{fy * \psi_t * \psi_e * \lambda}{6.6 * \sqrt{f'c}} \right) * db$ (cm)	Ld>30(cm)
8 mm	0.80	36.76	-	36.76
3/8"	0.95	43.77	-	43.77
1/2"	1.27	58.35	-	58.35
5/8"	1.59	72.94	-	72.94
3/4"	1.91	87.53	-	87.53
1"	2.54	-	145.00	145.00
1 1/8"	3.49	-	199.38	199.38

Fuente: Propia

✓ **Longitud de Desarrollo de Barras Corrugadas y Alambres Corrugados a Compresión**

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE-E.060), la longitud de desarrollo para barras corrugadas y alambre a compresión ( $l_{dc}$ ), se debe calcular y de los factores de modificación también pero no debe ser menor de 200 mm. Para las barras corrugadas y alambres corrugados,  $l_{dc}$  debe tomarse como el mayor entre  $\frac{0.24 * fy}{\sqrt{f'c}} * db$  y  $(0.043 * fy) * db$ , donde la constante 0,043 tiene la unidad de mm<sup>2</sup>/N.

**Tabla 15***Longitudes de desarrollo a compresión.*

Db	Db (cm)	$l_{dc} = \left( 0.075 * \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \right) * db$ (cm)	$l_{dc} = (0.0044 * f_y) * db$ (cm)	$L_d \geq 20$ (cm)
8 mm	0.80	17.39	14.78	20.00
3/8"	0.95	20.70	17.60	20.70
½"	1.27	27.61	23.47	27.61
5/8"	1.59	34.51	29.34	34.51
¾"	1.91	41.41	35.20	41.41
1"	2.54	55.21	46.94	55.21
1 1/8"	3.49	75.92	64.54	75.92

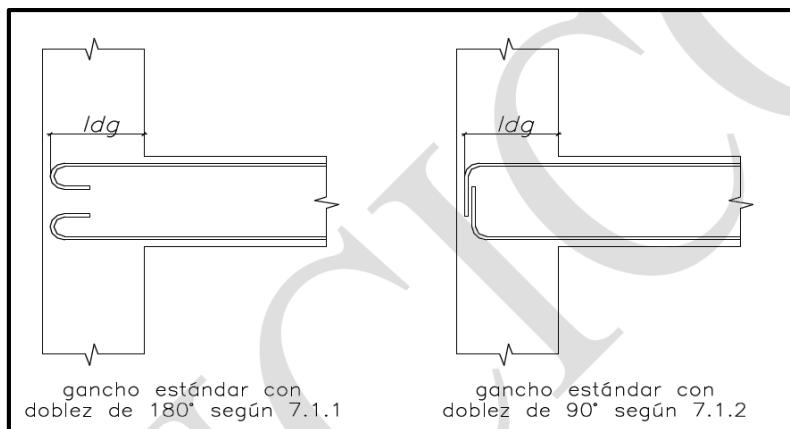
Fuente: Propia

✓ **Desarrollo de Ganchos Estándar en Tracción**

Según el R.N.E. 0.60 la longitud de desarrollo para barras corrugadas en tracción que terminen en un gancho estándar (véase 7.1),  $l_{dg}$  se debe calcular según 12.5.2 y los factores de modificación de 12.5.3, pero no debe ser menor que el menor valor entre 8  $db$  y 150 mm.

Para las barras corrugadas,  $l_{dg}$  debe ser  $\left( 0.24 \Psi_e \lambda f_y / f'c' \right) db$  con  $\Psi_e$  igual a 1,2

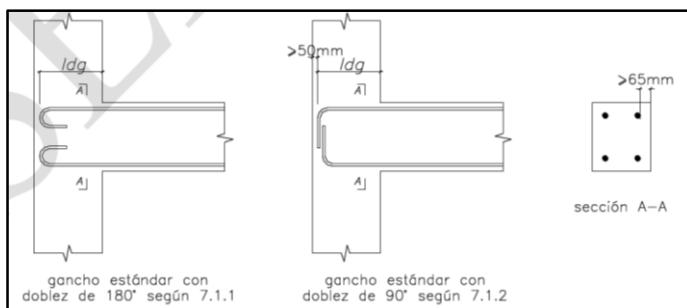
para refuerzo con recubrimiento epóxico y  $\lambda$  igual a 1,3 para concretos livianos. Para otros casos,  $\Psi_e$  y  $\lambda$  deben tomarse igual a 1,0.

**Figura 31.** Longitud de anclaje con gancho estándar en tracción.

Fuente: (Reglamento Nacional de Edificaciones, 2016)

El R.N.E. 0.60 menciona que se puede reducir la longitud de anclaje si se cumple alguno de los casos mencionados, se cumple con el caso a:

Para barras de 1 3/8" y menores, ganchos con recubrimiento lateral (normal al plano del gancho) no menor de 65 mm y para ganchos de 90° adicionalmente con recubrimiento en la extensión de la barra más allá del gancho no menor de 50 mm...0,7



**Figura 32.** Casos en los que se puede multiplicar l<sub>dg</sub> por 0.7.

Fuente: (Reglamento Nacional de Edificaciones, 2016)

$\psi_e = 1.0$  – Otros casos

$\lambda = 1.0$  – Otros casos.

**Tabla 16**

*Longitudes de anclaje con gancho estándar*

Db	Db (cm)	l <sub>dg</sub> =8db (cm)	l <sub>dg</sub> = $\left(0.075 * \psi_e * \lambda * \frac{f_y}{f'_c}\right) * db$ (cm)	l <sub>dg</sub> escogido l <sub>dg</sub> >= 15 (cm)	l <sub>dg</sub> *0.7 (cm)	l <sub>dg</sub> (cm)
8 mm	0.80	6.40	17.39	17.39	12.18	15
3/8"	0.95	7.62	20.70	20.71	14.50	15
½"	1.27	10.16	27.61	27.61	19.33	20
5/8"	1.59	12.70	34.51	34.51	24.16	25
¾"	1.91	15.14	41.41	41.41	28.99	30
1"	2.54	20.32	55.21	55.22	38.65	40
1 1/8"	3.49	27.94	75.92	75.92	53.14	55

Fuente: Propia

Los ganchos tendrán un doblez de 90° más una extensión de 12 db hasta el extremo libre de la barra tal como dice el R.N.E. 0.60. El diámetro interior mínimo de doblado será el que se menciona para estribos.

**Tabla 17**

*Longitudes de gancho estándar para anclajes.*

Db	Db (cm)	12 db (cm)	12 db (cm)
8 mm	0.80	9.60	10
3/8"	0.95	11.43	12
½"	1.27	15.24	16
5/8"	1.59	19.05	20
¾"	1.91	22.86	23
1"	2.54	30.48	31
1 1/8"	3.49	41.91	42

Fuente: Propia

### C. Longitud de traslape

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE-E.060), cuando se requieran empalmes por traslape para proporcionar la continuidad necesaria, el refuerzo superior debe ser empalmado por traslape cerca de o en la mitad del tramo y el refuerzo inferior debe ser

empalmado por traslape cerca del apoyo o en él. Los empalmes por traslape deben ser empalmes de tracción Clase A, o empalmes mecánicos o soldados que satisfagan los requisitos de 12.14.3 del RNE-E.060.

En vigas distintas a las del perímetro, al menos un cuarto del refuerzo para momento positivo requerido en la mitad del tramo, compuesto por un mínimo de dos barras, debe ser continuo debe empalmarse por traslape sobre o cerca del apoyo con un empalme de tracción de Clase A o con un empalme mecánico o soldado de acuerdo con el reglamento y en los apoyos no continuos debe terminar con un gancho estándar. (RNE E.060, 2009).

✓ **Empalmes de alambres y barras corrugadas a tracción**

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE-E.060), la longitud mínima del empalme por traslape en tracción debe ser la requerida para empalmes por traslape Clases A o B, pero no menor que 300 mm, donde:

$$\text{Empalme por traslape Clase A} \quad 1,0 l_d \quad (175)$$

$$\text{Empalme por traslape Clase B} \quad 1,3l_d \quad (176)$$

Los empalmes por traslape de alambres y barras corrugadas sometidas a tracción deben ser empalmes por traslape Clase A o Clase B de acuerdo con la Tabla 41.

<i>As proporcionado</i> <i>As requerido</i> (*)	Porcentaje máximo de <i>As</i> empalmado en la longitud requerida para dicho empalme	
	50	100
Igual o mayor que 2	Clase A	Clase B
Menor que 2	Clase B	Clase B

**Figura 33. Empalmes por traslape en tracción.**

Fuente: (Reglamento Nacional de Edificaciones, 2016)

Debido a que en la mayoría de casos el área de acero proporcionado no llega a duplicar al área de acero requerido, los empalmes son clase B por lo tanto utilizaremos  $1.3*l_d$ , siendo mayor a 30cm.

**Tabla 18**

*Empalmes de alambres y barras corrugadas a tracción*

Db	Db (cm)	Ld (cm)	1.3*l_d>30(cm)	Empalme (cm)
8 mm	0.80	36.76	47.79	50.00
3/8'	0.95	43.77	56.90	60.00
1/2'	1.27	58.35	75.86	80.00
5/8'	1.59	72.94	94.83	95.00

3/4'	1.91	87.53	113.79	115.00
1'	2.54	145.00	188.50	190.00
1 3/8"	3.49	199.38	259.19	260.00

Fuente: Propia

#### ✓ Empalmes de barras corrugadas a compresión

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE-E.060), la longitud de un empalme por traslape en compresión  $l_{dc}$ , debe ser de  $0.071 * f_y * db$ , para  $f_y$  igual a 420 MPa o menor, ó  $(0.13 * f_y - 24) * db$  para  $f_y$  mayor que 420 MPa, pero menor que 300 mm.

Para  $f'_c$  menor que 21 MPa, la longitud del empalme por traslape debe multiplicarse por 1,3. Cuando se empalan por traslape barras de diferente diámetro en compresión, la longitud del empalme por traslape debe ser la mayor de  $l_{dc}$  de la barra de mayor diámetro o la longitud del empalme por traslape de la barra de diámetro menor. Se permite empalar barras de  $1 \frac{3}{4}"$  y  $2 \frac{1}{4}"$  con barras de diámetro  $1 \frac{3}{8}"$  y menores.

Debido a que se empalmaran por traslape aceros en compresión de diferentes diámetros, consideraremos el traslape mínimo como el  $l_{dc}$  de la barra de mayor diámetro que es 41.41 para la barra de  $3/4'$ .

**Tabla 19**

*Empalmes de alambres y barras corrugadas a compresión*

Db	Db (cm)	Empalme = $(0.007 * f_y) * db$ (cm)	Empalme > $l_{dc}$ $3/4'$ (cm)	Empalme (cm)
8 mm	0.80	23.52	41.41	45
3/8"	0.95	28.00	41.41	45
1/2"	1.27	37.34	41.41	45
5/8"	1.59	46.67	46.67	50
3/4"	1.91	56.01	56.01	60
1"	2.54	74.68	76.68	75
1 1/8"	3.49	102.68	102.68	105

Fuente: Propia

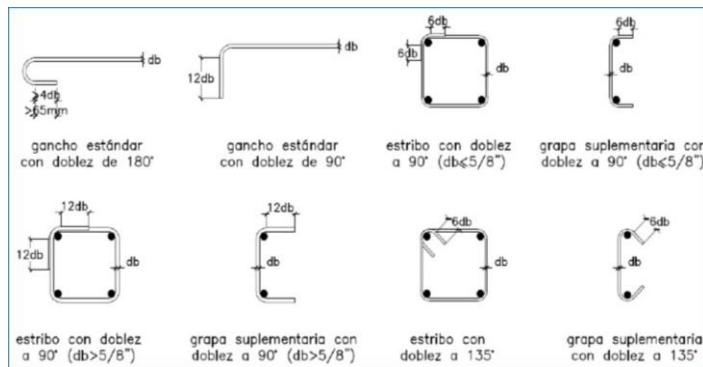
#### 2.7.6.3. Estripos y grapas suplementarias

##### A. Ganchos estándar

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE-E.060), el término gancho estándar se emplea en esta Norma con uno de los siguientes significados:

- ✓ Un doblez de  $180^\circ$  más una extensión de 4 db, pero no menor de 65 mm hasta el extremo libre de la barra.
- ✓ Un doblez de  $90^\circ$  más una extensión de 12 db hasta el extremo libre de la barra.
- ✓ Para ganchos de estribos y ganchos de grapas suplementarias:

Para barras de  $5/8"$  y menores, un doblez de  $90^\circ$  más una extensión de  $6\text{ db}$  al extremo libre de la barra; o (b) Para barras desde  $3/4"$  hasta  $1"$  inclusive, un doblez de  $90^\circ$  más una extensión de  $12\text{ db}$  al extremo libre de la barra; o (c) Para barras de  $1"$  y menores, un doblez de  $135^\circ$  más una extensión de  $6\text{ db}$  al extremo libre de la barra. Los ganchos de los estribos y grapas suplementarias para elementos con responsabilidad sísmica se definen en la siguiente tabla.

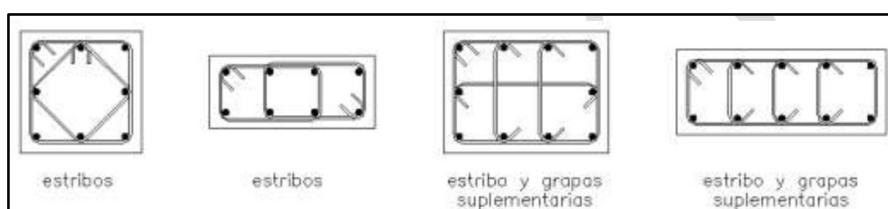


**Figura 34.** Ganchos de barras longitudinales, estribos y grapas suplementarias  
Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E-060

Pero el R.N.E. 0.60 en disposiciones especiales generales para el diseño menciona también a los estribos:

### B. Estribo de confinamiento

Un estribo cerrado de diámetro no menor de  $8\text{ mm}$ . El confinamiento puede estar constituido por un estribo cerrado en el perímetro y varios elementos de refuerzo, pero todos ellos deben tener en sus extremos ganchos sísmicos que abracen el refuerzo longitudinal y se proyecten hacia el interior de la sección del elemento.



**Figura 35.** Ejemplos de configuraciones de estribos de confinamiento  
Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E-060

### C. Gancho sísmico

Es el gancho que debe formarse en los extremos de los estribos de confinamiento y grapas suplementarias. Consiste en un doblez de  $135^\circ$  o más. Los ganchos deben tener una

extensión de 8 veces el diámetro de la barra, pero no menor a 75 mm, que abraza el refuerzo longitudinal y se proyecta hacia el interior de la sección del elemento.



**Figura 36.** Ganchos sísmicos en estribos y garpas suplementarias

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E-060

Por lo tanto, consideraremos un ángulo de doblez de  $135^\circ$  y la longitud del gancho será de  $8\text{db}$  y no menos de 75mm.

**Tabla 20**

*Longitud del gancho sísmico para estribos y ganchos suplementarios.*

Db	Db (cm)	8db(cm)	Gancho $\geq 7.5$ (cm)	Gancho (cm)
8 mm	0.80	6.40	7.50	7.50
3/8"	0.95	7.62	7.62	8.00
1/2"	1.27	10.16	10.16	10.50
5/8"	1.59	12.70	12.70	13.00
3/4"	1.91	15.24	15.24	15.50
1"	2.54	20.34	20.32	20.50
1 1/8"	3.49	27.94	27.94	28.00

Fuente: Propia

#### D. Diámetros mínimos de doblado

El diámetro de doblado, medido en la cara interior de la barra, excepto para estribos de diámetros desde  $1/4"$  hasta  $5/8"$ , no debe ser menor que lo indicado en la Tabla 7.1. del RNE E-060.

El diámetro interior de doblado para estribos no debe ser menor que  $4\text{ db}$  para barras de  $5/8"$  y menores. Para barras mayores que  $5/8"$ , el diámetro de doblado debe cumplir con lo estipulado en la Tabla 7.1 del RNE E-060.

El diámetro interior de doblado en refuerzo electrosoldado de alambre (corrugado o liso) para estribos no debe ser menor que  $4\text{ db}$  para alambre corrugado de diámetro mayor a 7 mm y  $2\text{ db}$  para diámetros menores. Ningún doblez con diámetro interior menor de  $8\text{ db}$  debe estar a menos de  $4\text{ db}$  de la intersección soldada más cercana.

**Tabla 21***Diámetros interiores mínimos de doblado*

Diámetros interiores mínimos de doblado	
Diámetro de las barras	Diámetro mínimo de doblado
1/4" a 1"	6 db
1 1/8" a 1 3/8"	8 db
1 11/16" a 2 1/4"	10 db

Fuente: Fuente: (Reglamento Nacional de Edificaciones E-060, 2016)

**Tabla 22***Diámetros interiores mínimos de doblado*

Db	Db (cm)	6db(cm)	Radio minimo (cm)
8 mm	0.80	4.80	5
3/8"	0.95	5.72	6
1/2"	1.27	7.62	8
5/8"	1.59	9.53	10
3/4"	1.91	11.43	12
1"	2.54	15.24	16

Fuente: Propia

## CAPÍTULO III: METODOLOGÍA

### 3.1. Tipo y nivel de investigación

#### 3.1.1. Tipo de investigación

De acuerdo a la finalidad de la investigación y condición de la investigación, se emplearán la forma descriptiva y comparativa, ya que analizará y describirá consecuentemente la información teórica de tesis y libros existentes, de acuerdo a su respectiva aplicación de normatividad.

- ✓ **Descriptiva**, porque describe aspectos relacionados con dos variables de estudio, ROBOT y ETABS S.A.P., permitiendo entender sus diferencias.
- ✓ **Comparativa**, porque compara dos variables, ROBOT y ETABS S.A.P., para saber cuál de los dos softwares es más eficiente.

#### 3.1.2. Nivel de investigación

El nivel de investigación es descriptivo porque describe y analiza sistemáticamente lo que existe con respecto a las variaciones o las condiciones de la situación.

### 3.2. Métodos y diseños de la investigación

#### 3.2.1. Métodos

Para el desarrollo de esta investigación se consideraron los lineamientos que nos da el Reglamento Nacional de edificaciones 2016 (R.N.E. 2016) y el código del American Concrete Institute 2014 (ACI 318-14), para ambos software se realizó el proyecto estructural de la superestructura de un edificio de cinco pisos (4 pisos y un semisótano) en el siguiente orden: predimensionamiento, modelación de la estructura, metrado de cargas, diseño sismorresistente, diseño en concreto armado; también se realizaron los presupuestos para la elaboración del proyecto estructural y de la ejecución de la misma especialidad para ambos softwares. Finalmente se compararon todos los resultados, obteniendo las respectivas conclusiones y recomendaciones.

#### 3.2.2. Diseño de la investigación

El estudio corresponde al diseño comparativo, porque se realiza la comparación de las dos variables: ETABS y ROBOT S.A.P. Se tiene el siguiente diagrama:

O ----- C

$o_1$  -----  $c_1$

$o_2 \cdots c_2$

$o_3 \cdots c_3$

$o_4 \cdots c_4$

**Donde:**

O: Objetivo general

C: Conclusión general

$o_n$ : Objetivo específico

$c_n$ : Conclusión específica

**A. Población y muestra**

✓ **Población**

El universo está constituido por el proyecto: Construcción de un Nuevo Pabellón Universitario para la Escuela de Arquitectura de la Universidad Peruana Unión Filial Juliaca.

✓ **Muestra**

La muestra probabilística es: Edificio de cinco pisos (cuatro pisos y un semisótano).

**B. Técnicas e instrumentos de recolección de información**

✓ **Técnica**

Diseño sismorresistente mediante el análisis dinámico modal espectral con los softwares ETABS y ROBOT S.A.P.

Diseño en concreto armado de acuerdo al R.N.E. 0.60 y ACI 318-14 en los softwares ETABS y ROBOT S.A.P.

Elaboración del presupuesto de las partidas más relevantes de la especialidad de estructuras con planos obtenidos de cada software, para lo cual se hizo el metrado de concreto, encofrado y acero.

Comparación de los resultados más sobresalientes obtenidos de la elaboración del proyecto estructural.

✓ **Instrumentos**

- Norma técnica peruana (R.N.E. 2016)
- Código ACI 318-14
- Manual del Etabs

- Curso virtual de Autodesk ROBOT S.A.P.

### C. Matriz de consistencia

Problema	Objetivo	Hipótesis	Variables	Método
¿Cuáles son las diferencias en eficiencia y resultados de la elaboración de un proyecto estructural entre los software Etabs y Robot Structural Analysis aplicado en un edificio de cinco niveles (cuatro pisos y un semisótano)?	Comparar la eficiencia en la modelación, diseño sismorresistente y diseño en concreto armado de los softwares Etabs y Robot Structural Analysis Professional, aplicado en un edificio de cinco niveles (cuatro pisos y un semisótano), para determinar el	El software ETABS por tener más tiempo en el mercado es el más eficiente debido a la experiencia acumulada a través de los años, además de generar mayor confianza en los resultados debido a la gran cantidad de proyectos que se han elaborado.	ETABS ROBOT S.A.P.	El tipo de investigación es descriptiva y comparativa ya que describiría y compararía qué tienen los softwares ETABS y ROBOT S.A.P. aplicando los conocimientos de la ingeniería estructural en la elaboración del proyecto estructural de un edificio de cinco pisos (4 pisos y un semisótano).

### 3.3. Descripción del proyecto

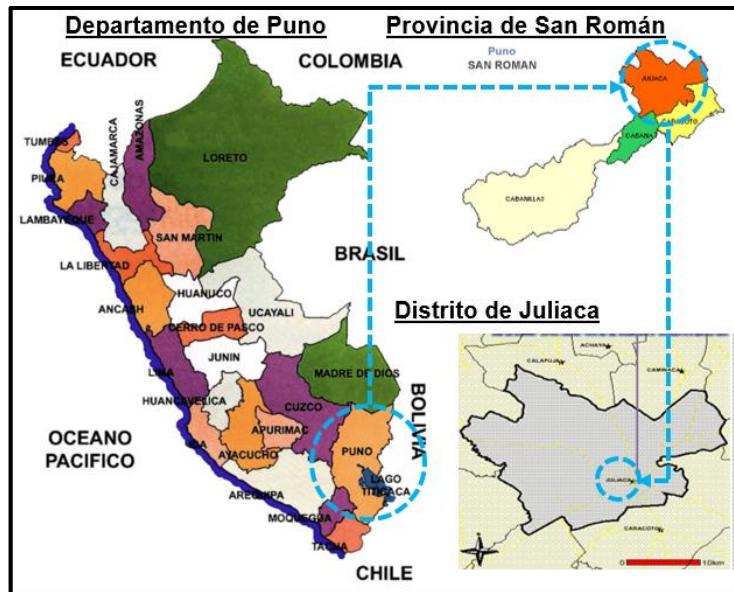
#### ✓ Nombre del proyecto

- Perfil del proyecto “Comparación del Modelamiento, Análisis y Diseño Estructural en Concreto Armado utilizando los Softwares Etabs y Robot Structural Analysis, en un Edificio de Cinco niveles (Cuatro Pisos y un Semisótano)”.

#### ✓ Localización

Ubicado en la Universidad Peruana Unión distrito de Juliaca en la provincia de San Roman, Departamento Puno con una altitud de 3825 m.s.n.m. entre los 8284416.32 m latitud norte y 373276.07 m latitud este, su clima es frío seco, de acuerdo a los límites del proyecto está ubicado:

- Por el Norte: Juliaca
- Por el Sur: Parcialidad Esquen Tucurani
- Por el Este: Parcialidad Esquen Monos
- Por el Oeste: Parcialidad Telato



**Figura 37.** Macro localización y micro localización del estudio.

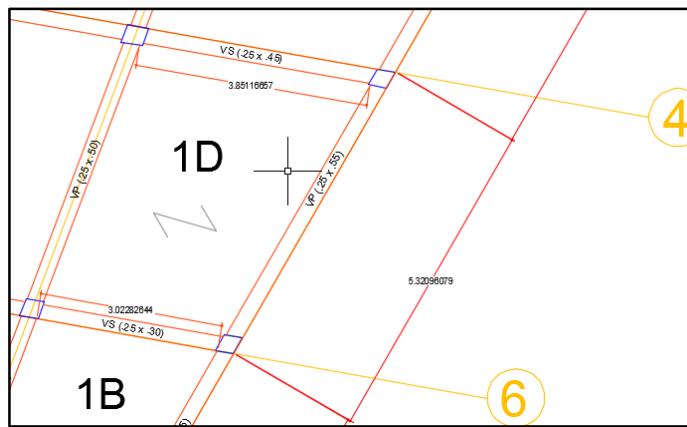
Fuente: Elaboración Propia

### 3.4. Predimensionamiento de elementos estructurales

#### 3.4.1. Predimensionamiento de losas

##### 3.4.1.1. Losas aligeradas

Debido a que los paños presentan irregularidad, podemos notar que la luz del paño 1D es variable, por lo tanto, tomaremos la más crítica que es  $L = 3.85 \text{ m}$ . El paño 1D se encuentra entre los ejes J-L y 4-6

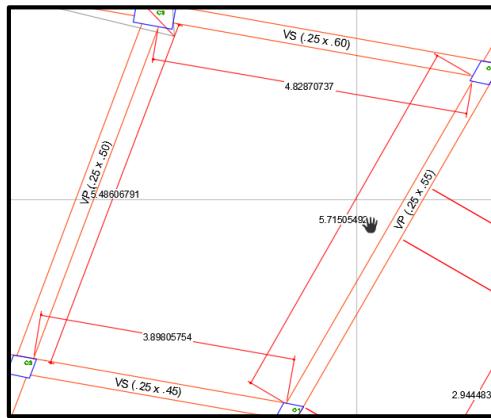


**Figura 38.** Paño 1D de losas aligeradas

Fuente: Elaboración Propia

$$h \geq \frac{3.85}{21} = 0.18 \approx 0.20 \text{ m}$$

### 3.4.1.2. Losa maciza



**Figura 39.** Losa maciza

Fuente: Elaboración Propia

Usaremos la longitud más crítica de cualesquiera de los lados y su respectivo perímetro.

$$h = \frac{5.72}{40} = 0.143 \text{ m}$$

$$h = \frac{3.90 + 5.49 + 4.83 + 5.72}{180} = 0.111 \text{ m}$$

Asumiremos una losa de 0.15 m

### 3.4.2. Predimensionamiento de vigas

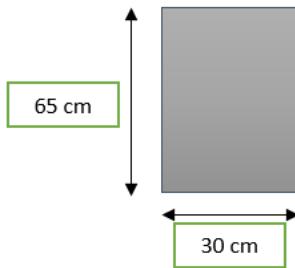
Para el predimensionamiento de vigas, escogeremos las luces más críticas en la cual demostraríremos su respectivo cálculo, una viga principal con luz de 6.88 m

$$h = \frac{6.88 \text{ m}}{10} = 0.69 \text{ m} \quad h = \frac{6.88 \text{ m}}{12} = 0.57 \text{ m}$$

$$\text{Promedio} = \frac{0.69 \text{ m} + 0.57 \text{ m}}{2} = 0.63 \text{ m} \approx h = 0.65 \text{ m}$$

$$b = 0.30 * 0.65 \text{ m} = 0.20 \text{ m} \quad b = 0.50 * 0.65 \text{ m} = 0.33 \text{ m}$$

$$\text{Promedio} = \frac{0.20 \text{ m} + 0.33 \text{ m}}{2} = 0.26 \text{ m} \approx b = 0.30 \text{ m}$$



### 3.4.3. Predimensionamiento de columnas

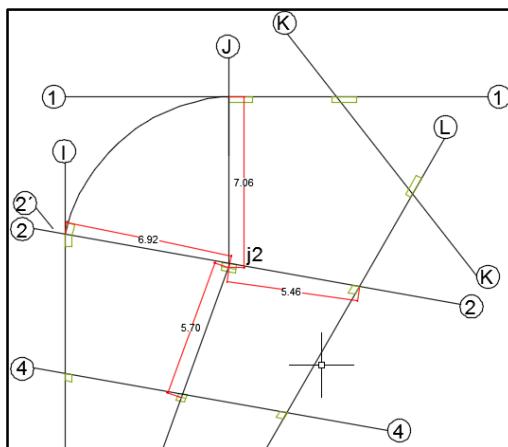
Para el proyecto de edificio de 5 pisos, las columnas se predimensionarán para una resistencia de concreto de 210 kg/cm<sup>2</sup>. Aplicando los criterios anteriormente expuestos y habiendo hecho un metrado de cargas por área tributaria aproximado considerando una carga unitaria uniformemente distribuida de 1 ton/m<sup>2</sup>, como carga de servicio, tenemos:

Datos:

$$P = 1 \text{ ton/m}^2 \quad n = 5 \quad f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

#### 3.4.3.1. Columnas Centrales:

##### A. Área tributaria (AT)



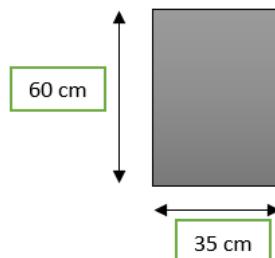
**Figura 40.** Área tributaria para columnas centrales  
Fuente: Elaboración Propia

$$AT = \left( \left( \frac{6.92 \text{ m}}{2} \right) + \left( \frac{5.46 \text{ m}}{2} \right) \right) * \left( \left( \frac{7.06 \text{ m}}{2} \right) + \left( \frac{5.70 \text{ m}}{2} \right) \right) = 39.06 \text{ m}^2$$

$$P_{servicio} = 39.06 \text{ m}^2 * \frac{1000 \text{ kg}}{\text{m}^2} * 5 = 195300 \text{ kg}$$

$$\text{Área de columna} = \frac{195300 \text{ kg}}{0.45 * \frac{210 \text{ kg}}{\text{cm}^2}} = 2066.61 \text{ cm}^2$$

Podemos adoptar una columna:  $Cc = 35 \text{ cm} * 60 \text{ cm} = 2100 \text{ cm}^2$



### 3.4.4. Predimensionamiento de muros estructurales

Según el RNE E.060 nos dice que el espesor mínimo en los sótanos será de 200 mm. El muro deberá diseñarse considerando además las acciones perpendiculares a su plano, por lo tanto el edificio tiene un sotano con una altura de 5.05 m hasta la altura de la cara de la siguiente planta lo cual si restamos el espesor de la losa entonces tenemos una altura de 4.80 m.

$$\text{Espesor de Alma de Muro Sotano} = \frac{4.80}{25} = 0.192 \text{ m} \approx 0.20 \text{ m}$$

### 3.4.5. Predimensionamiento de tanque elevado y cisterna

#### 3.4.5.1. Dotación

Por tratarse de una Edificación del tipo de Oficinas Administrativas y Aulas, el parámetro a tomar en cuenta es la extensión útil de cada Oficina y la capacidad del alumnado, estableciendo lo siguiente:

Áreas y personas según ambientes y su respectiva dotación de acuerdo al RNE IS-010, para uso de toda la edificación.

		Área	Dotación	Litros/Día
Administración	=	<b>141</b>	<b>6</b>	<b>846</b>
Comedor	=	<b>391</b>	<b>40</b>	<b>15640</b>
Alumnado y personal no residente	=	<b>238</b>	<b>50</b>	<b>11900</b>
				<b>28386</b>

### A. Cisterna

Según el RNE la cisterna debe ser capaz de almacenar las  $\frac{3}{4}$  partes de la dotación de agua diaria del edificio; por lo tanto, la capacidad de la cisterna debe ser:

$$\text{Vol. de Cisterna} = \frac{3}{4} * \text{Consumo Diario Total}$$

$$\text{Vol. de Cisterna} = \frac{\frac{3}{4} * 28386}{1000} = 21.30 \text{ m}^3$$

Asumiremos una Cisterna de Concreto A. de: 22 m<sup>3</sup>

### B. Tanque elevado

El tanque elevado debe almacenar por lo menos 1/3 de la dotación de agua diaria del edificio, con ello su capacidad debe ser:

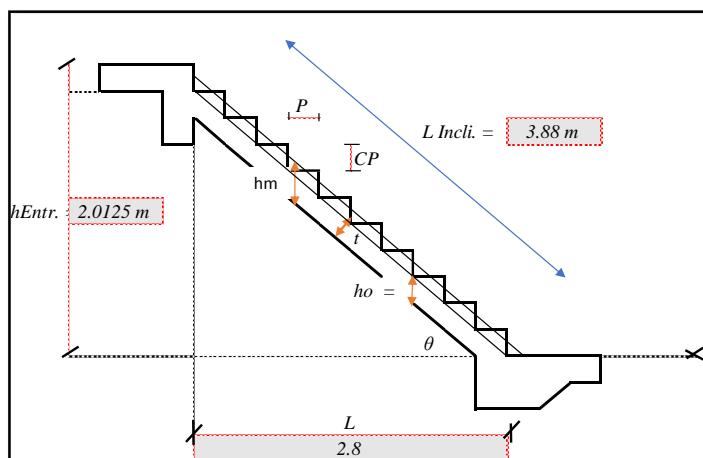
$$\text{Vol. de Tanque Elevado} = \frac{1}{3} * 22 = 7.33 \text{ m}^3$$

Asumiremos un Tanque Elevado de Rotoplas de: 7.50 m<sup>3</sup>

Por lo tanto, se colocará 3 tanques elevados de acuerdo a la existencia en el mercado cada uno con una capacidad de 2500 litros que sería igual a 2.5 m<sup>3</sup>.

#### 3.4.6. Predimensionamiento de escalera

La Escalera cuenta con dos tramos con la misma longitud inclinada de 3.88m, altura entre pisos de 2.0125m y con una longitud horizontal de 2.80m.



**Figura 41.** Predimensionamiento de escalera  
Fuente: Elaboración Propia

### **A. Calculo del espesor o garganta de la escalera**

Espesor de la garganta de la escalera debe determinar un espesor de diseño que cumpla con lo requerido para efectos de deflexiones para eso usaremos:

$$t = \frac{L \text{ Incli.}}{20}$$

$$t = \frac{3.88 \text{ m}}{20} = 0.194 \text{ m} \approx 0.20 \text{ m}$$

$$t = \frac{L \text{ Incli.}}{25}$$

$$t = \frac{3.88 \text{ m}}{25} = 0.155 \text{ m} \approx 0.16 \text{ m}$$

Asumiremos un  $t = 0.20 \text{ m}$ .

### **B. Calculo de pasos y contrapasos**

Según el Reglamento de Edificaciones para uso de las Universidades, cada tramo de escalera tendrá un máximo de 18 contrapasos, de 16 a 18cm, y 17 pasos, de 28 a 30cm.

### **C. Contrapasos**

$$\text{Contrapasos} = \frac{h \text{ Entr.}}{\text{Longitud de Contrapaso}}$$

$$\text{Contrapasos} = \frac{2.0125 \text{ m}}{0.18 \text{ m}} = 11.00 \text{ Contrapasos}$$

Entonces asumiremos 11 contrapasos de 0.18 m

### **D. Pasos**

$$\text{Pasos} = \frac{L}{\text{Longitud de paso}}$$

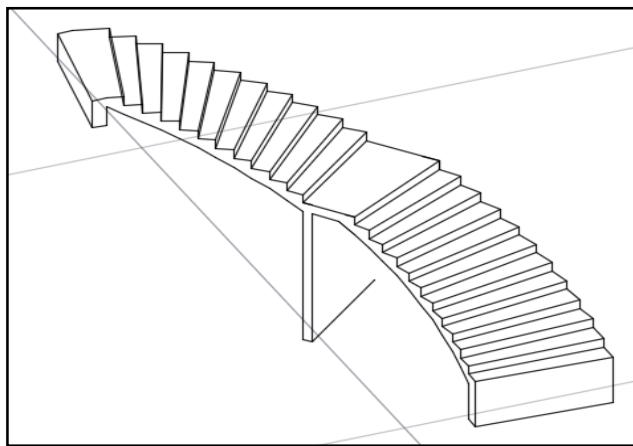
$$\text{Pasos} = \frac{2.80}{0.28} = 10 \text{ Pasos}$$

Entonces asumiremos 10 pasos a 0.28 m

### **E. Descanso de la escalera**

Según el Reglamento de Edificaciones para uso de las Universidades, la dimensión de los descansos deberá tener un mínimo de 0.90 m.

## F. Escalera en 3D de acuerdo a su predimensionamiento.



**Figura 42.** Vista de Escalera en 3D AutoCAD  
Fuente: Elaboración Propia

### 3.5. Modelamiento

#### 3.5.1. Modelamiento con ETABS

##### 3.5.1.1. Configuración de unidades

Item	Length Unit	Force Unit	Temperature Unit	Units Label	Decimal Places	Minimum Significant Figures	Zero Tolerance
<b>Structure Dimensions</b>							
Absolute Distance	m			m	4	1	5E-07
Relative Distance					4	1	5E-07
Structure Area	m			m <sup>2</sup>	2	1	5E-05
Angles				deg	3	1	5E-06
<b>Section Dimensions</b>							
Length	m			m	5	1	5E-08
Area	m			m <sup>2</sup>	4	1	5E-07
Length3	m			m <sup>3</sup>	6	1	5E-09
Length4	m			m <sup>4</sup>	6	1	5E-09
Length6	m			m <sup>6</sup>	3	1	5E-06
Rebar Area	cm			cm <sup>2</sup>	6	1	5E-09
Rebar Area/Length	cm			cm <sup>2</sup> /cm	5	1	5E-08
<b>Displacements</b>							
Translational Displ	cm			cm	6	1	1E-12
Rotational Displ				rad	6	1	1E-12
Drift					6	1	5E-09
Gen Displ L/Rad	m			m/rad	5	1	5E-08
Gen Displ Rad/L	m			rad/m	3	1	5E-06

Forces							
Force		tonf		tonf	4	1	5E-07
Force/Length	m	tonf		tonf/m	3	1	5E-06
Force/Area	m	tonf		tonf/m <sup>2</sup>	3	1	5E-06
Moment	m	tonf		tonf·m	4	1	5E-07
Moment/Length	m	tonf		tonf·m/m	4	1	5E-07
Temperature		C		C	3	1	5E-06
Temperature Change		C		C	3	1	5E-06
Temperature Gradient	m	C		C/m	2	1	5E-05
Stresses							
Modulus	cm	kgf		kgf/cm <sup>2</sup>	2	1	5E-05
Stress Input	cm	kgf		kgf/cm <sup>2</sup>	2	1	5E-05
Stress Output	cm	kgf		kgf/cm <sup>2</sup>	2	1	5E-05
Strain	m			m/m	6	1	5E-09
Stiffness							
Translational Stiffness	m	tonf		tonf/m	3	1	5E-06
Rotational Stiffness	m	tonf		tonf·m/rad	4	1	5E-07
TransRot Coupled Stiff		tonf		tonf/rad	4	1	5E-07
Trans Stiffness/Length	m	tonf		tonf/m/m	3	1	5E-06
Rot Stiffness/Length		tonf		tonf/rad	4	1	5E-07
Trans Stiffness/Area	m	tonf		tonf/m/m <sup>2</sup>	3	1	5E-06
Time Related							
Period				sec	3	1	5E-06
Frequency				cyc/sec	3	1	5E-06
Acceleration-Trans	m			m/sec <sup>2</sup>	4	1	5E-07
Acceleration-Rot				rad/sec <sup>2</sup>	3	1	5E-06
Velocity-Trans	m			m/sec	3	1	5E-06
Velocity-Rot				rad/sec	3	1	5E-06
Other Time (Seconds)				sec	4	2	5E-07

Mass and Weight							
Mass	m	tonf		tonf·s <sup>2</sup> /m	5	1	5E-08
Mass/Length	m	tonf		tonf·s <sup>2</sup> /m <sup>2</sup>	3	1	5E-06
Mass/Area	m	tonf		tonf·s <sup>2</sup> /m <sup>3</sup>	4	1	5E-07
Mass/Volume	m	tonf		tonf·s <sup>2</sup> /m <sup>4</sup>	6	1	5E-09
Weight		tonf		tonf	5	1	5E-08
Weight/Length	m	tonf		tonf/m	3	1	5E-06
Weight/Area	m	tonf		tonf/m <sup>2</sup>	4	1	5E-07
Weight/Volume	m	tonf		tonf/m <sup>3</sup>	4	1	5E-07
Weight*Length <sup>2</sup>	m	tonf		tonf·m <sup>2</sup>	4	1	5E-07
Rotational Inertia	m	tonf		tonf·m·s <sup>2</sup>	4	1	5E-07
Length <sup>5</sup>	m			m <sup>5</sup>	6	1	5E-09
Modal Factors							
Modal Participation - Trans	m	tonf		tonf·m	6	1	5E-09
Modal Participation - Rot	m	tonf		tonf·m	6	1	5E-09
Modal Stiffness	m	tonf		tonf·m	5	1	5E-08
Participation Mass Ratios					4	1	5E-07
Modal Mass	m	tonf		tonf·m·s <sup>2</sup>	4	1	5E-07
Damping Items							
Eff Damping - Trans	m	tonf		tonf·s/m	3	1	5E-06
Eff Damping - Rot	m	tonf		tonf·m·s/rad	4	1	5E-07
Eff Damping - Coupled		tonf		tonf·s/rad	5	1	5E-08
NL Damping - Trans	m	tonf		tonf*(s/m)*Cexp	4	1	5E-07
NL Damping - Rot	m	tonf		tonf·m*(s/rad)*Cexp	5	1	5E-08
Eff Damping - Trans/Length	m	tonf		tonf·s/m <sup>2</sup>	3	1	5E-06
Eff Damping - Trans/Area	m	tonf		tonf·s/m <sup>3</sup>	3	1	5E-06
Damping Ratio					4	1	5E-07

Miscellaneous							
1/Length	m			1/m	3	1	5E-06
1/Length <sup>2</sup>	m			1/m <sup>2</sup>	3	1	5E-06
Price/Weight		tonf		Price/tonf	3	1	5E-06
Energy	m	tonf		tonf·m	4	1	5E-07
Thermal Coefficient		C		1/C	8	1	5E-11
Slider Rate	m			sec/m	3	1	5E-06
Demand Capacity Ratio					3	1	5E-06
Reinforcement Ratio					4	1	5E-07

**Figura 43.** Configuración de unidades en Etabs.  
Fuente: Elaboración Propia

### 3.5.1.2. Importación de grillas a etabs

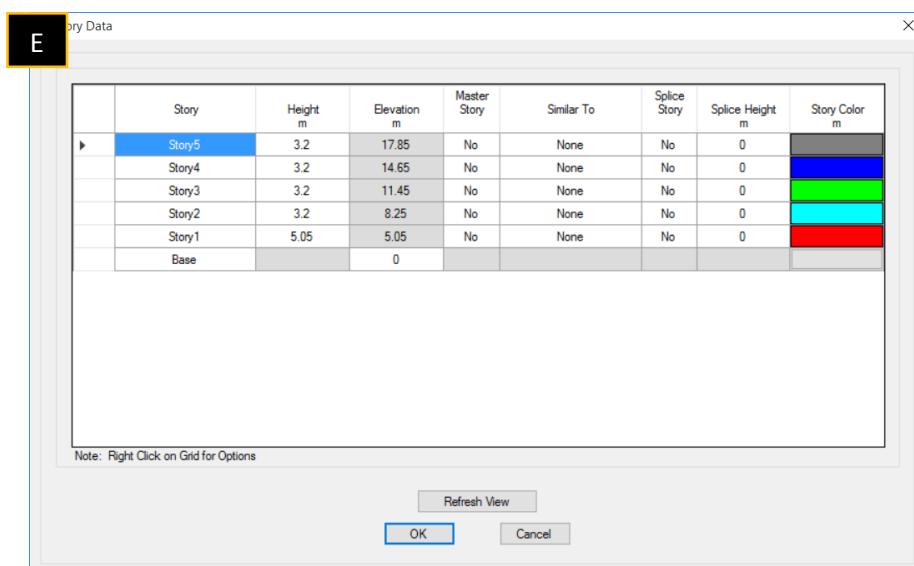
Se importó los ejes en 2D (X y Y) del programa AutoCAD 2016, pero en extensión .dxf, el plano se trajo hasta las coordenadas (0,0). Los ejes que se importaron a Etabs son los ejes de las vigas.



**Figura 44.** Ejes del bloque 1 en extensión .dxf Autocad.

Fuente: Elaboración Propia

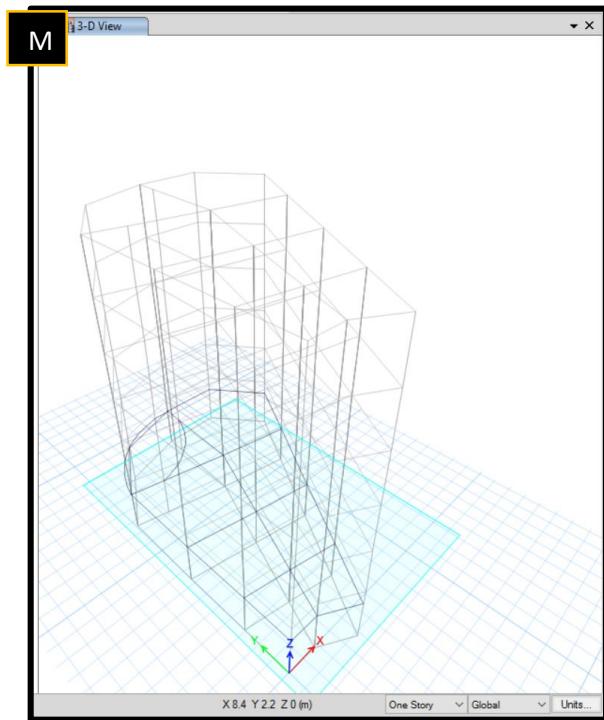
Se debe Modificar la altura de cada nivel en edición de grillas, en la fila Height (E), y poner la altura indicada en los planos de arquitectura. El primer nivel además de la altura y entrepiso (4.05 m) debe incluir la altura desde la cara superior de la zapata (1 m), es total es 5.05 m.



**Figura 45.** Editar altura de pisos. Etabs.

Fuente: Elaboración Propia

Las grillas se extenderán a todos los niveles creados y con las alturas que se modificaron anteriormente como podemos ver en la siguiente ilustración (M).



**Figura 46.** Muestra de Grillas creadas, Etabs.  
Fuente: Elaboración Propia

### 3.5.1.3. Definición de materiales

#### A. Propiedades del concreto

Las propiedades del concreto se calcularon de acuerdo al R.N.E. 0.60, el módulo de Young (módulo de elasticidad,  $E_c$ ) de acuerdo al RNE E-060 nos dice que para concretos de peso unitario  $w_c$  comprendido entre 1450 y 2500 kg/m<sup>3</sup>, el módulo de elasticidad,  $E_c$ , para el concreto puede tomarse como:

$$E_c = (w_c)^{1.5} * 0.043 * \sqrt{f'c} \quad Mpa$$

Entonces tenemos

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

$$f'c = \frac{(210 * 100^2 * 9.81)}{10^6} = 20.601 Mpa$$

$$w_c = 2400 kg/cm^3$$

Calculo del módulo de Young (módulo de elasticidad) ( $E_c$ ) (A1).

$$E_c = (2400)^{1.5} * 0.043 * \sqrt{20.601} = 22947.19 Mpa$$

$$Ec = \frac{22947.19 * 10^6}{(100^2 * 9.81)} = 233916.29 \text{ kg/cm}^2$$

Según la E-060 en ausencia de resultados experimentales confiables, el módulo de rigidez al esfuerzo cortante del concreto se podrá suponer igual a:

$$G = \frac{Ec}{2.3}$$

Calculo de coeficiente de Kirchhoff (Modulo de corte) (G).

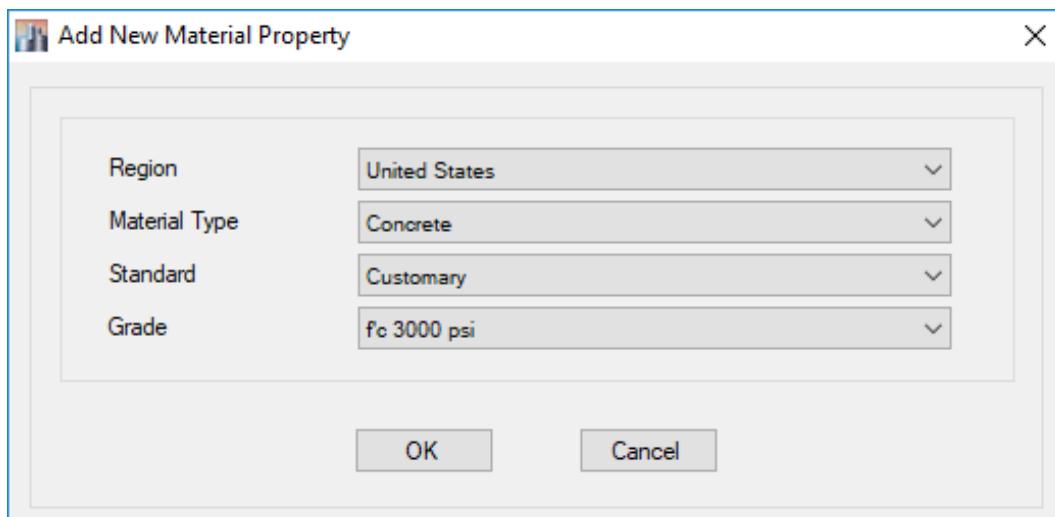
$$G = \frac{22947.19}{2.3} = 9977.04 \text{ MPa}$$

$$G = \frac{233916.29}{2.3} = 101702.73 \text{ kg/cm}^2$$

Módulo de Poisson

$$V = 0.15 \text{ a } 0.2$$

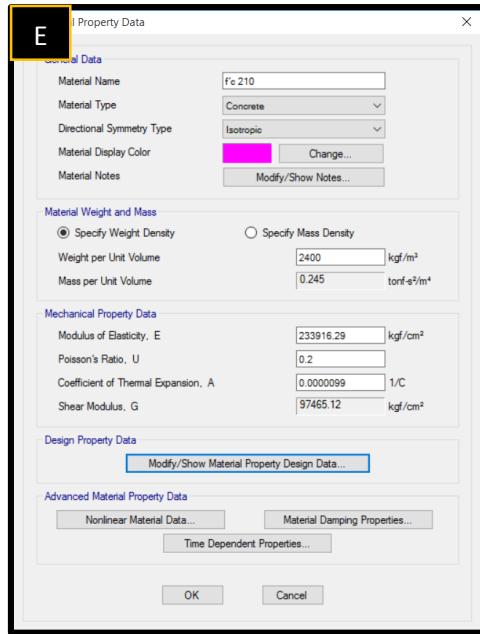
Escogemos un módulo de Poisson de  $V=0.2$



**Figura 47.** Creación del material concreto. ETABS.

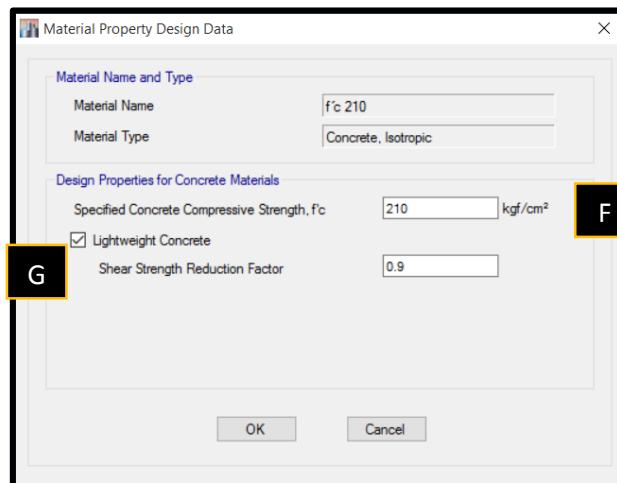
Fuente: Elaboración Propia

Luego modificamos dando nombre de  $fc=210 \text{ kg/cm}^2$ , el módulo de elasticidad, Peso específico por volumen de concreto y módulo de Poisson (E).



**Figura 48.** Propiedades del material concreto ( $f'c$  210), Etabs.  
Fuente: Elaboración Propia

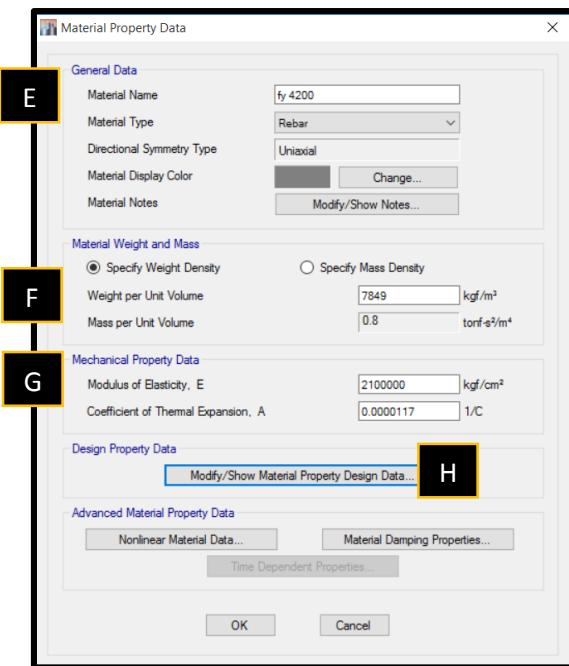
En propiedades de diseño del material, se debe cambiar la resistencia a compresión del concreto a 210 kg/cm<sup>2</sup> (F) y el factor e reducción al esfuerzo cortante de 0.9 (G), esto considerando a que 10% del volumen es aire.



**Figura 49.** Propiedades de diseño del material concreto ( $f'c$  210), Etabs.  
Fuente: Elaboración Propia

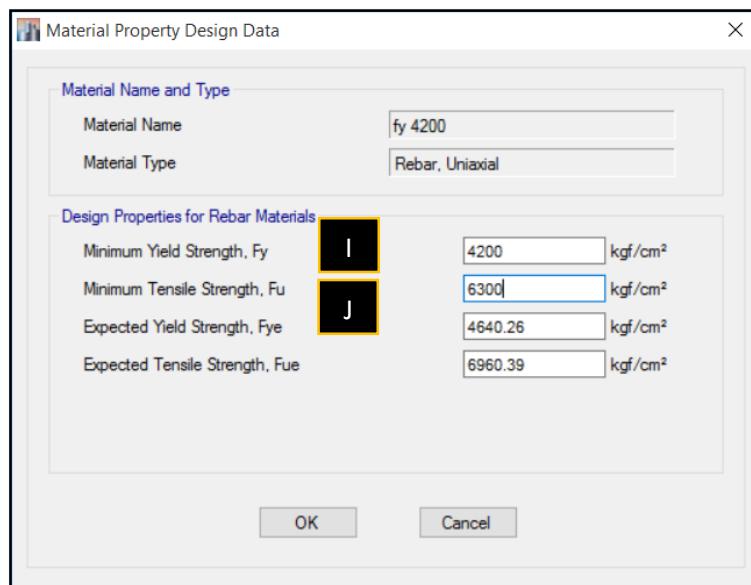
## B. Propiedades del acero de refuerzo

Se debe modificar dando un nombre de  $f'y=4200$  (E), Peso del volumen el acero (F), Módulo de elasticidad (G) y propiedades del material (H).



**Figura 50.** Creación del material acero de refuerzo (fy 4200), Etabs.  
Fuente: Elaboración Propia

En propiedades de diseño del material, se le da el mínimo esfuerzo e fluencia al acero de  $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$  (I) y el máximo esfuerzo de fluencia a  $6300 \text{ kg/cm}^2$  (J).

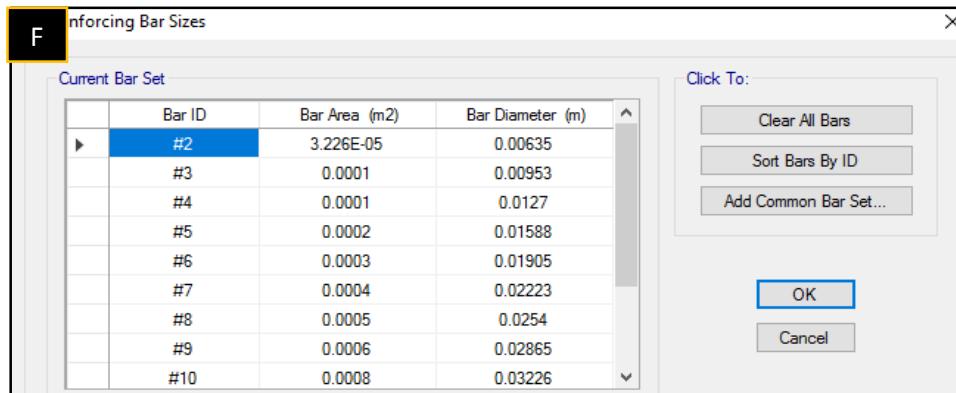


**Figura 51.** Propiedades de diseño del material concreto (fy 4200), Etabs.  
Fuente: Elaboración Propia

### 3.5.1.4. Definición de secciones de elementos estructurales

#### A. Barras de acero de refuerzo

La cual se identificará por número de barra como se muestra a continuación en la siguiente ilustración (F).

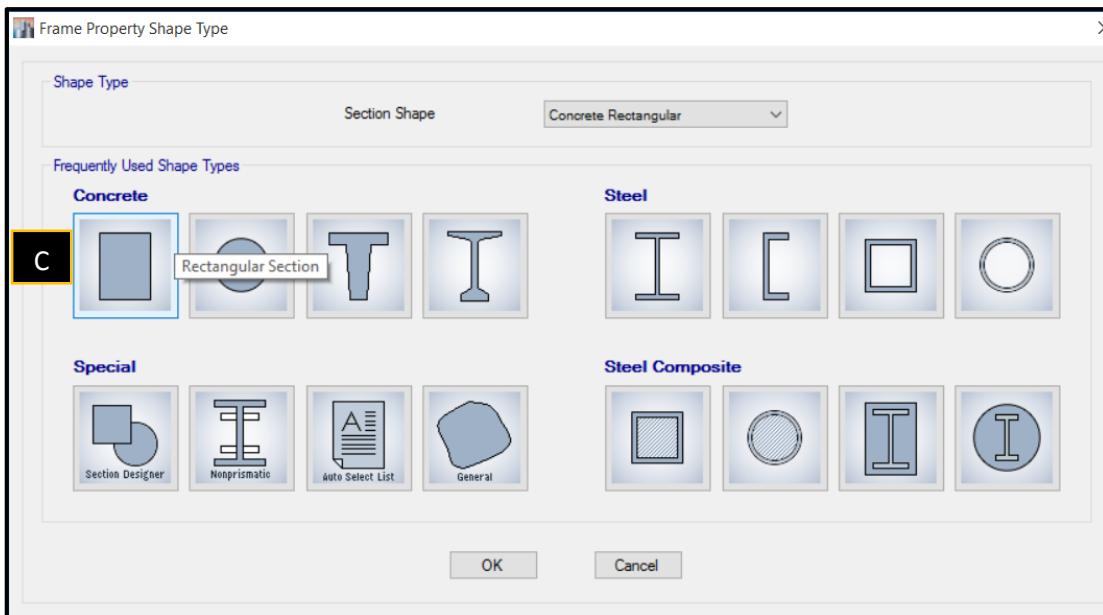


**Figura 52.** Sistema común para reforzamiento, Etabs.

Fuente: Elaboración Propia

#### B. Definición de secciones de columnas

Crear una sección rectangular de concreto para una columna de 30x30 cm<sup>2</sup> (C).



**Figura 53.** Tipo de propiedades de elementos frame, Etabs.

Fuente: Elaboración Propia

Ya que el software Etabs tiene en cuenta solo la masa del concreto y no de acabados, por lo tanto, debemos calcular el porcentaje adicional de masa que representa, así obtendremos el factor de masa (G) y factor de peso (H) que introduciremos. Debido a que es una columna cuadrada con lados de 30 cm, el perímetro es 120 cm. La densidad de acabados

es 2000 kg/m<sup>3</sup>, asumiendo que el espesor colocado en los bordes de la columna es de 1 cm tendríamos el siguiente peso:

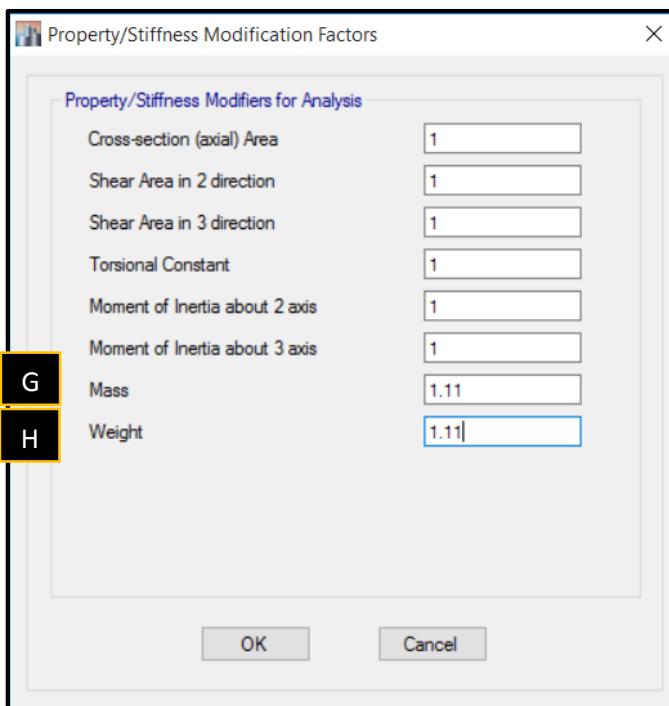
$$M. \text{ acabado} = 1.20 \text{ m} * 0.01 \text{ m} * 2000 \text{ kg/m}^3 = 24 \text{ kg/m}$$

$$M. \text{ concreto} = 0.3 \text{ m} * 0.3 \text{ m} * 2400 \text{ kg/m}^3 = 216 \text{ kg/m}$$

$$M. \text{ columna} = 24 \text{ kg/m} + 216 \text{ kg/m} = 240 \text{ kg/m}$$

$$\text{Factor de masa} = \frac{240 \text{ kg/m}}{216 \text{ kg/m}} = 1.11$$

Modify>Show Modifiers (F) y cambiaremos algunos factores.



**Figura 54.** Modify>Show Modifiers de la columna C 30x30, Etabs.

Fuente: Elaboración Propia

El tipo de diseño es columna (I), modificaremos el reforzamiento longitudinal (Ast) de acuerdo a la cuantía mínima, la R.N.E. 0.60 menciona que la cuantía de una columna puede variar del 1% al 6 %.

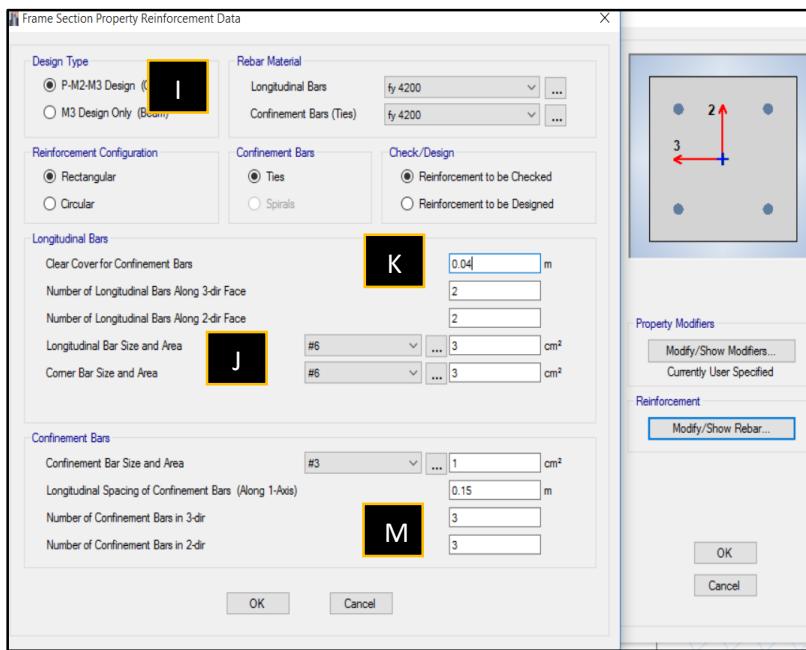
$$Ag = 30 \text{ cm} \times 30 \text{ cm} = 900 \text{ cm}^2$$

$$Ast = Ag * \rho = 900 \text{ cm}^2 * 0.01 = 9 \text{ cm}^2$$

Se utilizará 4 varillas de 3/4" #6 las cuales equivalen a 11.4 cm<sup>2</sup> (J).

$$\rho = \frac{Ast}{Ag} * 100 = \frac{11.4}{900} * 100 = 1.27\%$$

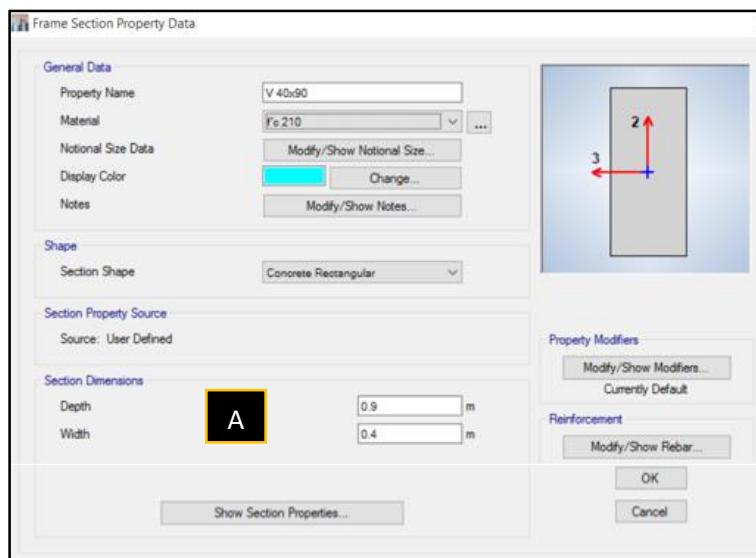
El recubrimiento que usaremos será de 4 cm (K) y el refuerzo transversal que utilizaremos será 3/8"=#3 (M) con un espaciamiento de 15 cm.



**Figura 55.** Modify/Show Rebar de la columna “C30x30”, Etabs.  
Fuente: Elaboración Propia

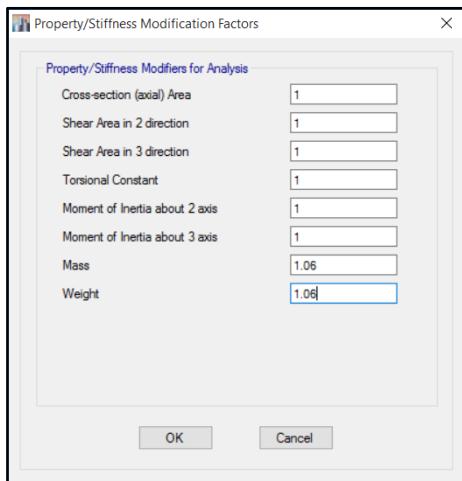
### C. Definición de secciones de Vigas:

De manera similar que se crearon las columnas haremos las vigas, debido al predimensionamiento obtuvimos varias secciones de vigas, una de ellas es la viga de 40x90 cm<sup>2</sup> (A), la cual fue definida en el programa Etabs con el nombre “V 40x90”.



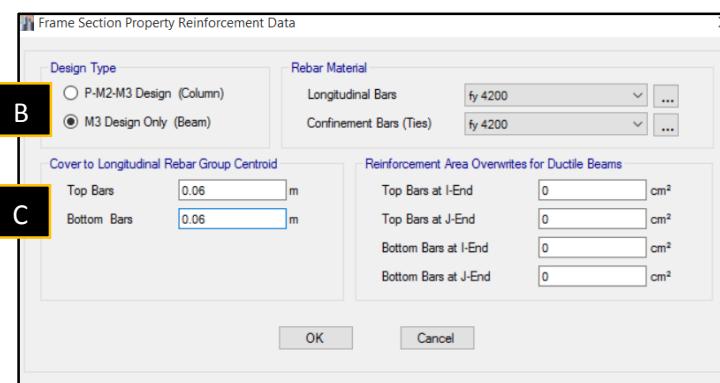
**Figura 56.** Propiedades de la viga “V 40x90”, Etabs:  
Fuente: Elaboración Propia

Lomismo que se hizo con las columnas anteriormente se repite el mismo procedimiento en vigas.



**Figura 57.** Modify>Show Modifiers de la viga “V 40x90”, Etabs  
Fuente: Elaboración Propia

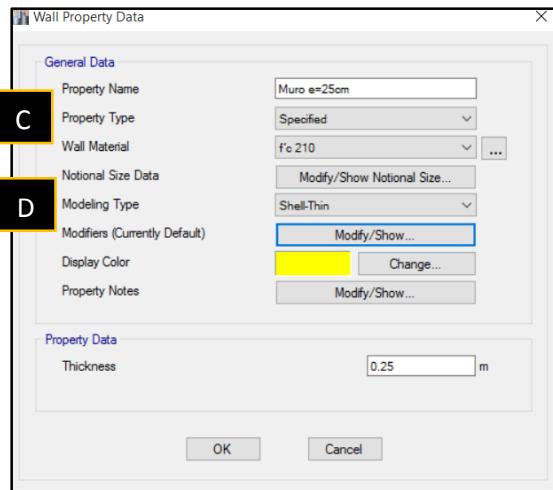
En la ventana de modificaciones del reforzamiento, le ordenaremos al programa que el tipo de diseño es para una viga (B), en este tipo de diseño nos pide la distancia que habrá desde el borde de la viga hasta el centroide del refuerzo longitudinal inferior y superior, el cual es aproximadamente 6 cm (C).



**Figura 58.** Modify>Show Rebar de la viga “V 40x90”, Etabs.  
Fuente: Elaboración Propia

#### D. Definición de secciones de muros estructurales:

Crearemos las propiedades para un muro de espesor de 25cm con nombre: Muro e=25cm, e l tipo de propiedad que le daremos será Specified (C), ya que especificaremos las características del muro. El tipo de modelado será Shell-Thin (D), esta opción sirve para modelar muros estructurales y lozas macizas.

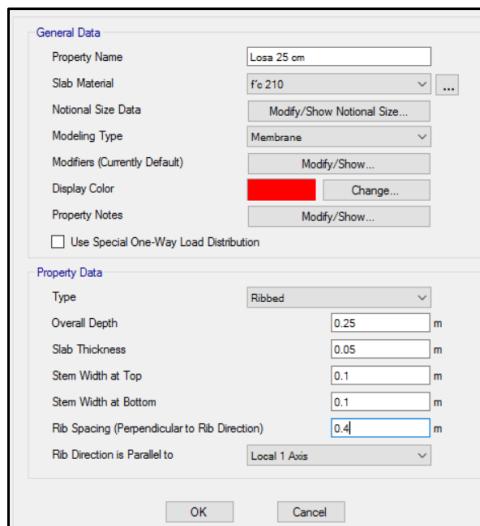


**Figura 59.** Propiedades del muro “Muro e = 25 cm”, Etabs.  
Fuente: Elaboración Propia

### E. Definición de secciones de losas:

- ✓ **Losas aligeradas:**

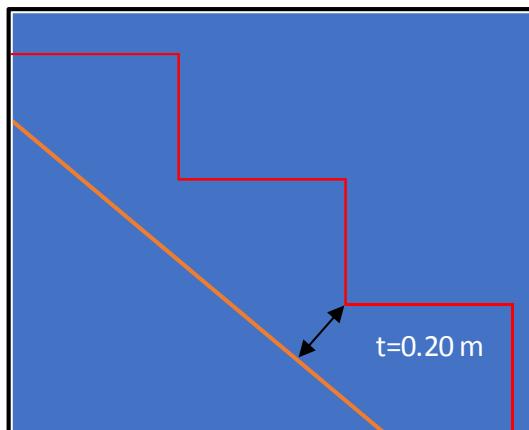
La losa tendrá como nombre “Losa 25 cm” (C), el tipo de modelado será “Membrane” (D) ya que este sirve para distribución de cargas en una o dos direcciones. En tipo usaremos Ribbed (E) que es para hacer losas aligeradas en una dirección, la altura total es de 25 cm (F), el espesor de la losa es de 5 cm (G), tanto el ancho superior e inferior de la vigueta es de 10 cm (H) y el espaciamiento entre viguetas es de 40 cm (I). La dirección de las viguetas será en dirección del eje local 1 (J).



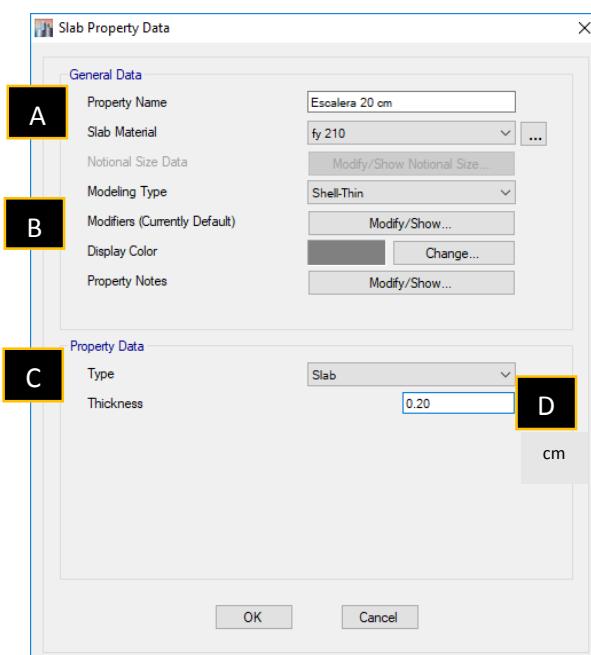
**Figura 60.** Propiedades de losa “Losa e = 25 cm”, Etabs.  
Fuente: Elaboración Propia

✓ **Losas macizas en escaleras:**

En el caso de la escalera utilizaremos lozas macizas, por lo tanto, crearemos una nueva sección la cual tiene por nombre “Escalera 20 cm” (A), el tipo de modelado será “Shell Thin” (B) este es ideal para losas macizas, el tipo de propiedad es “Slab” (C) esto indica que tiene solo losa sin viguetas, el espesor de la losa equivalente a la escalera es de 20 cm (D) sabiendo que la garganta es de 20 cm.



**Figura 61.** Espesor de losa de escalera.  
Fuente: Elaboración Propia



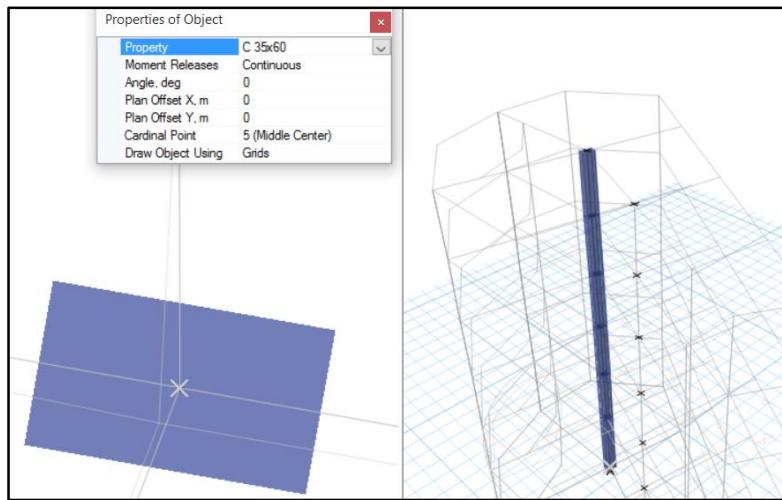
**Figura 62.** Propiedades de losa maciza “Escalera 43 cm”, Etabs.  
Fuente: Elaboración Propia

### 3.5.1.5. Dibujo de elementos estructurales

#### A. Dibujo de columnas:

El software Etabs cuenta con herramientas de dibujo muy útiles, a continuación, utilizaremos algunas para nuestras columnas.

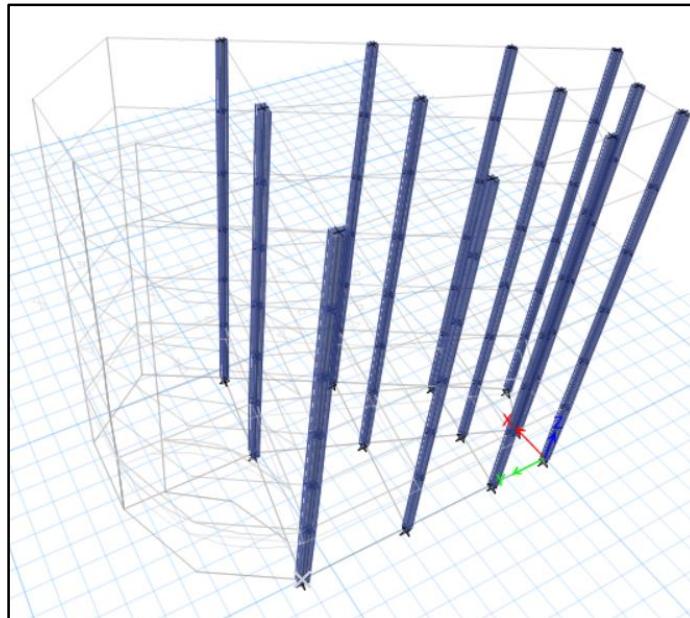
Dibujaremos una columna de dimensiones 30x65 cm<sup>2</sup> denominada “C 30x65”.



**Figura 63.** Dibujo de columna “C 30x65”, Etabs.

Fuente: Elaboración Propia

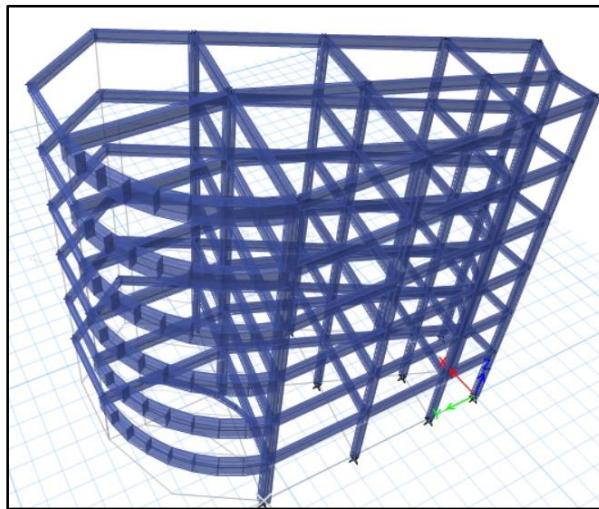
De la misma manera creamos el resto de columnas.



**Figura 64.** Columnas extruidas en 3D del bloque 1, Etabs.

Fuente: Elaboración Propia

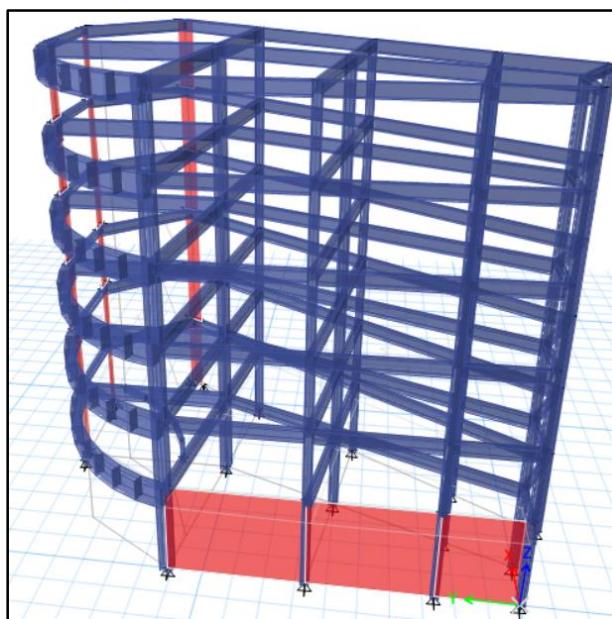
**B. Dibujo de vigas:**



**Figura 65.** Vigas y columnas extruidas en 3D del bloque 1, Etabs.

Fuente: Elaboración Propia

**C. Dibujo de muros estructurales:**



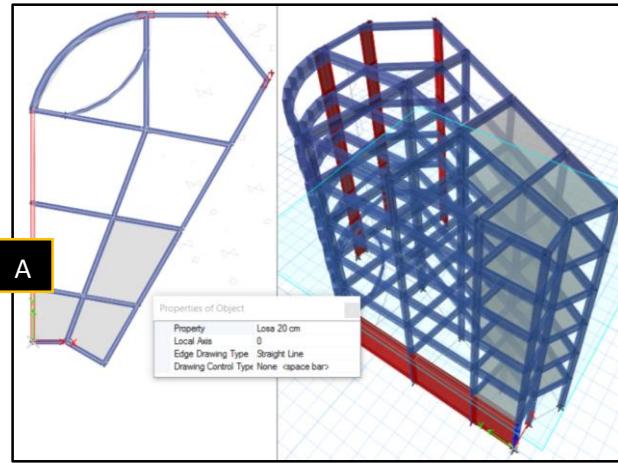
**Figura 66.** Muros estructurales, vigas y columnas extruidas en 3D del bloque 1, Etabs.

Fuente: Elaboración Propia

**D. Dibujo de losas**

✓ **Losas aligeradas**

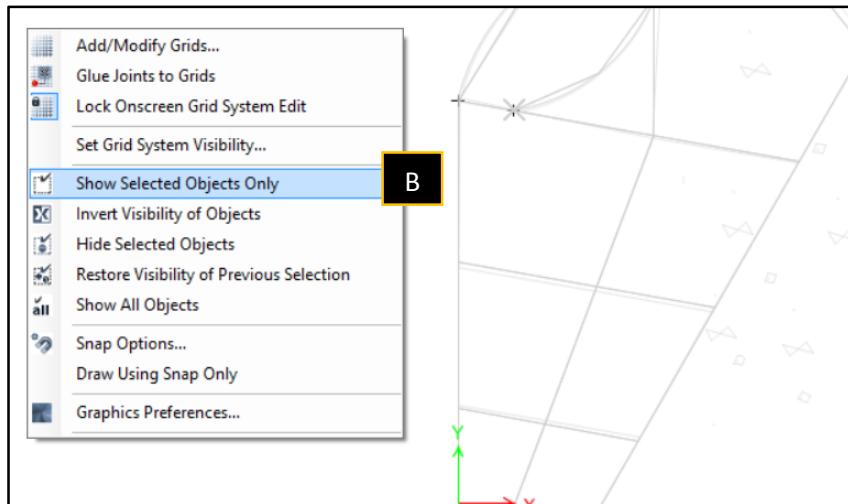
Dibujar una losa de 20 cm de espesor total, tenemos 3 grados de libertad en todos los niveles como podemos ver en la figura (A).



**Figura 67.** Dibujo de losas “Losa 20 cm”, Etabs.  
Fuente: Elaboración Propia

✓ **Losas macizas y escaleras**

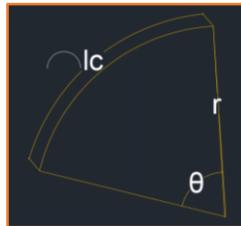
Para el modelamiento de la escalera, primero crearemos una línea en la losa que termina la escalera, esta línea tendrá la longitud del ancho de la escalera ósea 2.25 metros, utilizando “Fixed Length” (A). Haremos invisibles todos los elementos con “Show Selected Objects Only” (B) para poder dibujar con mayor facilidad.



**Figura 68.** Losas macizas y escaleras, Etabs  
Fuente: Elaboración Propia

Como nuestra escalera es semicircular utilizar la herramienta “Radial Extrusion” (C), ingresaremos las coordenadas del punto que tomara como centro de rotación (D) en este caso es el centroide del círculo que forma a la escalera, subdividiremos la losa de escalera en 22 tramos que es el número de pasos (E). Si quisieramos que la escalera de una vuelta completa

le damos  $360^\circ$  como angulo, sabemos la longitud de la curva y el radio de la circunferencia gracias a AutoCad, así que calculamos el ángulo despejando la siguiente fórmula:



$$lc = 2 * \pi * r * \left( \frac{\theta}{360} \right)$$

Donde:

$lc$ : Longitud de la curva

$r$ : Radio

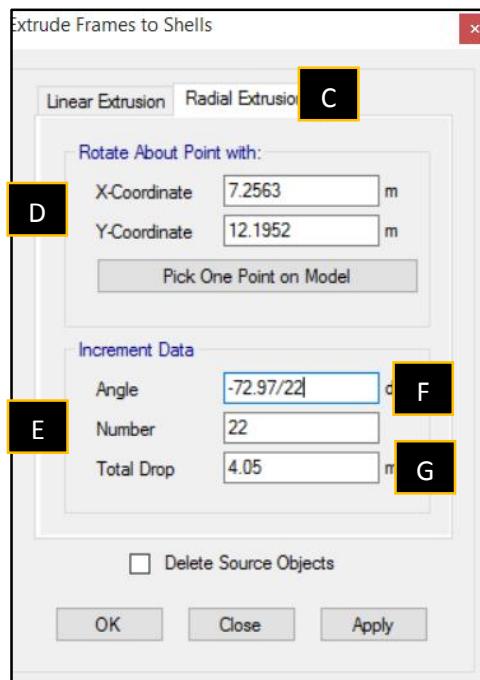
$\theta$ : Angulo de la circunferencia

$$lc = 9.51 \text{ m}$$

$$r = 7.46 \text{ m}$$

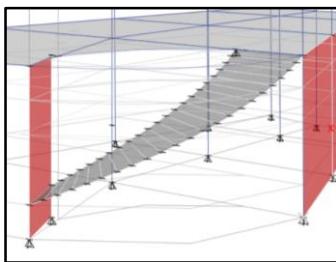
$$\theta = \frac{lc * 360}{2 * \pi * r} = \frac{9.51 \text{ m} * 360^\circ}{2 * \pi * 7.46 \text{ m}} = 72.97^\circ$$

Dividir el ángulo hallado en los 22 tramos de los contrapasos (F). La altura de la escalera será de 4.05 m (G) que es la altura del primer nivel.



**Figura 69.** “Extrude frame to shells”, Etabs.  
Fuente: Elaboración Propia

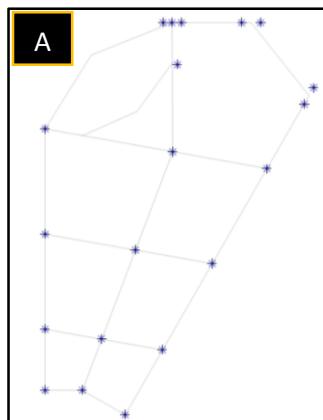
Dibujaremos el pedestal de la escalera al igual que los muros, con un espesor de 20 cm, pero al dibujar tendrá la altura del nivel 1 que es 5.05 metros y solo debe tener 1m.



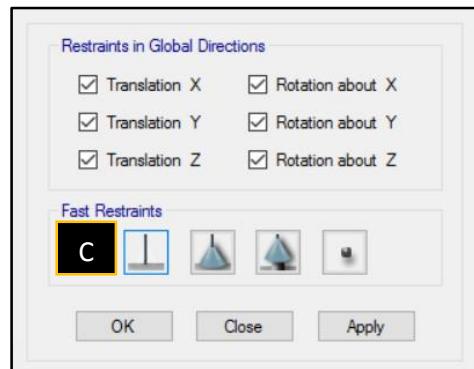
**Figura 70.** Escalera, Etabs.  
Fuente: Elaboración Propia

### 3.5.1.6. Asignación de apoyos:

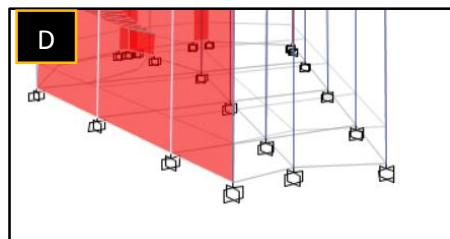
Debido a que las columnas y placas están enterradas en un suelo que aporta una rigidez considerable, se asignará un apoyo “Apoyo Empotrado” (A). El cual restringirá automáticamente los desplazamientos y rotaciones en X, Y y Z (C), y en 3D se visualiza de la siguiente manera (D).



**Figura 71.** Planta “Base”, Etabs.  
Fuente: Elaboración Propia



**Figura 72.** Apoyos “Restraints”, Etabs.  
Fuente: Elaboración Propia

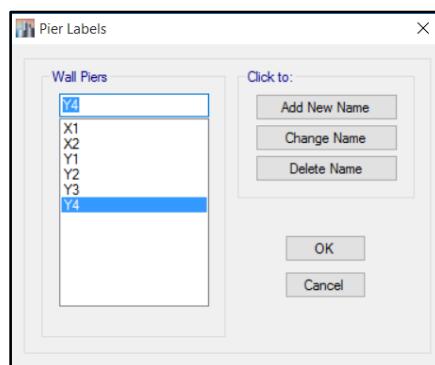


**Figura 73.** “Apoyo Empotrado” en Bloque 1, Etabs.  
Fuente: Elaboración Propia

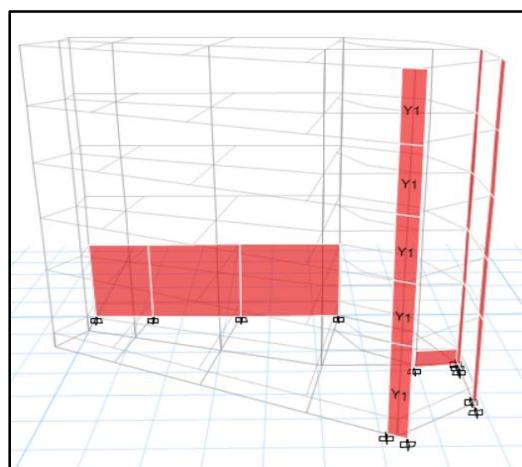
### 3.5.1.7. Asignación de los pier en muros estructurales

Los piers en Etabs agrupan varios elementos shells como muros, los cuales, por razones de diseño, se busca que se comporten como un solo elemento, esto permitirá obtener resultados de un conjunto de elementos que pertenecen a un mismo pier. Para crear los Pier se define seleccionando “Pier Labels”

Como se tiene 2 muros estructurales en X y 4 en Y, crearemos en total 6 Pier.



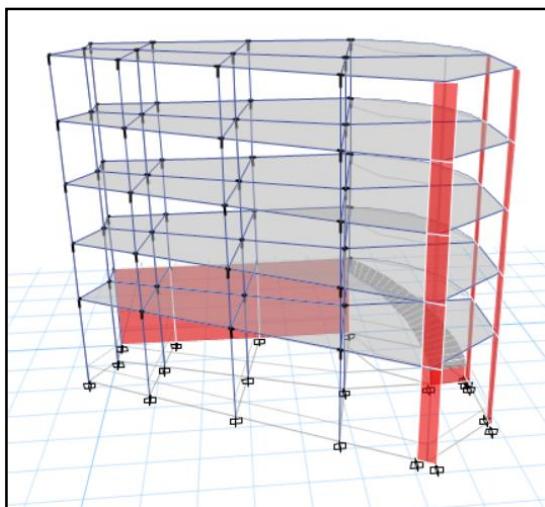
**Figura 74.** Pier creados en “Pier Labels”, Etabs.  
Fuente: Elaboración Propia



**Figura 75.** Pier asignado a “Muro e=25 cm”, Etabs.  
Fuente: Elaboración Propia

### **3.5.1.8. Asignación de brazos rígidos**

Según Salinas R. (2013), cuando las dimensiones de las columnas son relativamente grandes, el aumento de la rigidez de la estructura es grande, tanto en la consideración de deformaciones de corte como en el aumento de rigidez en las vigas, como resultado da un efecto de brazo rígido. El mismo efecto se produce en las columnas con las vigas de peralte considerable. Las fuerzas internas en los elementos viga y columna son dadas en las caras externas de los brazos rígidos, lo cual tiene ventajas evidentes para fines de diseño. Puede considerarse una reducción en la dimensión del brazo rígido, para tomar en cuenta cierta flexibilidad y evitar una subestimación de los desplazamientos. En todo caso, las fuerzas internas siempre están dadas a nivel de las caras externas de los brazos rígidos.”

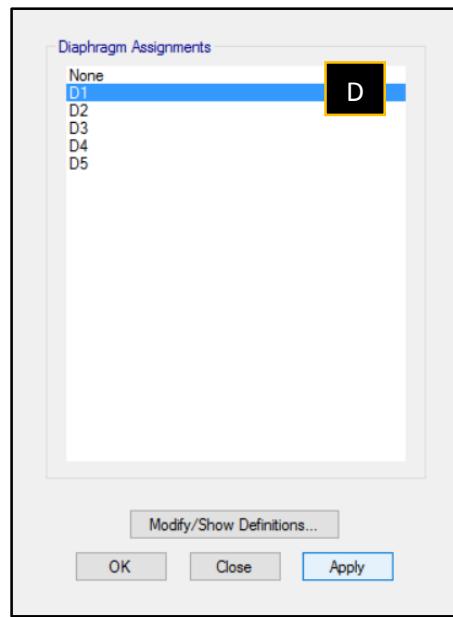


**Figura 76.** Brazos rígidos asignados, Etabs.  
Fuente: Elaboración Propia

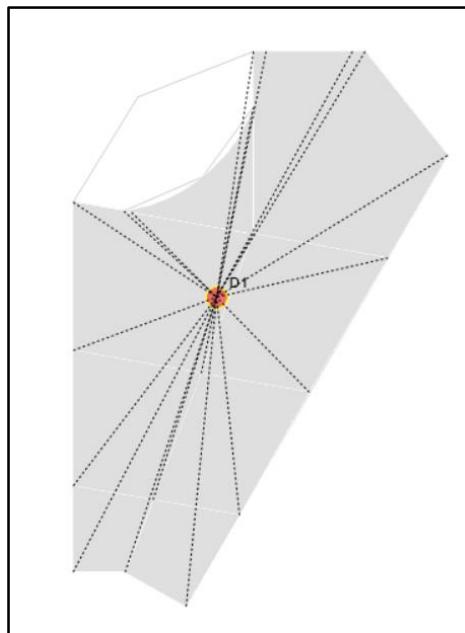
### **3.5.1.9. Diafragmas rígidos**

Según Rafael Salinas Basualdo lo general, los pisos horizontales en cualquier nivel son modelados como un diafragma horizontal rígido, con una rigidez infinita en su plano, pero sin rigidez fuera de su plano. Puede haber uno o más elementos Floor Diaphragms (diafragmas) asociados con un solo nivel o piso, como se muestra en la Figura 3. Este plano horizontal está conectado a los ejes de columnas asociados con el diafragma. En consecuencia, todos los ejes de columnas conectados a un diafragma rígido no podrían tener desplazamientos independientes entre sí.

Como el edificio tiene 5 pisos por lo tanto crearemos 5 diafragmas.



**Figura 77.** "Shell Assignment – Diaphragms", Etabs.  
Fuente: Elaboración Propia



**Figura 78.** Diafragma rígido "D1", Etabs.  
Fuente: Elaboración Propia

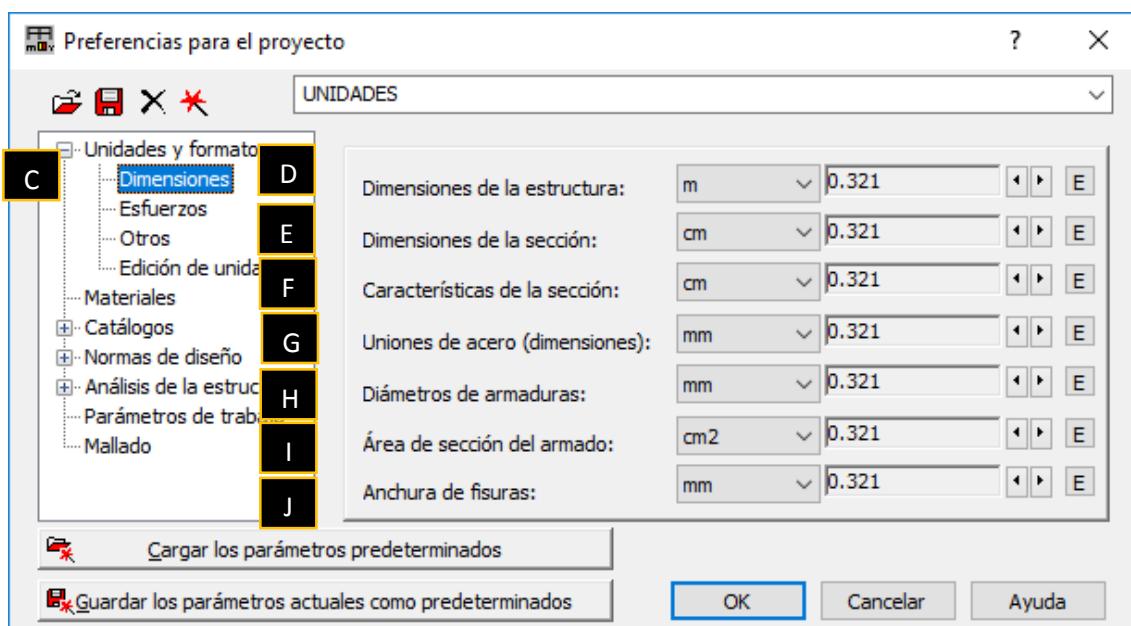
Todos los nudos que están conectados al diafragma rígido, simplificarán su análisis de 6 grados de libertad que tienen inicialmente a 3 grados de libertad: desplazamiento en la dirección X, desplazamiento en la dirección Y y rotación en Z. Los desplazamientos y rotaciones mencionados dependen del centro de masa.

### 3.5.2. Modelamiento con ROBOT S.A.P.

#### 3.5.2.1. Unidades y formatos

##### A. Dimensiones (C).

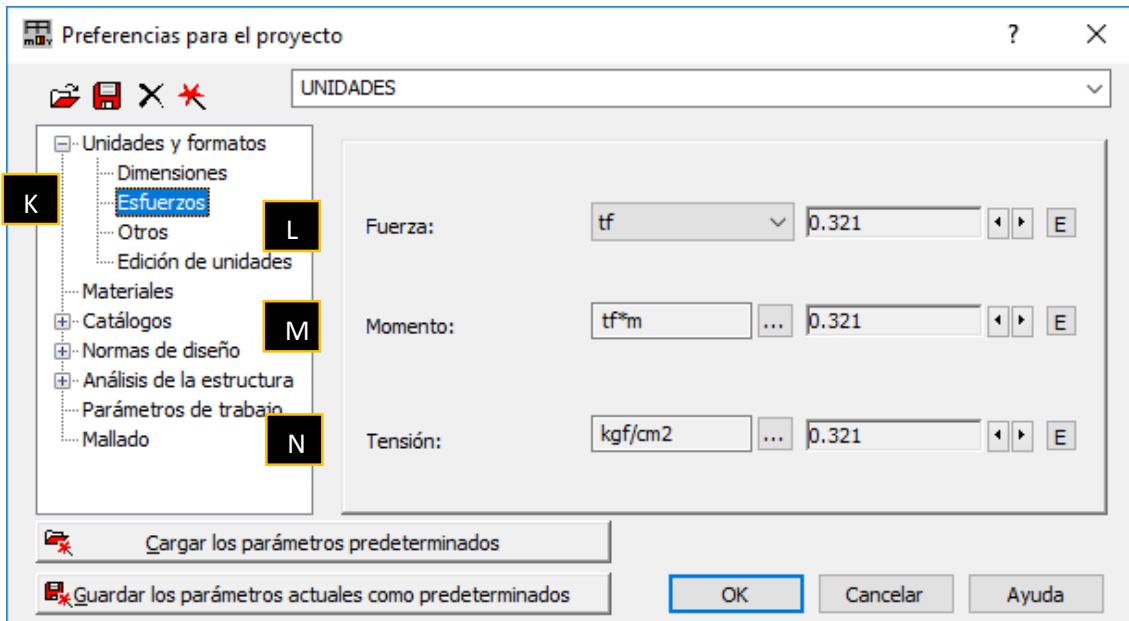
Las Dimensiones de la estructura se refiere a la altura de un piso, largo y ancho en planta en metros (m) (D), Dimisiones de la sección, las cuales se refieren a columnas, vigas, muros de corte o placas en centímetros (cm) (E), Características de la sección en centímetros (cm) (F), Uniones de acero en milímetros (mm) (G), Diámetro de armaduras en milímetros (mm) (H), Área de sección de armado centímetros cuadrados (cm<sup>2</sup>) (I), Anchura de fisura en milímetros (mm) (J).



**Figura 79.** Configuración de Dimensiones ROBOT  
Fuente: Elaboración Propia

##### B. Esfuerzos (K).

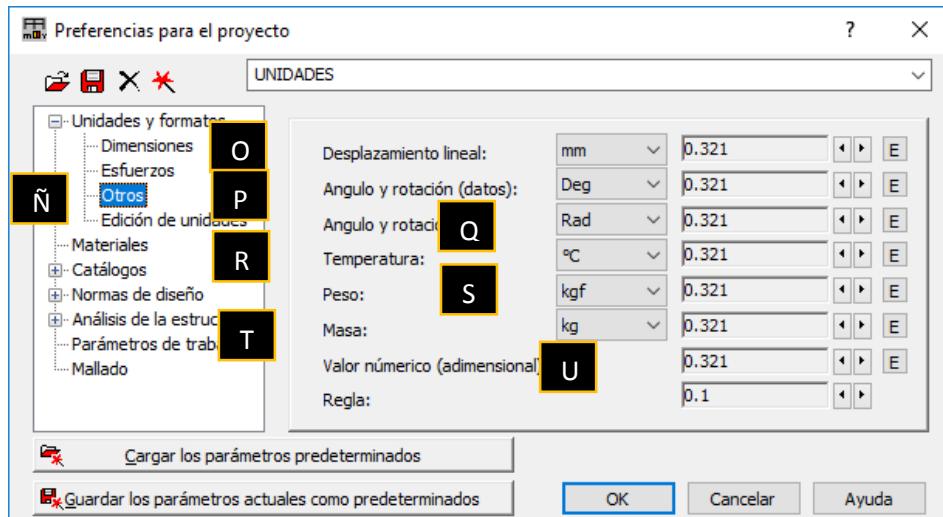
La Fuerza se trabaja en tonelada fuerza (tf) (L), Momento tonelada fuerza por metro (tf\*m) (M), La Tensión se podría decir lo que es la capacidad portante con la resistencia a la compresión del concreto esta unidad debe trabajar en kilogramo fuerza por centímetro cuadrado (kgf/cm<sup>2</sup>) (N).



**Figura 80.** Configuración de esfuerzos ROBOT.  
Fuente: Elaboración Propia

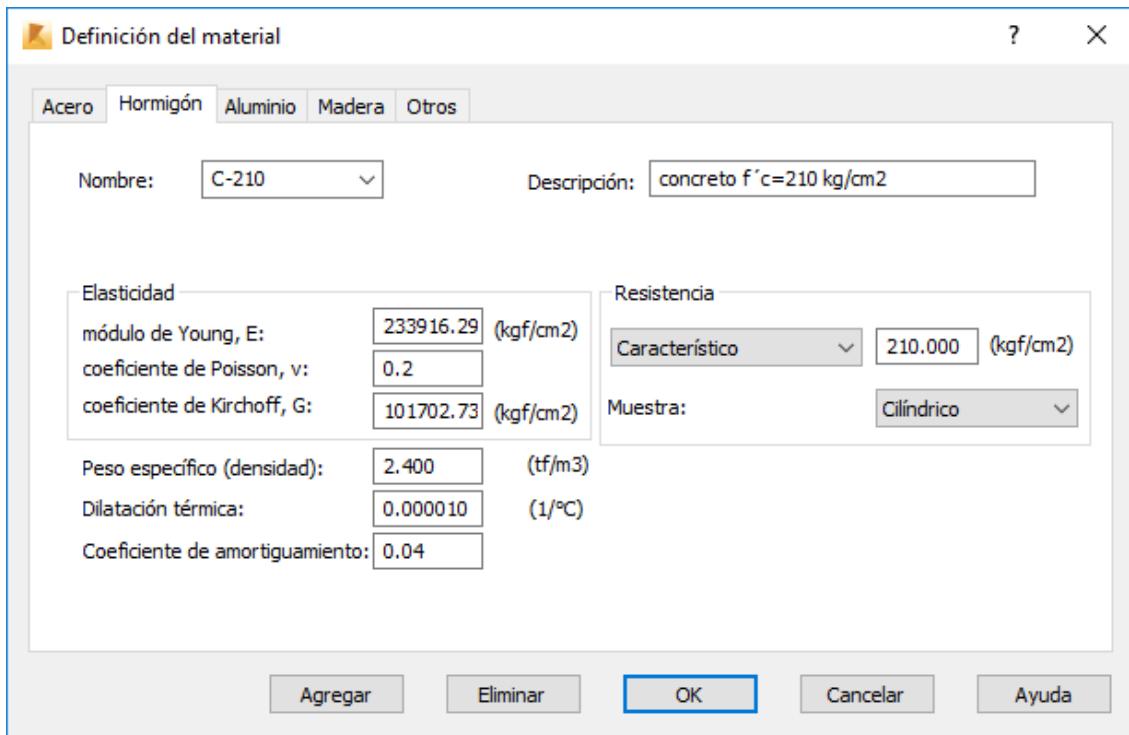
### C. Otros (Ñ).

Los Desplazamientos lineales en milímetros (mm) (O), Angulo y rotación (datos) grados sexagesimales (P), Angulo y rotación en radianes (Rad) (Q), Temperatura grados Celsius (°C) R, Peso en kilogramo fuerza (kgf) S, Masa en kilogramos (kg) T, Valor numérico (U).



**Figura 81.** Configuración de otras unidades ROBOT.  
Fuente: Elaboración Propia

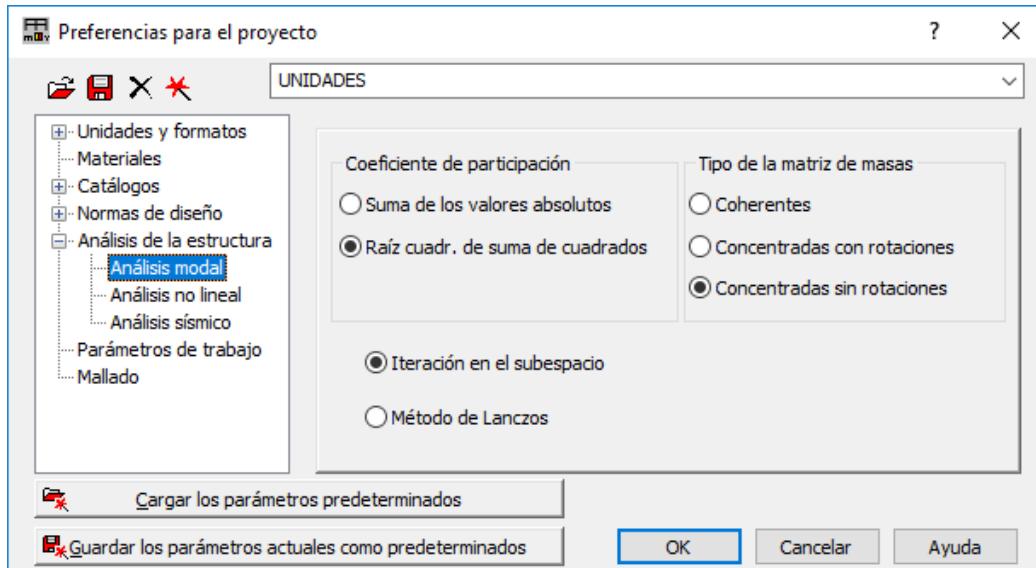
### 3.5.2.2. Materiales (V)



**Figura 82.** Características del concreto ROBOT.

Fuente: Elaboración Propia

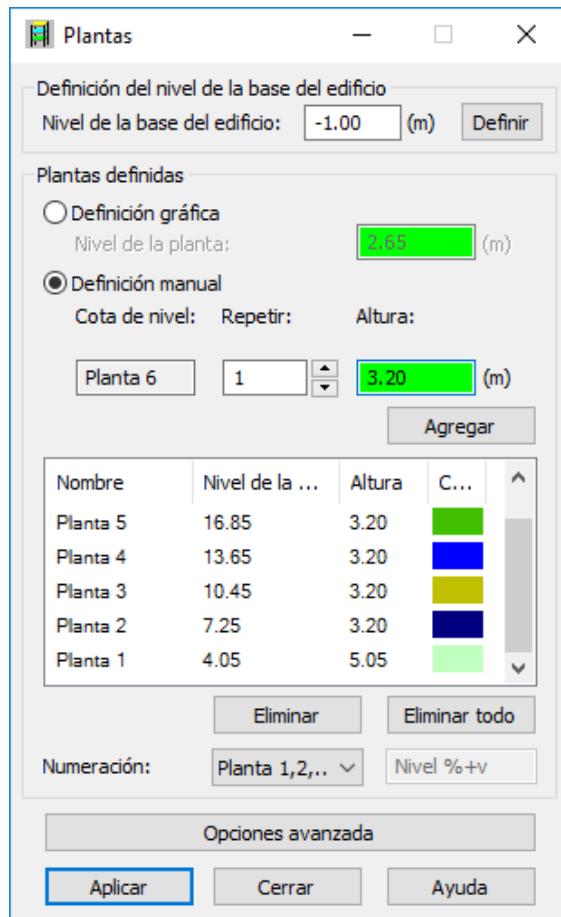
### 3.5.2.3. Análisis modal



**Figura 83.** Participación de la Raíz cuadrada de suma de cuadrados ROBOT.

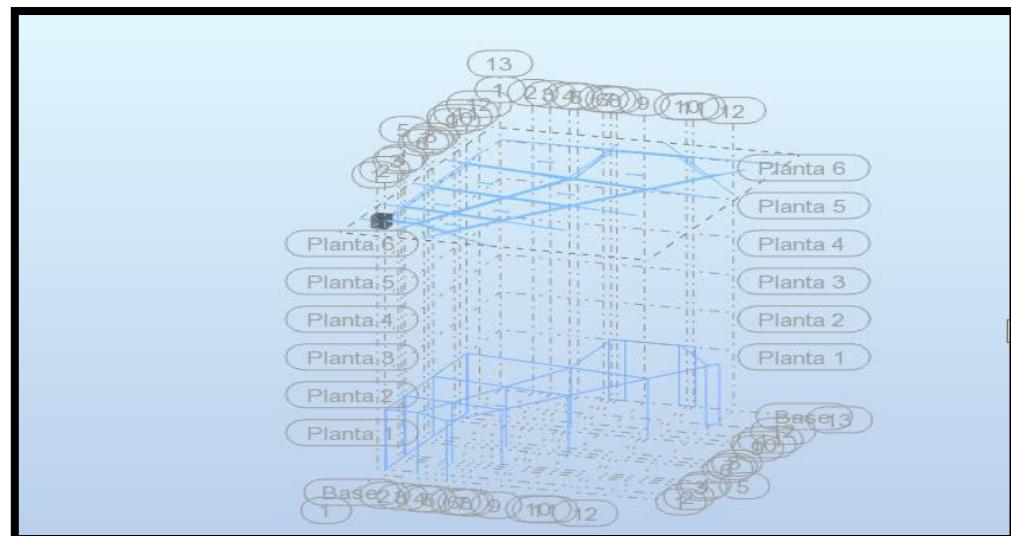
Fuente: Elaboración Propia

### 3.5.2.4. Definición de grillas o líneas de construcción



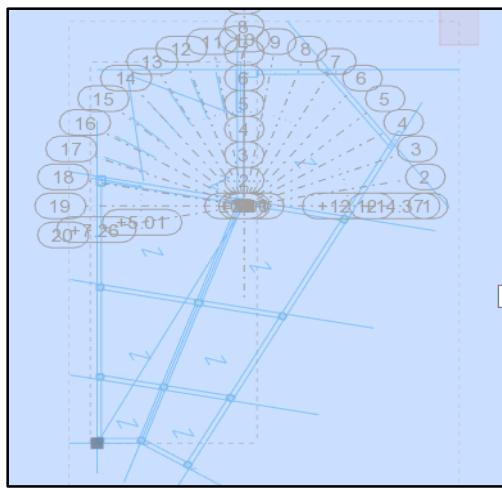
**Figura 84.** Creación Plantas, Robot S. A. P.

Fuente: Elaboración Propia



**Figura 85.** Vista cartesiana de líneas de construcción en 3D, Robot S. A. P.

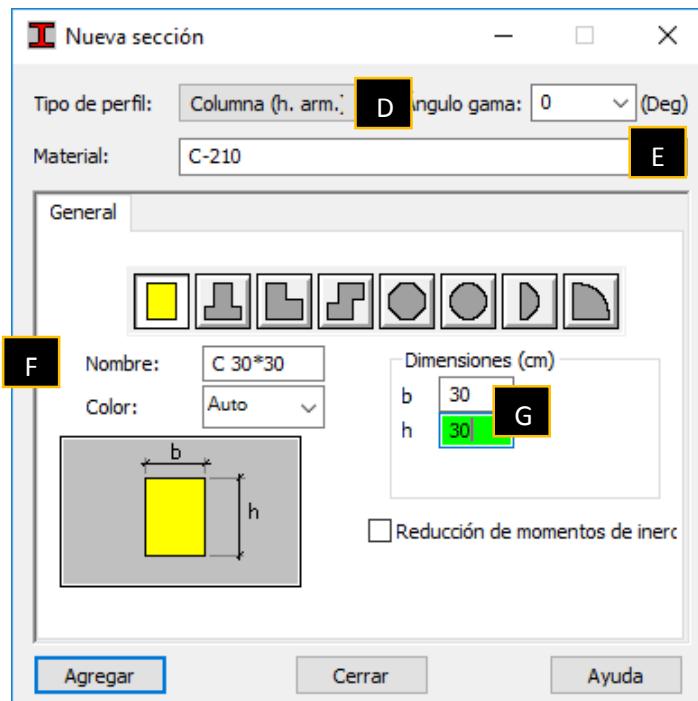
Fuente: Elaboración Propia



**Figura 86.** Vista de construcción en planta, Robot S. A. P  
Fuente: Elaboración Propia

### 3.5.2.5. Definición de secciones de elementos estructurales

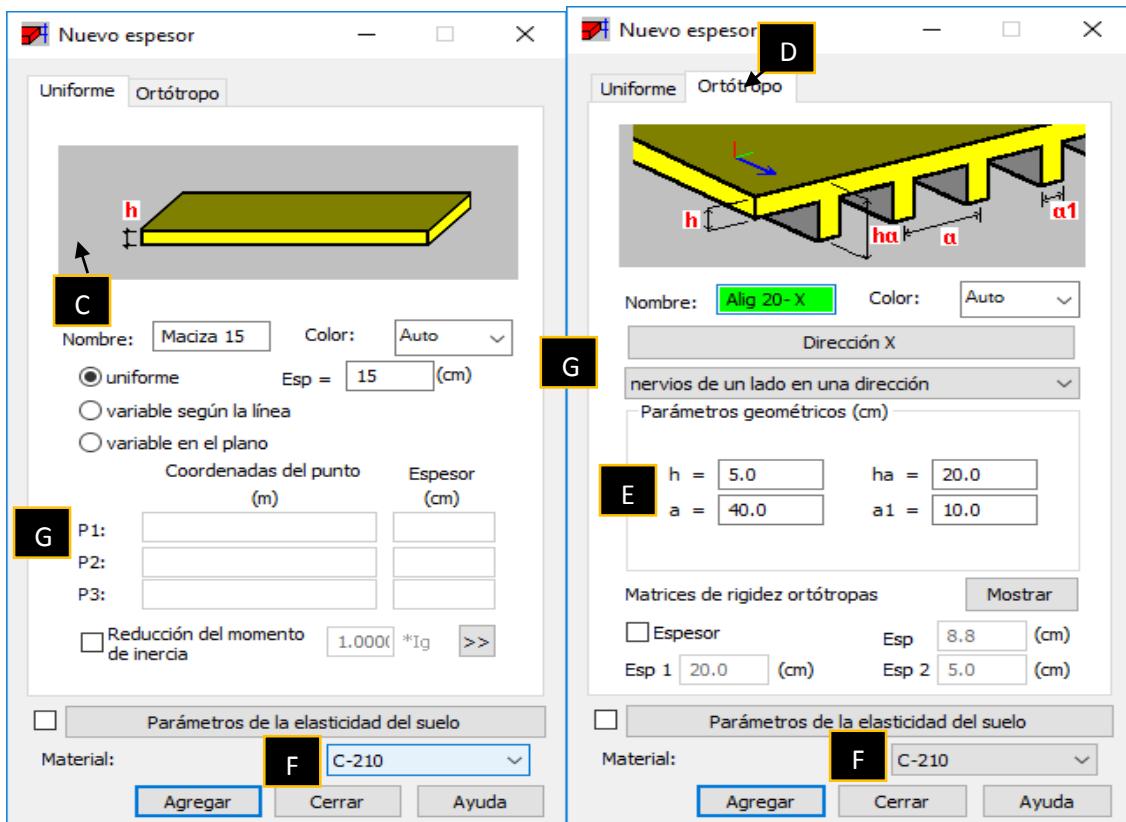
Seleccionar el “Tipo de perfil” a definir en este caso como ejemplo se tomó una columna de hormigón armado de 30\*30 cm<sup>2</sup> (D), definimos “Material” creado en un fc = 210 (E), Nombre de la sección (F), Dimensiones base y altura (G) y así agregar todas las secciones de columnas que se tenga tengamos.



**Figura 87.** Definición de sección de columna, Robot S. A. P.  
Fuente: Elaboración Propia

✓ **Generación de espesores de losas y placas o muros estructurales**

Para Crear losas macizas y placas o muros de corte se definirá con opción Uniforme (C) y losa aligerada con la opción Ortótropo (D), para la losa aligerada podemos escoger la dirección “Dirección X” o “Dirección Y” (E), se debe seleccionar el material definido para cada losa y placas o muros de corte en este caso es de 210 kg/cm<sup>2</sup> (F) y damos su respectivo nombre a cada losas y placas (G).



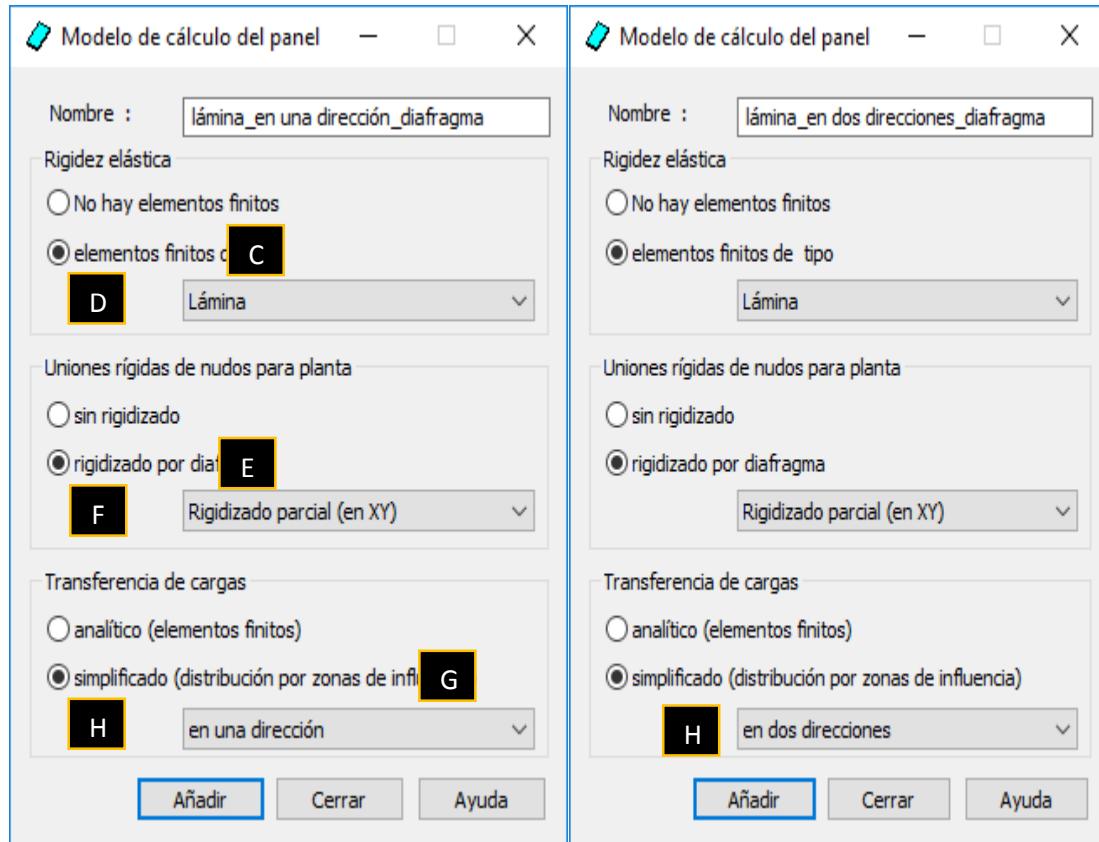
**Figura 88.** Definición de losas macizas y losas aligeradas

Fuente: Elaboración Propria

✓ **Modelo de los paneles para losas aligeradas rigidizado por diafragmas**

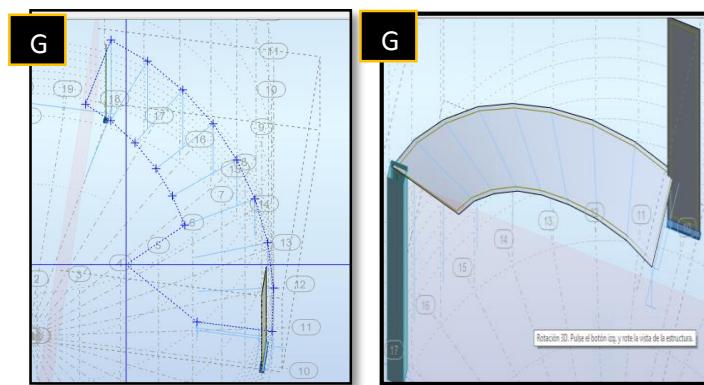
No se puede eliminar los modelos de calculo que vienen por defecto en el software, damos un nuevo modelo (B), esto nos servirá para verificar como se va a comportar las losas aligeradas, la “Rigidez elástica” estará proporcionada por Elementos Finitos de tipo, (C) Lámina (D), pero en este caso se tiene que estar rigidizado en las uniones de nudos, para planta, mediante el Rigidizado por diafragma (E), parcial (en XY) dado que esto nos permite que las losas se comporten con desplazamientos en X y Y, y una rotación en Z es decir se genera los 3 grados de libertad que se necesita para trabajar en un diafragma rígido (F), y la

transferencia de cargas en Simplificado (G), en Una dirección ya proporcionadas a dirección de las viguetas losas aligeradas y en dos direcciones losa macizas (H).

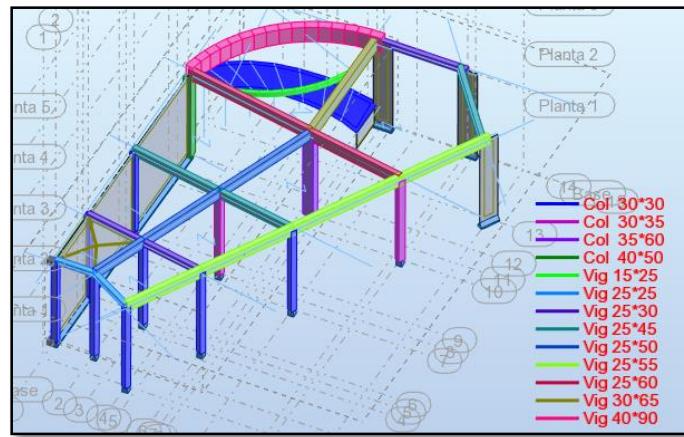


**Figura 89.** Lamina en una dirección y dos direcciones Diafragma, Robot S.A.P.  
Fuente: Elaboración Propia

### **3.5.2.6. Dibujo de elementos estructurales**

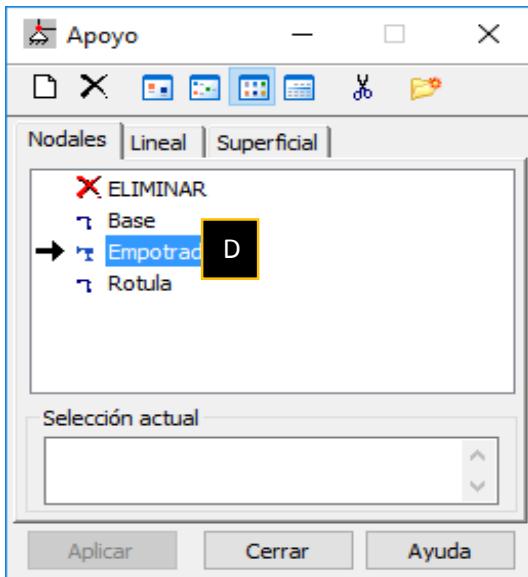


**Figura 90.** Modelamiento de escalera Robot S.A.P.  
Fuente: Elaboración Propia

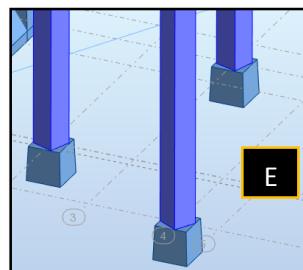


**Figura 91.** Visualización de elemento estructurales (por sección un color), Robot S. A. P.  
Fuente: Elaboración Propia

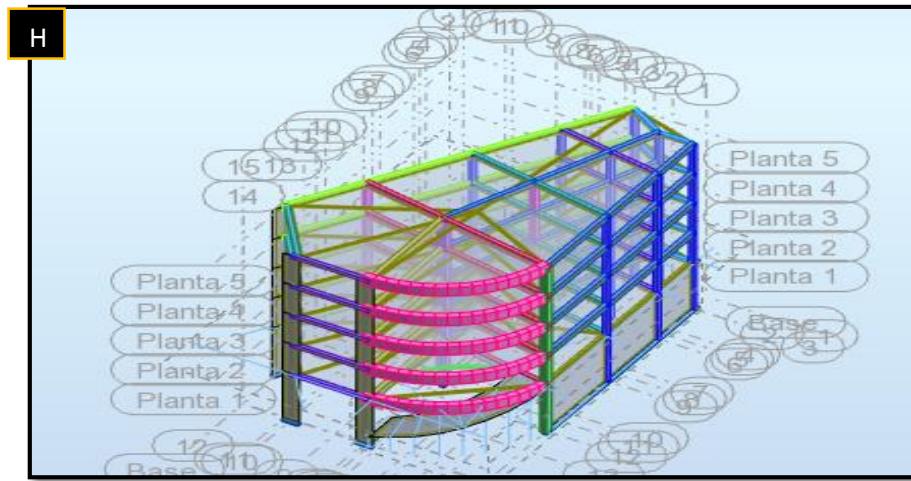
### 3.5.2.7. Asignación de apoyos



**Figura 92.** Tipos de apoyos Robot S.A.P.  
Fuente: Elaboración Propria



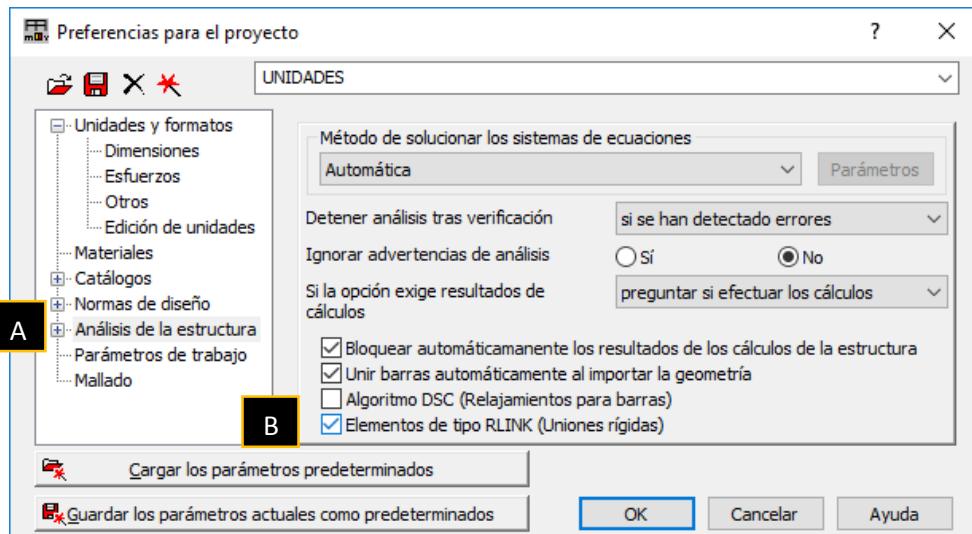
**Figura 93.** Apoyos empotrados Robot S. A. P.  
Fuente: Elaboración Propria



**Figura 94.** Visualización del modelamiento de la estructura completa Robot S. A. P.  
Fuente: Elaboración Propia

### 3.5.2.8. Asignación de brazos rígidos

Vamos al submenú Análisis de la estructura (A), y activamos Elemento de tipo RLINK (Uniones Rígidas) (B).



**Figura 95.** Aplicación de brazos rígidos, Robot S. A. P.  
Fuente: Elaboración Propia

## 3.6. CARGAS

### 3.6.1. Casos de carga

#### 3.6.1.1. Carga muerta

El software Etabs nos calcula la masa del concreto de los elementos estructurales modelados, en el caso de los elementos frame se incluyó la masa de los acabados al momento

de crear sus secciones. Debemos calcular el peso del ladrillo del aligerado, al igual que los acabados que tiene la losa.

### A. Losas

El ladrillo que se usa es de 15x30x30 cm<sup>3</sup>, de las especificaciones técnicas del ladrillo podemos obtener su peso unitario, en este caso es 7,8 kg. En un metro cuadrado entran 8.33 ladrillos, tendriamos.

$$\rho_{ladrillo-losa20} = N. ladrillos * \rho_{ladrillo15}$$

**Donde:**

$\rho_{ladrillo-losa20}$  : Masa de los ladrillos de una losa de 20 cm, por m<sup>2</sup>.

$N. ladrillos$  : Numero de ladrillos por m<sup>2</sup>

$\rho_{ladrillo15}$  : Masa de una unidad de ladrillo hueco de 15x30x30 cm<sup>3</sup>

$$\rho_{ladrillo-losa20} = 8.33 \text{ kg/und} * 7.8 \text{ und/m}^2 = 64.97 = 65 \text{ kg/m}^2$$

El peso de acabado en la losa se considerara de 100 kg/m<sup>2</sup>.

$$\rho m_{losa20} = \rho_{ladrillo-losa20} + \rho_{acabados}$$

$\rho m_{losa20}$ : Carga muerta a adicionar en la losa

$$\rho m_{losa20} = 65 \text{ kg/m}^2 + 100 \text{ kg/m}^2 = 165 \text{ kg/m}^2$$

La carga muerta que se adicionara a las losas con peralte de 20 cm sera de 165 kg/m<sup>2</sup>.

**Tabla 23**

*Carga muerta a adicionar en losas*

espesor cm	Nº Ladrillos (und/m <sup>2</sup> )	P. Ladrillo (kg/und)	P. La-Losa (kg/m <sup>2</sup> )	P. Acabad. (kg/m <sup>2</sup> )	P. La-Losa (kg/m <sup>2</sup> )
Losa 17	8.33	6.3	52.48	53	100
Losa 20	8.33	7.8	64.97	65	100
Losa 25	8.33	10	83.3	84	100
Losa 30	8.33	12.25	102.04	103	100
Escalera					150
Fuente: propia					150

### B. Albañileria

Se considerará el peso de todos los tabiques, usando los pesos reales en las ubicaciones que indican los planos. El tipo de unidades de albañileria utilizada para tabiques

y parapetos son ladrillos huecos de arcilla, y el espesor que tendran estos elementos es de 13 cm, de 15 cm mas acabados. Según la E 0.20 la densidad de unidades de arcilla cocidas huecas es de 1350 kg/m<sup>3</sup>.

### C. Tabique

Los tabiques del piso 2 al 5 tienen una altura de 3.20 (h) metros, un espesor de 0.13 metros (t), y el espesor del acabado en cada cara es de 1cm (e), el espesor final del tabique es de 0.15 metros. La densidad de la albañileria es 1350 kg/m<sup>3</sup> ( $\rho_{albañileria}$ ) y del tarrajeo es 2000 kg/m<sup>3</sup> ( $\rho_{tarrajeo}$ ).

$$\rho_{albañileria} = h * t * \rho_{albañileria} = 3.2 \text{ m} * 0.13 \text{ m} * 1350 \text{ kg/m}^3 = 561.6 \text{ kg/m}$$

$$\rho_{acabados} = h * e * \rho_{acabados} = 3.2 \text{ m} * 0.02 \text{ m} * 2000 \text{ kg/m}^3 = 128 \text{ kg/m}$$

$$\rho_{tabique} = \rho_{albañileria} + \rho_{tarrajeo} = 562 \text{ kg/m} + 128 \text{ kg/m} = 690 \text{ kg/m}$$

El peso de los tabiques incluido acabados por metro lineal a ingresar en los softwares sera de 690 kg/m.

### D. Parapeto

El parapeto de la azotea tiene una altura de 1 metro (h), un espesor de 0.13 metros, y el espesor del acabado en cada cara es de 1cm (e), el espesor final del tabique es de 0.15 metros. La densidad de la albañileria es 1350 kg/m<sup>3</sup> ( $\rho_{albañileria}$ ) y del tarrajeo es 2000 kg/m<sup>3</sup> ( $\rho_{tarrajeo}$ ).

$$\rho_{albañileria} = h * t * \rho_{albañileria} = 1 \text{ m} * 0.13 \text{ m} * 1350 \text{ kg/m}^3 = 175.5 \text{ kg/m}$$

$$\rho_{acabados} = h * e * \rho_{tarrajeo} = 1 \text{ m} * 0.02 \text{ m} * 2000 \text{ kg/m}^3 = 40 \text{ kg/m}$$

$$\rho_{parapeto} = \rho_{albañileria} + \rho_{acabados} = 176 \text{ kg/m} + 40 \text{ kg/m} = 216 \text{ kg/m}$$

El peso del parapeto de la azotea incluido acabados por metro lineal a ingresar en los softwares sera de 216 kg/m.

### E. Vidrios

Debido a que tenemos muros cortina con un espesor de 8 milímetros ( $e_v$ ), estos causan una carga considerable. La R.N.E. 0.20 en el anexo 1 menciona que la densidad del vidrio es de 2 500 kg/m<sup>3</sup> ( $P_v$ ), sabemos que la altura es de 3.2 metros ( $h_v$ ). Calcularemos la carga de vidrio de la misma forma que para la albañilería.

$$C_v = P_v * e_v * h_v = 2\ 500 \frac{kg}{m^3} * 0.008\ m * 3.2\ m = 64\ kg/m$$

### 3.6.1.2. Carga viva

#### A. Sobrecargas

Las cargas vivas minimas usadas fueron las dadas por la E. 0.20 y son las siguientes:

- ✓ **Centros de educación:**

$$Aulas = 250\ kg/m^2$$

$$Corredores\ y\ escaleras = 400\ kg/m^2$$

- ✓ **Lugares de asamblea:**

$$Restaurant\ (comedor) = 250\ kg/m^2$$

$$Corredores\ y\ escaleras = 500\ kg/m^2$$

- ✓ **Baños:**

$$Baños = 250\ kg/m^2$$

- ✓ **Oficinas:**

$$Oficinas = 250\ kg/m^2$$

- ✓ **Azotea:**

$$Azotea = 250\ kg/m^2$$

#### B. Granizo

Debido a que Juliaca está expuesta a granizadas considerables, consideraremos la carga que ejerce este tipo de precipitación, el cálculo se hará semejante al de nieve que nos da la R.N.E. 0.20.

- ✓ **Carga básica de granizo sobre el suelo (Gs):**

Se consideró que la altura de granizo sobre el suelo ( $h_s$ ) puede llegar a 0.15 m. La densidad del granizo es muy variable dependiendo del diámetro de las partículas ( $\rho_g$ ), consideraremos 950 kg/m<sup>3</sup>.

$$G_s = h_s * \rho_g$$

Donde:

$G_s$  : Carga básica de granizo sobre el suelo (kg/m<sup>2</sup>).

$h_s$  : Altura que puede llegar a tener la capa de granizo sobre el techo (m).

$\rho_g$  : Densidad del granizo (kg/m<sup>2</sup>)

$$G_s = 0.15 * 950 = 142.5 \text{ kg/m}^2$$

✓ **Carga de granizo sobre el techo (G<sub>t</sub>):**

La E 0.20 permite reducir la carga de granizo sobre el suelo, para obtener la carga de granizo sobre el techo. Esta carga reduce según la inclinación del techo, mientras más inclinado sea el techo menor es la carga que soportara.

En este caso el techo es horizontal sin ángulo de inclinación, la R.N.E. 0.20 menciona que para techos a una o dos aguas con inclinaciones menores o iguales a 15°, la carga básica de granizo sobre el suelo es igual a la carga de granizo sobre el techo.

$$G_t = G_s$$

Donde:

$G_t$  : Carga de granizo sobre el techo (kg/m<sup>2</sup>).

$G_s$  : Carga básica de granizo sobre el suelo (kg/m<sup>2</sup>).

$$G_t = 142.5 = 143 \text{ kg/m}^2$$

La carga de granizo que se asignará a las losas de la azotea será de 143 kg/m<sup>2</sup>

**C. Tanque elevado**

Para los tanques elevados se utilizarán tanques prefabricados de polietileno con capacidad de 2 500 litros que viene a ser 2 500 kilogramos, estos tanques tienen una masa de 37 kilogramos y su diámetro es de 1.55 metros.

$$M_{t+a} = M_t + M_a$$

$$A_t = \frac{\pi * d^2}{4}$$

$$C_t = \frac{M_{t+a}}{A_t}$$

Donde:

$M_{t+a}$  : Masa total que transmite el tanque a la losa (kg).

$M_t$  : Masa del tanque (kg).

$M_a$  : Masa del agua que contiene el tanque (kg).

$A_t$  : Área del tanque en contacto con la losa (m<sup>2</sup>).

d : Diámetro del tanque (m).

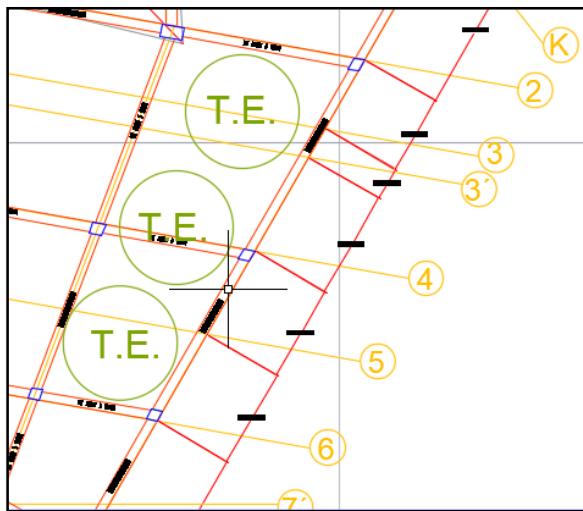
$C_t$  : Carga que transmite el tanque a la losa (kg/m<sup>2</sup>).

$$M_{t+a} = 37 \text{ kg} + 2500 \text{ kg} = 2537 \text{ kg}$$

$$A_t = \frac{\pi * 1.55 \text{ m}^2}{4} = 1.89 \text{ m}^2$$

$$C_t = \frac{2537 \text{ kg}}{1.89 \text{ m}} = 1344.52 = 1345 \text{ kg/m}^2$$

Esta carga se la daremos a un paño de la losa que se encuentra en la azotea, este paño resistirá la carga de los 3 tanques. La R.N.E. 0.20 menciona que cuando exista una carga viva concentrada, se puede omitir la carga viva repartida en la zona ocupada por la carga concentrada. Debido a que la carga viva para azoteas es menor que la de los tanques, ignoraremos la carga viva y solo aplicaremos la carga del tanque que es 1345 kg/m<sup>2</sup>.

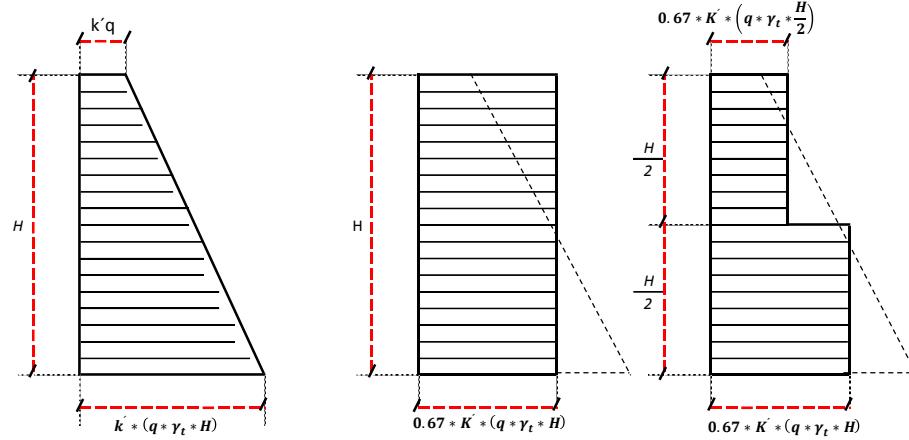


**Figura 96.** Tanques Elevados (T.E.) en azotea, AutoCAD.  
Fuente: Propia

### 3.6.1.3. Empuje lateral de suelos

Debido a que tenemos un semisotano, es necesario considerar el efecto que provocaran los suelo sobre sus muros. Esto dependera mucho del tipo de suelo que tengamos, ya que la carga varia en base a la densidad y el angulo de fricción del suelo.

Se utilizo la teoria de Rankine para el calculo del empuje del suelo sobre los muros del semisotano, ademas se considero la carga viva que actuaría sobre ese suelo, debido a que tendra uso de comedor esta carga es de 250 kg/m<sup>2</sup>.



**Figura 97.** Empuje lateral del suelo, Etabs.

Fuente: (Ing. J. Calavera, 1987)

$$k_a = \frac{1 - \sin(\phi)}{1 + \sin(\phi)}$$

$$E_{as} = 0.6 * k_a * \rho_{suelo} * h$$

$$E_{acv} = k_a * \omega_{cv}$$

$$E_a = E_{as} + E_{acv}$$

Donde:

$k_a$  : Coeficiente de empuje activo del suelo.

$\phi$  : Ángulo de fricción interna del suelo (°).

$\rho_{suelo}$  : Densidad del suelo (kg/m<sup>3</sup>).

$h$  : Altura de suelo que ejerce el empuje activo (m).

$\omega_{cv}$  : Carga viva actuante en el terreno (kg/m<sup>2</sup>).

$E_{as}$  : Empuje activo del suelo (kg/m<sup>2</sup>).

$E_{acv}$  : Empuje activo producido por la carga viva del terreno (kg/m<sup>2</sup>).

$E_a$  : Empuje activo actuante sobre muro de sótano (kg/m<sup>2</sup>)

El suelo que tenemos es arena limosa con grava, clasificación SM según el SUCS y A-1-b según AASHTO; el angulo de fricción es de 32° ( $\phi$ ) y su densidad es de 2 050 kg/m<sup>3</sup>.

$$k_a = \frac{1 - \sin(32^\circ)}{1 + \sin(32^\circ)} = 0.31$$

$$E_{as} = 0.6 * 0.31 * 2\ 050 \frac{kg}{m^3} * 5.05m = 1908.54\ kg/m^2$$

$$E_{acv} = 0.31 * 250 \frac{kg}{m^2} = 76.81\ kg/m^2$$

$$E_a = 1\ 908.54 \frac{kg}{m^2} + 76.81 \frac{kg}{m^2} = 1\ 985.35 \frac{kg}{m^2} = 1\ 986\ kg/m^2$$

La carga de empuje lateral de los suelos a usar en los muros, será distribuida y uniforme en área con un valor de 1,986 Kg/m<sup>2</sup>. La dirección de esta será perpendicular al plano del muro.

### 3.6.2. Metrado de cargas

Debido a que el modelamiento hecho en el software Etabs nos servirá solamente para el diseño de los pórticos, se creara un nuevo archivo donde solo se analizan las viguetas que conforman la losa, para estas se debe hacer un metrado diferente ya que se diseñaran como elementos frame (lineal), y en la estructura las losas son elementos Shell (área).

#### 3.6.2.1. Losas

Se metro las cargas de dos paños continuos ubicados entre los ejes 6 y 7' del primer nivel, ambos con un espesor total de 17 cm, las viguetas tienen un ancho total de 40 cm, el ancho del alma de 10 cm y el espesor de la losa es de 5 cm.

✓ **Carga viva:**

Esta losa tendrá uso de restaurant, correspondiéndole una carga de 250 kg/m<sup>2</sup>,

$$CV = 250 \frac{kg}{m^2} * 0.40\ m = 100\ kg/m$$

✓ **Carga muerta:**

El programa considera la masa del concreto de la losa, pero no del aligerado ni acabados, en los casos de carga se obtuvo que para una losa aligerada con 17 cm de espesor le corresponde una carga muerta de 153 kg/m<sup>2</sup>.

$$CM = 153 \frac{kg}{m^2} * 0.40\ m = 61 \frac{kg}{m}$$

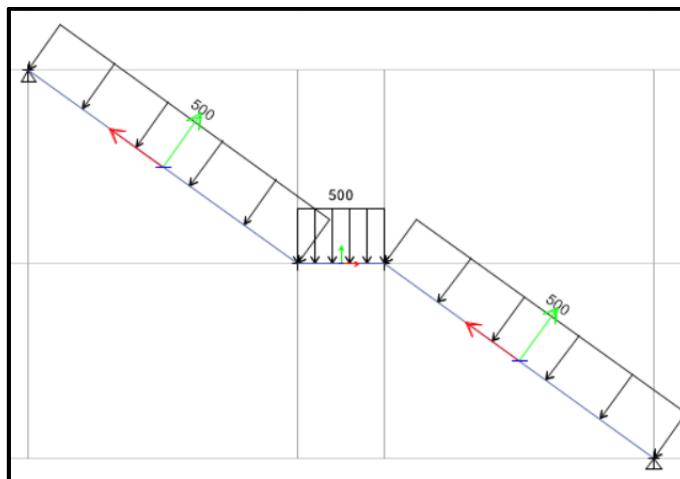
### 3.6.2.2. Escalera

#### ✓ Carga viva:

La escalera servirá principalmente para la movilización en el restaurant, correspondiéndole una carga de 500 kg/m<sup>2</sup>,

$$CV = 500 \frac{kg}{m^2} * 1 m = 500 \text{ kg/m}$$

La carga calculada se aplicó en Etabs respecto al eje 2 del elemento y no por gravedad.

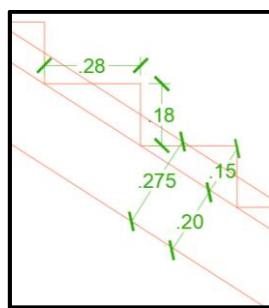


**Figura 98.** Carga viva en escalera (kg/m), Etabs.

Fuente: Propia

#### ✓ Carga muerta:

La escalera se diseña como una viga rectangular, con un ancho de 1 m y el espesor que se le coloca es el de la garganta (20 cm), Etabs considera solo la masa de la garganta, debiendo aumentarse la masa de los peldaños y acabados.



**Figura 99.** Dimensiones de escalera.

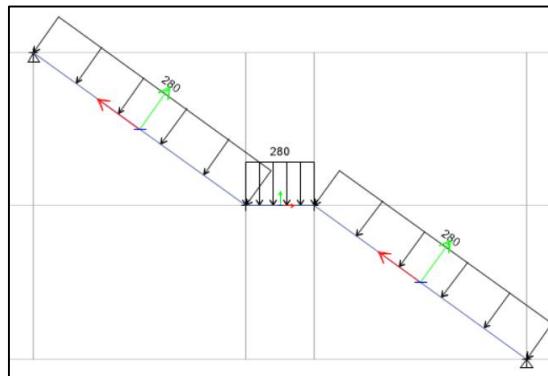
Fuente: Elaboración Propia

Los peldaños tienen una distancia paralela de 15 cm respecto a la garganta, el volumen de los peldaños equivale al de una losa completa con la mitad de altura de los peldaños.

$$Peldaños = 0.075m * 2400 \frac{kg}{m^3} = 180 \frac{kg}{m^2}$$

La masa de los acabados es 100 kg/m<sup>2</sup>, por lo tanto, la carga muerta es:

$$CM = \left( 180 \frac{kg}{m^2} + 100 \frac{kg}{m^2} \right) * 1 m = 280 \frac{kg}{m}$$



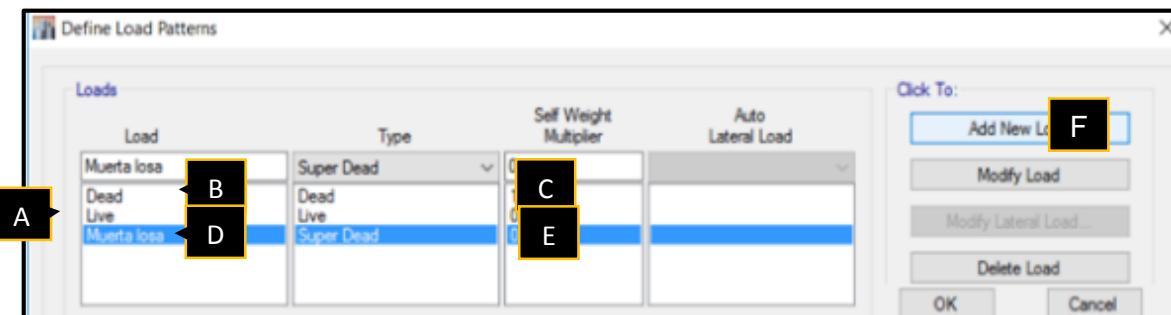
**Figura 100.** Carga muerta en escalera (kg/m), Etabs.

Fuente: Elaboración Propia

### 3.6.3. Creación y asignación de cargas ETABS Y ROBOB S.A.P.

#### 3.6.3.1. ETABS

Para eso crear un patrón de carga para la carga muerta que se adicionara a la losa, la cual tendrá por nombre “Muerta losa” (D), el tipo de carga que le pondremos será “Super Dead” (E) y le damos adicionar (F).

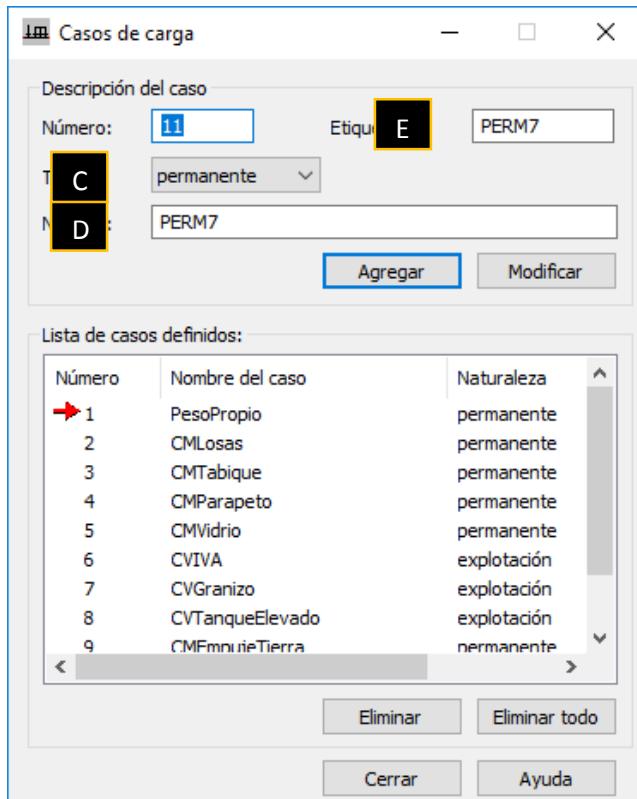


**Figura 101.** “Define Load Patterns”, Etabs.

Fuente: Elaboración Propia

#### 3.6.3.2. ROBOT S.A.P.

Existen dos formas para definir cargas en el menú “Cargas” (A) y escogemos casos de cargas permanentes (muertas) y explotación (vivas), otra manera, hacer clic en el ícono “Cargas” (B), escogemos el “Tipo” de carga (C), damos nombre (D), y en “Etiqueta” se repite el nombre (E) y agregamos.



**Figura 102.** Casos de cargas (Robot S.A.P)  
Fuente: Elaboración Propia

### 3.7. Diseño sismorresistente

#### 3.7.3. Análisis preliminar

##### 3.7.3.1. Factor de zona (Z)

El factor zona se utiliza de acuerdo al lugar donde se encuentra ubicada la edificación, que es disetito de Jjuliaca departamento de Puno.

La zona en la que está ubicado el proyecto: **Zona “3”**

Factor de zona del proyecto: **“Z” = 0.35**

##### 3.7.3.2. Parámetros de sitio (S, T<sub>p</sub>, T<sub>L</sub>)

Este proyecto está ubicado en una zona “Z3”, con un perfil de suelo S0 de Rocas dura y un factor de suelo: **“S” =0,80**.

##### ✓ Periodos "T<sub>p</sub>" y "T<sub>L</sub>"

Periodos definidos de acuerdo al perfil del suelo S0= Rocas dura, por lo tanto, se tendrá: **“T<sub>p”</sub>** = 0.30 s y “T<sub>L</sub>” = 3 s

### **3.7.3.3. Período fundamental de vibración**

La estructura modelada anteriormente posee muros de corte y columnas en la dirección "X", ambos aportan una rigidez considerable por tanto se tomó  $CT=45$ , que es el más crítico y es utilizado para los Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras, éstas son estructuras con una rigidez intermedia si comparamos con otros sistemas estructurales. La altura total de la edificación es 17.85 metros.

$$CT = 45$$

$$Tx = \frac{h_n}{C_T} = \frac{17.85 \text{ m}}{45} = 0.40 \text{ s}$$

En la dirección Y los elementos que absorben mayor porcentaje de cortante en la base son los muros estructurales, por lo tanto,  $CT=60$ .

$$CT = 60$$

$$Ty = \frac{h_n}{C_T} = \frac{17.85 \text{ m}}{60} = 0.30 \text{ s}$$

El periodo es un indicador de la rigidez de la edificación, mientras menor sea su valor mayor es la rigidez que posee, según el uso de las fórmulas proporcionadas por el R.N.E. 0.30 nuestra estructura es más rígida en la dirección Y.

✓ **Etabs**

Extrayendo los períodos del software Etabs tenemos un periodo de 0.68 segundos, utilizaremos el más crítico.

$$T_{EX} = T_{EY} = 0.564 \text{ s}$$

✓ **ROBOT S.A.P.**

Extrayendo los períodos del software ROBOT S.A.P. tenemos un periodo de 0.56 segundos. 0.564

$$T_{RX} = T_{RY} = 0.56637 \text{ s}$$

### **3.7.3.4. Factor de amplificación sísmica (C)**

Debido a que estamos utilizando un mismo periodo para la dirección X y Y, el valor de C será el mismo para ambas direcciones.

$$T_E = 0.564 \text{ s} \wedge T_R = 0.56637 \text{ s}$$

$$T_p = 0.3 \text{ s}$$

$$T_l = 3 \text{ s}$$

En ambos casos se cumple que  $T_p < T < T_l$ , por lo tanto, el valor de C será:

✓ **ETABS**

$$C = 2.5 * \frac{T_p}{T} = 2.5 * \frac{0.3}{0.564} = 1.33$$

$$C_E = 1.33$$

✓ **ROBOT SAP**

$$C = 2.5 * \frac{T_p}{T} = 2.5 * \frac{0.3}{0.56637} = 1.324$$

$$C_R = 1.324$$

### 3.7.3.5. Categoría de la edificación y factor de uso (u)

La estructura clasificada de acuerdo a su categoría es una Edificación Esencial A2, de acuerdo al reglamento E-030 son todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades, tienen un factor de uso:

$$U = 1.5$$

### 3.7.3.6. Sistemas estructurales permitidos

Según el R.N.E. 0.30 el sistema estructural que se utilice depende de la categoría de una edificación y la zona donde se ubique.

**Zona:** Z = 3

**Categoría:** "A2" Edificaciones Esenciales.

La norma E. 0.30 menciona que por las características que tiene nuestra edificación podemos utilizar alguno de los siguientes sistemas estructurales: Sistema Dual o Muros de concreto Armado. No podríamos utilizar el sistema de pórticos de concreto, ya que no se encuentra entre los sistemas permitidos para nuestro caso, esto por la poca rigidez que tiene, ya que sería riesgoso debido al uso que tendrá y a la zona sísmica en la que se encuentra.

En realidad, aún no se puede saber si tenemos un sistema Dual o un sistema de muros estructurales, para eso debemos hacer un análisis estructural y determinar el porcentaje de la fuerza cortante en la base que absorben los muros estructurales. Debida a la considerable cantidad de muros y columnas que tenemos supondremos un sistema dual en X y un sistema de muros estructurales en Y.

**Sistema estructural en X:** Estructuras de concreto: Sistema Dual.

**Sistema estructural en Y:** Estructuras de concreto: Sistema de Muros estructurales.

### **3.7.3.7. Regularidad estructural**

#### **✓ Restricciones de irregularidad**

Según la R.N.E. 0.30 de acuerdo a la categoría de una edificación y la zona donde se ubique, ésta deberá proyectarse respetando las restricciones de irregularidad.

**Zona:**  $Z = 3$

**Categoría:** “A2” Edificaciones Esenciales.

**Restricciones de irregularidad:** No se permiten irregularidades.

El R.N.E.0.30 prohíbe irregularidades para la estructura que estamos desarrollando, debido al uso y la zona donde se encuentra. Debemos comprobar que nuestra edificación no tiene ninguna de las irregularidades. Hay irregularidades que no se pueden comprobar hasta después del análisis, por lo tanto, después del análisis comprobaremos que no se tiene ninguna irregularidad. Debido a nuestra restricción asumiremos el valor de 1 para los factores de irregularidad en planta y en altura.

**Factores de irregularidad:**  $I_p = 1$  y  $I_a = 1$

### **3.7.3.8. Coeficiente de reducción**

#### **✓ Coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas ( $R_0$ )**

Nuestra edificación tiene diferentes sistemas estructurales en cada dirección, los cuales se verificarán más adelante.

**Sistema estructural en X:** Estructuras de concreto: Sistema Dual.

**Sistema estructural en Y:** Estructuras de concreto: Sistema de muros estructurales.

**Coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas:**

$$Rx_0 = 7 \text{ y } Ry_0 = 6$$

#### **✓ Cálculo del coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas (R)**

$$Rx = R_0 * I_a * I_p = 7 * 1 * 1 = 7$$

$$Ry = R_0 * I_a * I_p = 6 * 1 * 1 = 6$$

### **3.7.4. Análisis estático o de fuerzas equivalentes**

#### **3.7.4.1. Coeficiente basal**

Tanto el software ETABS como ROBOT S.A.P, para calcular el cortante estático piden el valor de un coeficiente, el cual denominaremos coeficiente basal. El coeficiente basal ( $C_b$ ) es semejante a la cortante basal solo que sin multiplicar por la masa, los softwares utilizados necesitan este factor para determinar la fuerza cortante en la base y realizar el análisis estático, este factor no incluye la masa ya que los programas lo hacen automáticamente debido a que se meten la masa de la edificación.

$$C_b = \frac{Z * U * C * S}{R}$$

✓ **ETABS**

$$C_{b_{Ex}} = \frac{0.35 * 1.5 * 1.33 * 0.8}{7} = 0.0798$$

$$C_{b_{Ey}} = \frac{0.35 * 1.5 * 1.33 * 0.8}{6} = 0.0931$$

✓ **ROBOT S.A.P.**

$$C_{b_{Rx}} = \frac{0.35 * 1.5 * 1.324 * 0.8}{7} = 0.0795$$

$$C_{b_{Ry}} = \frac{0.35 * 1.5 * 1.324 * 0.8}{6} = 0.0927$$

#### **3.7.4.2. Distribución de la fuerza sísmica en altura**

El valor de nuestro periodo es mayor a 0.5 segundos, por lo tanto, el valor de k será:

✓ **ETABS:**

$$k = (0,75 + 0,5 * T) = (0,75 + 0,5 * 0.564) = 1.032 \leq 2,0.$$

$$K_E = 1.032$$

✓ **ROBOT S.A.P.:**

$$k = (0,75 + 0,5 * T) = (0,75 + 0,5 * 0.566) = 1.033 \leq 2,0.$$

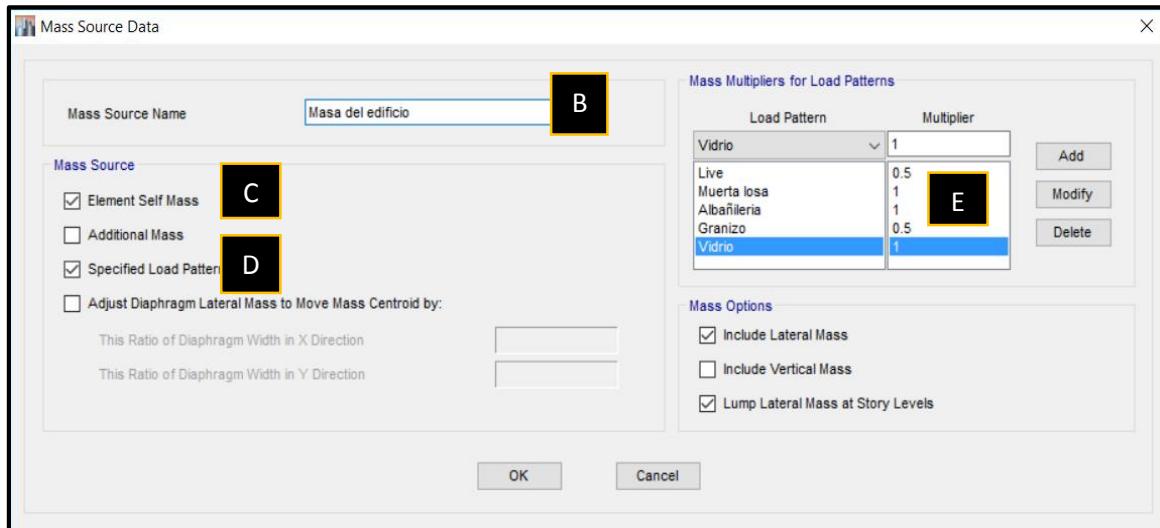
$$K_R = 1.033$$

#### **3.7.4.3. ETABS**

##### **A. Masa de la edificación**

El nombre que tendrá será “Masa del edificio” (B), le ordenaremos que considere la masa de los elementos (C) y especificaremos los patrones de carga (D). Al lado derecho de la

ventana indicaremos que cargas se van a considerar y también en que porcentaje (E). El factor de multiplicación para cargas vivas será de 0.5 (50 %) y para cargas muertas será 1 (100%).



**Figura 103.** Definición de masa del edificio, Etabs.  
Fuente: Elaboración Propia

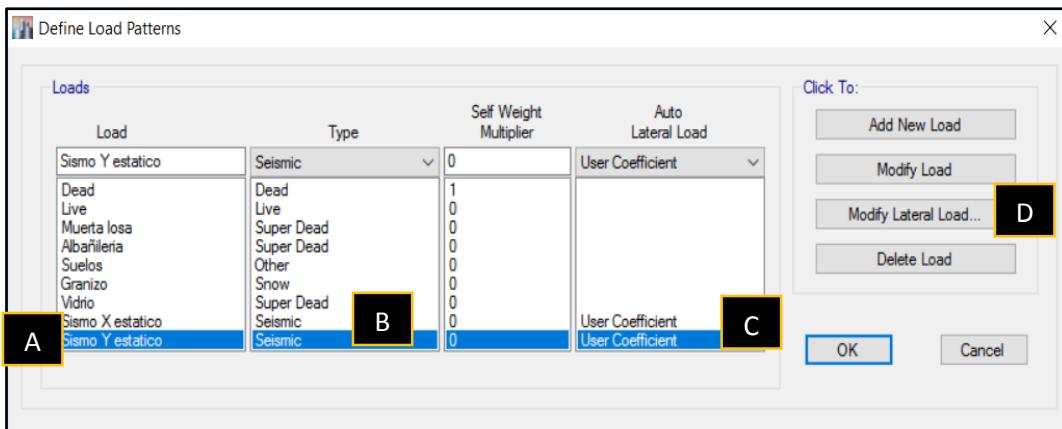
Story	UX kg	UY kg	UZ kg
Story5	189364.47	189364.47	0
Story4	153102.2	153102.2	0
Story3	153102.2	153102.2	0
Story2	155175.8	155175.8	0
Story1	206667.49	206667.49	0
Base	80450.09	80450.09	0

**Figura 104.** "Mass Summary by Story", Etabs.  
Fuente: Elaboración Propia

### B. Fuerza cortante en la base (V)

La cortante en la base cambiara en cada dirección, ya que los sistemas estructurales en "X" y "Y" varían, provocando que el factor de amplificación sísmica (C) y el coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas (R) sea distinto en ambas direcciones.

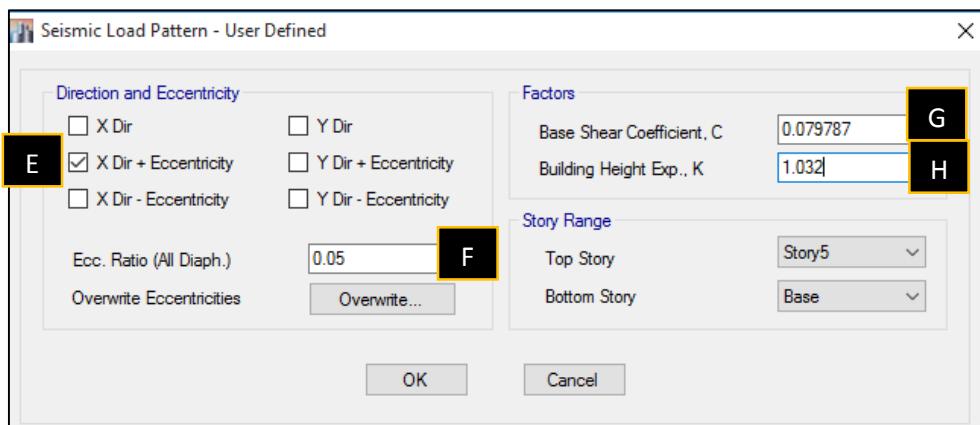
Crearemos 2 patrones de carga: "Sismo X estatico" y "Sismo Y estatico" (A). El tipo de carga es "Seismic" (B) y debido a que Etabs no trabaja con nuestro reglamento escogeremos "User coefficient" en calculo automático de carga lateral (C). Modificaremos las cargas laterales (D).



**Figura 105.** “Cargas sísmicas”, Etabs.

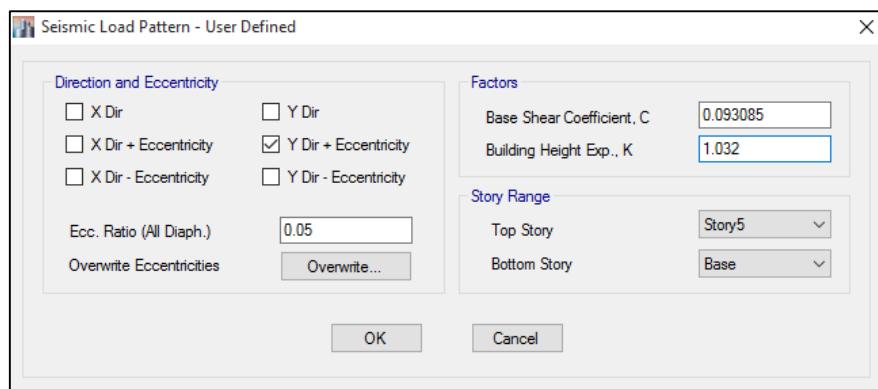
Fuente: Elaboración Propia

En dirección y excentricidad, seleccionaremos “X Dir + Eccentricity” (E), el porcentaje de excentricidad es 5% (F), en factores ingresaremos el valor del coeficiente basal 0.079787 (G) y el valor K de 1,032 (H).



**Figura 106.** “Sismo X estático”, Etabs.

Fuente: Elaboración Propia



**Figura 107.** “Sismo Y estático”, Etabs.

Fuente: Elaboración Propia

Load Pattern	Type	Direction	Eccentricity %	Ecc. Overidden	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used kgf	Base Shear kgf
Sismo X estatico	Seismic	X + Ecc. Y	5	<input type="checkbox"/>	Story5	Base	0.07	1.09	1118205.768	78274.404
Sismo Y estatico	Seismic	Y + Ecc. X	5	<input type="checkbox"/>	Story5	Base	0.08	1.09	1118205.768	89456.461

**Figura 108.** “Auto Seismic - User coefficients”, Etabs.

Fuente: Elaboración Propia

La fuerza cortante en la base que calculo Etabs X es de 78.274 toneladas y en Y 89.456 toneladas, para saber la distribución de fuerzas en altura iremos a “Story Response”.

### C. Distribución de la fuerza cortante en altura

En tipo escogeremos carga lateral automática por piso “Auto lateral loads to stories” (I), en patrón de carga seleccionaremos “Sismo X estatico” (J) y nos dara un reporte de las cargas estáticas en altura por piso dándole clic en tabla (K).



**Figura 109.** “Story Response”, Etabs.

Fuente: Elaboración Propia

Story	Elevation m	Location	X-Dir kgf	Y-Dir kgf
Story5	17.85	Top	23839.0133	0
Story4	14.65	Top	15818.6936	0
Story3	11.45	Top	12363.4158	0
Story2	8.25	Top	9028.7889	0
Story1	5.05	Top	7360.6319	0
Base	0	Top	0	0

**Figura 110.** Distribución de cortante X en la base en altura, Etabs.

Fuente: Elaboración Propia

Story	Elevation m	Location	X-Dir kgf	Y-Dir kgf
Story5	17.85	Top	0	27812.1821
Story4	14.65	Top	0	18455.1424
Story3	11.45	Top	0	14423.985
Story2	8.25	Top	0	10533.587
Story1	5.05	Top	0	8587.4039
Base	0	Top	0	0

**Figura 111.** Distribución de cortante Y en la base en altura, Etabs.

Fuente: Elaboración Propia

### 3.7.4.4. ROBOT S.A.P.

#### A. Fuerza cortante en la base

Coeficiente basal en "X"  $V_{bx}=0.08$

Coeficiente basal en "Y"  $V_{by}=0.09$

#### B. Masa de la edificación

El peso (P), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera:

La siguiente edificación es de categoría A2, se tomará los siguientes porcentajes de la cortante basal: el 100% para carga peso propio del edificio y cargas muertas, el 50% de la carga viva excepto para tanque elevado que se tomara el 100%, y para azotea se tomará el 25% de la carga viva. Estos porcentajes son multiplicados por el coeficiente basal.

##### ✓ Carga muerta

$$CM_{xx}=0.0795P$$

$$CM_{yy}=0.0927P$$

##### ✓ Carga viva

$$CV_{xx} = 0.0795 \cdot 0.50 = 0.0397P$$

$$CV_{yy} = 0.0927 \cdot 0.50 = 0.0463P$$

##### ✓ Carga viva de tanque elevado

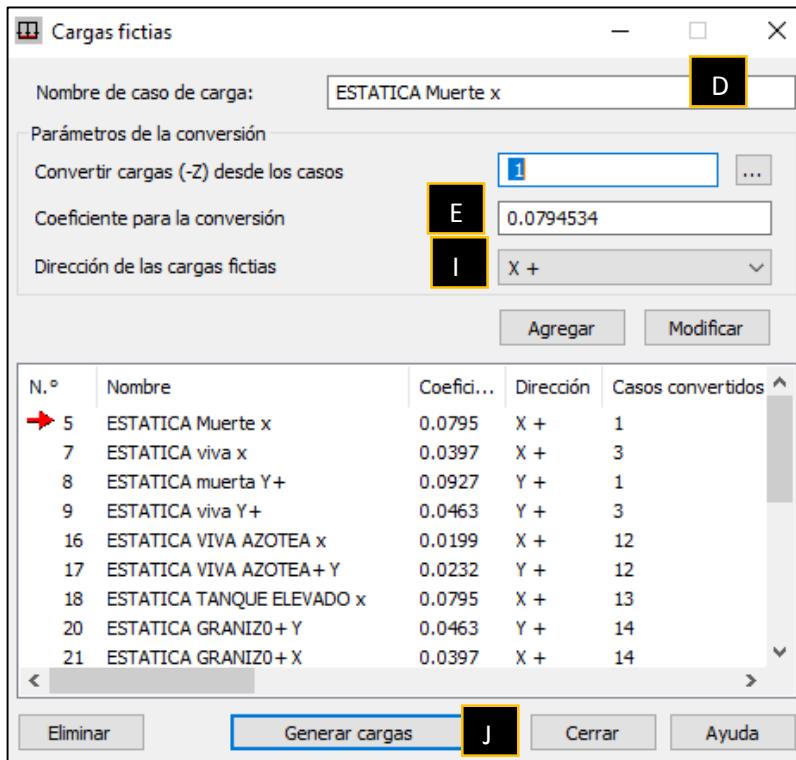
$$CV_{xx} = 0.0795P$$

$$CV_{yy} = 0.0927P$$

✓ Carga viva en azotea

$$CV_{xx} = 0.0795 \cdot 0.25 = 0.0199 \text{ P}$$

$$CV_{yy} = 0.0927 \cdot 0.25 = 0.0232 \text{ P}$$



**Figura 112.** Cargas ficticias en “X” y “Y” (Robot S.A.P)  
Fuente: Elaboración Propia

### 3.7.5. Verificación de sistema estructural por cortante en la base

Ahora verificaremos el sistema estructural con los porcentajes de cortante en la base que absorben los muros.

#### 3.7.5.1. ETABS

Revisaremos primero en X, los filtros que utilizaremos serán: en pisos “Story 1”, caso de carga “Sismo X estático”, y en ubicación “Bottom”.

Story	Pier	Load Case/Combo	Location	P kgf	V2 kgf	V3 kgf	T tonf-m	M2 tonf-m	M3 tonf-m
Story1	X1	Sismo X estatico	Bottom	-408.8352	-11401.0355	-285.8026	-87.5973	-188.6298	-2.1494
Story1	X2	Sismo X estatico	Bottom	21559.5365	54849.9987	232.497	-0.1207	0.0691	239.642
Story1	Y1	Sismo X estatico	Bottom	43968.53	-52406.5559	166.4317	-0.1732	-0.3995	-61.2155
Story1	Y2	Sismo X estatico	Bottom	-15865.6147	57188.8212	1177.6196	-0.1875	-0.8832	237.8753

**Figura 113.** “Pier Forces” en X, Etabs.  
Fuente: Elaboración Propia

La sumatoria de la fuerza cortante absorbida por los muros es de 48.23 toneladas, que viene a ser el 70.50% de la cortante en la base, así que es un sistema dual Tipo I, más se consideró un sistema dual Tipo II en la dirección X para ambos softwares a modo de demostración.

	Story	Pier	Load Case/Combo	Location	P kgf	V2 kgf	V3 kgf	T tonf-m	M2 tonf-m	M3 tonf-m
▶	Story1	X1	Sismo Y estatico	Bottom	3627.289	752.1588	-866.7992	13.8226	202.0459	-15.159
	Story1	X2	Sismo Y estatico	Bottom	-26201.8766	-23346.8126	-1058.0544	-0.4148	-1.2961	-109.1781
	Story1	Y1	Sismo Y estatico	Bottom	-6767.787	55971.0664	55.1676	0.3952	0.3285	237.0161
	Story1	Y2	Sismo Y estatico	Bottom	10257.2634	37029.4569	-1903.6579	0.2894	-1.6111	217.2729

**Figura 114.** "Pier Forces" en Y, Etabs.

Fuente: Elaboración Propia

La sumatoria de fuerza cortante en el eje local 2 (V2) causado por la carga "Sismo Y estático" es de 70.405 toneladas, que viene a ser el 88.214 % de la cortante en la base, así que es un sistema de muros estructurales.

### 3.7.5.2. ROBOT S.A.P.

Robot nos da las fuerzas cortantes del sismo estático por pisos, también nos da la fuerza cortante que absorben los elementos estructurales en cada dirección

Caso/Planta	G (x,y,z) (m)	FX (tf)	FY (tf)	MZ (tfm)	FX para los pilares (tf)	FX para los muros (tf)	FY para los pilares (tf)	FY para los muros (tf)
10 (C)/	6.239400 10.58	74.520826	-0.000000	23.668091	23.752639	50.768186	3.312914	-3.312914
10 (C)/	5.804480 10.37	52.047111	-0.000000	12.611844	31.909524	20.137587	0.108099	-0.108099
10 (C)/	5.602210 10.26	39.717305	-0.000000	7.548091	24.573545	15.143761	-0.064368	0.064368
10 (C)/	5.602210 10.26	27.552254	-0.000000	7.556586	20.474299	7.077956	-0.075723	0.075723
10 (C)/	6.078800 9.775	15.387203	-0.000000	0.078572	18.505156	-3.117952	-0.079653	0.079653

**Figura 115.** Fuerza cortante estática en X

Fuente: Elaboración Propia

La fuerza cortante que absorben los muros en X es 50.768 toneladas, que viene a ser el 68.13 % de la cortante en la base, así que también es un sistema dual Tipo II.

G (x,y,z) (m)	FX (tf)	FY (tf)	MZ (tfm)	FX para los pilares (tf)	FX para los muros (tf)	FY para los pilares (tf)	FY para los muros (tf)
6.239400 10.58	-0.000000	86.940962	-27.605677	0.772682	-0.772682	17.286995	69.653967
5.804480 10.37	-0.000000	60.721629	-1.896720	7.579743	-7.579743	61.481285	-0.759656
5.602210 10.26	-0.000000	46.336857	8.977746	3.495762	-3.495762	47.971741	-1.634885
5.602210 10.26	-0.000000	32.144298	8.989130	2.146052	-2.146052	33.963785	-1.819487
6.078800 9.775	-0.000000	17.951739	0.444911	0.202929	-0.202929	19.669088	-1.717348

**Figura 116.** Fuerza cortante estática en Y

Fuente: Elaboración Propia

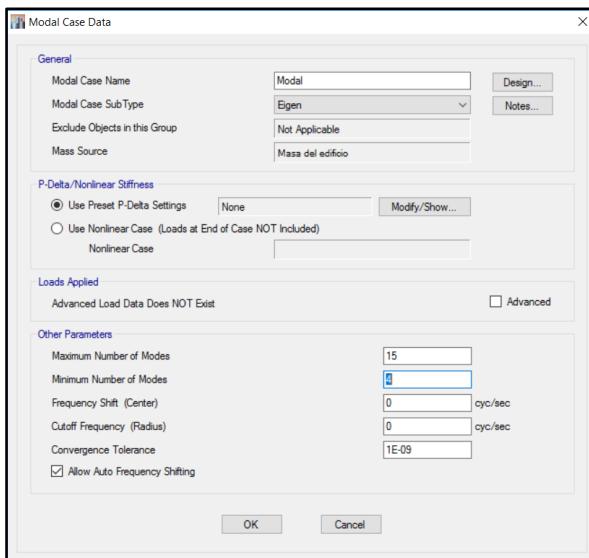
La fuerza cortante que absorben los muros en Y es 69.654 toneladas, que viene a ser el 80.12% de la cortante en la base, así que es un sistema dual Tipo II.

### 3.7.6. Análisis dinámico modal espectral

#### 3.7.6.1. ETABS

##### A. Modos de vibración

El caso modal lo modificaremos de la siguiente manera:

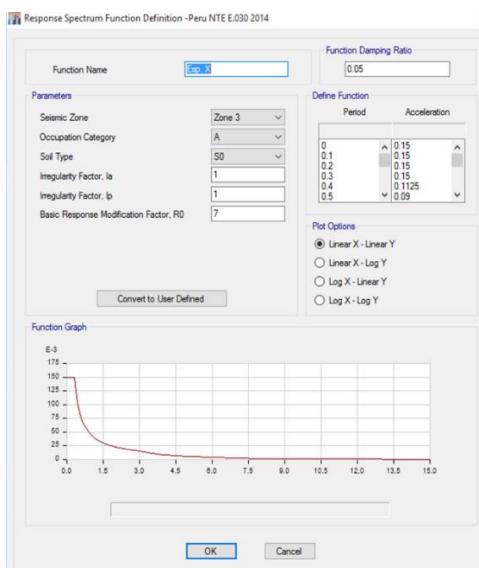


**Figura 117.** Caso modal, Etabs.

Fuente: Elaboración Propia

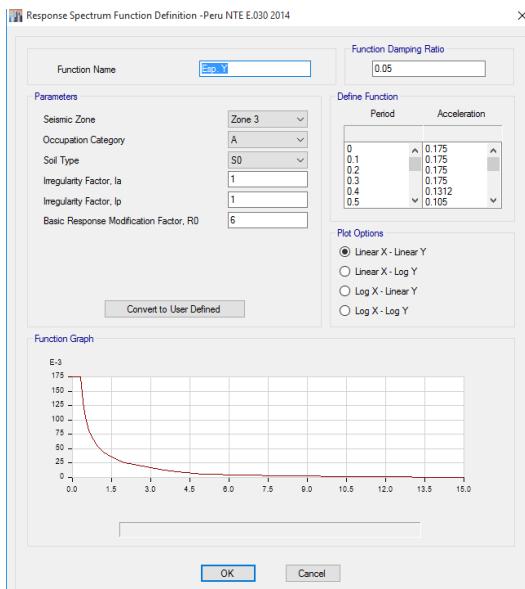
##### B. Aceleración espectral

Modificamos las propiedades de la función de acuerdo a las características de nuestro edificio.



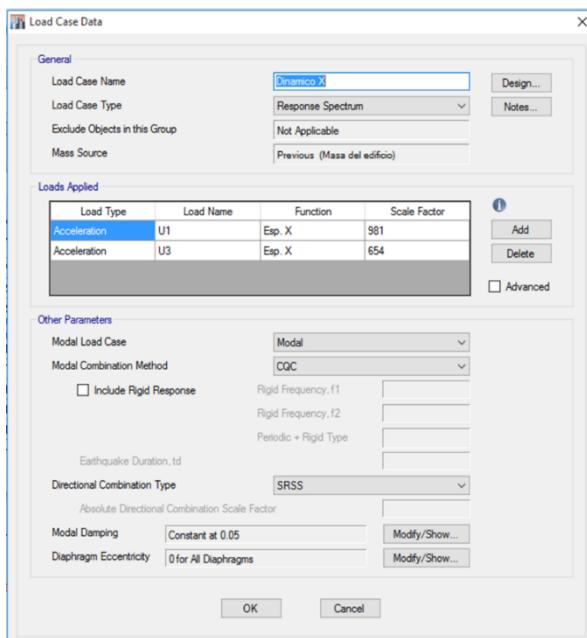
**Figura 118.** Definición de la función del espectro en "X", Etabs.

Fuente: Elaboración Propia

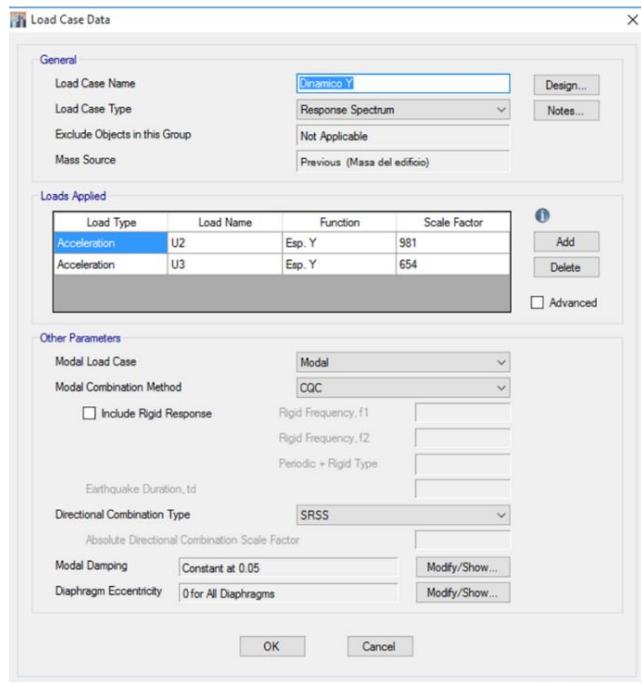


**Figura 119.** Definición de la función del espectro en “Y”, Etabs.  
Fuente: Elaboración Propia

El caso de carga creado, tiene las siguientes características:



**Figura 120.** “Sismo dinámico X”, Etabs.  
Fuente: Elaboración Propia



**Figura 121.** “Sismo dinámico Y”, Etabs.

Fuente: Elaboración Propia

### C. Verificación de modos

Para ver la masa de participación que tenemos debido a los modos, abriremos la tabla “Modal Load Participating Mass Ratios”.

Case	Item Type	Item	Static %	Dynamic %
Modal	Acceleration	UX	100	98.67
Modal	Acceleration	UY	100	97.49
Modal	Acceleration	UZ	0	0

**Figura 122.** “Modal Load Participating Mass Ratios”, Etabs.

Fuente: Elaboración Propia

Como podemos ver el análisis estático utiliza el 100% de la masa y el análisis dinámico utiliza más del 90 %.

### D. Fuerza cortante mínima en la base

Según el R.N.E. 0.30 para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no podrá ser menor que el 80 % del valor de la fuerza cortante para el análisis estático, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares. Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

Story	Load Case/Combo	Location	P kgf	VX kgf	VY kgf	T tonf·m	MX tonf·m	MY tonf·m
Story1	Sismo X estatico	Bottom	-2.965E-05	-68410.5435	-0.0013	756.3856	2.245E-05	-910.4901
Story1	Sismo Y estatico	Bottom	-6.768E-06	-0.0002	-79812.2935	-516.5273	1062.2383	-3.8E-06
Story1	Dinamico X Max	Bottom	1.871E-05	35015.8941	21150.3912	332.8791	304.9132	450.3748
Story1	Dinamico Y Max	Bottom	1.177E-05	21150.3929	30410.6213	305.1168	388.0569	299.4659

**Figura 123.** “Story Forces”, Etabs.

Fuente: Elaboración Propia

Como tenemos una estructura regular la fuerza cortante dinámica debe ser por lo menos el 80% de la fuerza cortante estática. Verificaremos ese porcentaje de la siguiente manera.

$$\%V.\text{estatico}_x = \frac{V.\text{dinámico}X}{V.\text{estático}X} \times 100 = \frac{35,015.89}{68,410.54} \times 100 = 51.18\%$$

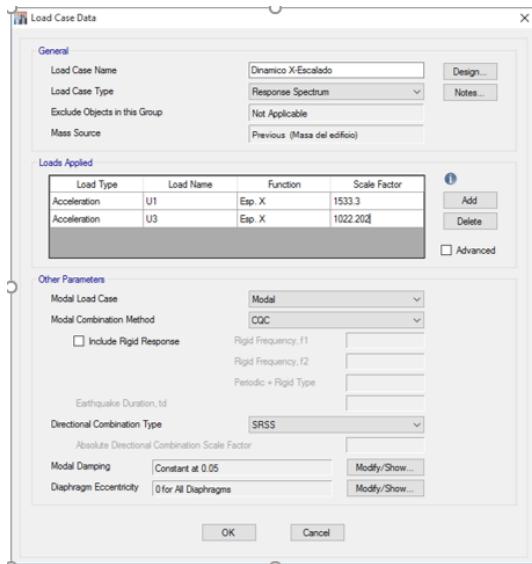
$$\%V.\text{estatico}_y = \frac{V.\text{dinámico}Y}{V.\text{estático}Y} \times 100 = \frac{36,707.071}{30,410.62} \times 100 = 38.10\%$$

La fuerza cortante dinámica es inferior al 80% del cortante estático tanto en “X” y “Y”, por lo tanto, escalaremos las fuerzas dinámicas multiplicándolas por un factor, de tal manera que lleguen al 80% de la fuerza estática.

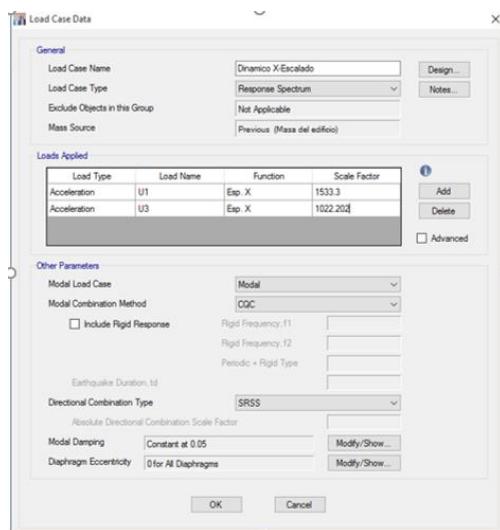
$$\text{Factor}_{\text{amplificación } X} = 0.80 \times \frac{V.\text{estático}X}{V.\text{dinámico}X} = 0.80 \times \frac{35,015.89}{68,410.54} = 1.56$$

$$\text{Factor}_{\text{amplificación } Y} = 0.80 \times \frac{V.\text{estático}Y}{V.\text{dinámico}Y} = 0.80 \times \frac{36,707.071}{30,410.62} = 2.10$$

Ahora aplicaremos los factores de escala (A) en los casos de carga de “Sismo Dinámico X” y “Sismo Dinámico Y”, para esto crearemos dos nuevos casos de carga: “Sismo Dinámico X-Escalado” y “Sismo Dinámico Y-Escalado”



**Figura 124.** Escalamiento del cortante dinámico en X, Etabs.  
Fuente: Elaboración Propia



**Figura 125.** Escalamiento del cortante dinámico en Y, Etabs.  
Fuente: Elaboración Propia

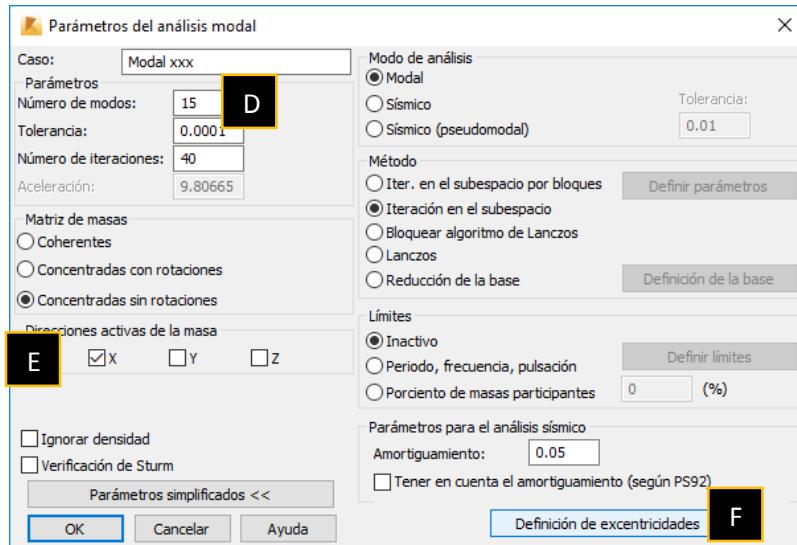
El diseño de los elementos estructurales se hará con las fuerzas escaladas del cortante dinámico.

### 3.7.6.2. ROBOT S.A.P.

#### A. Modos de vibración

Los parámetros según la E-030 sobre el número de modos es de 3 por nivel, donde se tiene una edificación de 5 niveles y se usarán 15 modos de vibración (D), en la dirección de activación de masas solo activar "X" (E), en parámetros simplificados aplicamos la definición

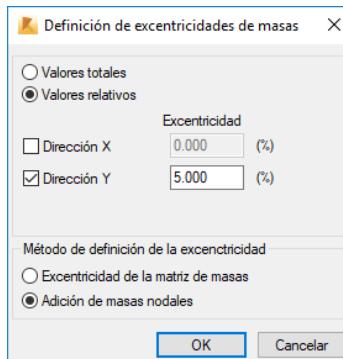
de excentricidades (F), y luego por separado se hará para la dirección “Y” haciendo el mismo procedimiento.



**Figura 126.** Parámetros del análisis modal en “X”

Fuente: Elaboración Propia

Según la E-030 se considera una excentricidad de masas 5% en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.



**Figura 127.** Definición de excentricidades de masas

Fuente: Elaboración Propia

## B. Configuración del análisis espectral de acuerdo a la dirección “X” y “Y”

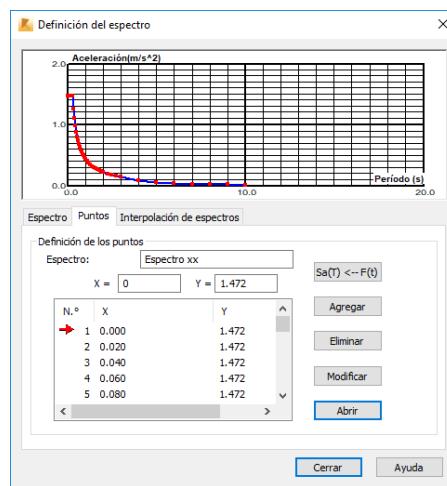
De acuerdo a los parámetros de la E-0.30 el cálculo del espectro se llevó en Excel tanto para la dirección “X” que es un sistema estructural Dual de tipo 2 con un factor  $R=7$ , y en la dirección “Y” un sistema estructural con un factor  $R=6$  para lo cual se guardó en un bloc de notas.

**Tabla 24***Espectro de seudo-aceleraciones*

Nº	Periodo (S)	Sa x-x	Sa y-y
1	0.00	1.472	1.717
2	0.02	1.472	1.717
3	0.04	1.472	1.717
4	0.06	1.472	1.717
5	0.08	1.472	1.717
6	0.10	1.472	1.717
7	0.12	1.472	1.717
8	0.14	1.472	1.717
9	0.16	1.472	1.717
10	0.18	1.472	1.717
11	0.20	1.472	1.717
12	0.25	1.472	1.717
13	0.30	1.472	1.717
14	0.35	1.261	1.472
15	0.40	1.104	1.288
16	0.45	0.981	1.145
17	0.50	0.883	1.030
18	0.55	0.803	0.936
19	0.60	0.736	0.858
20	0.65	0.679	0.792
21	0.70	0.631	0.736
21	10.00	0.013	0.015

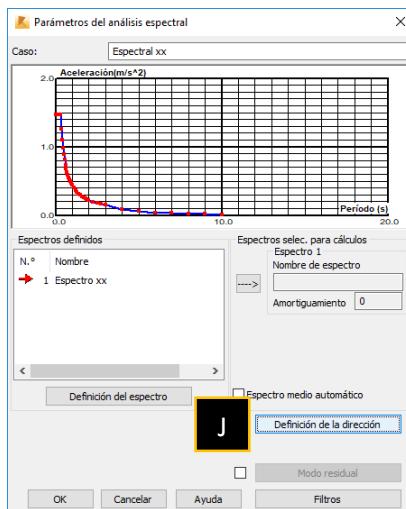
Fuente: Elaboración propia

Modo de visualización del espectro en la dirección “X”

**Figura 128.** Espectro definido en la dirección “X” (Robot S.A.P)

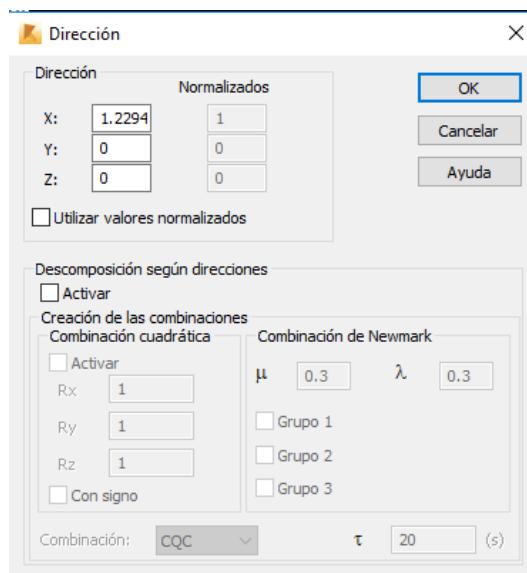
Fuente: Elaboración Propia

Antes de colocar el espectro al cálculo tendremos que definir la dirección la dirección del espectro (J)

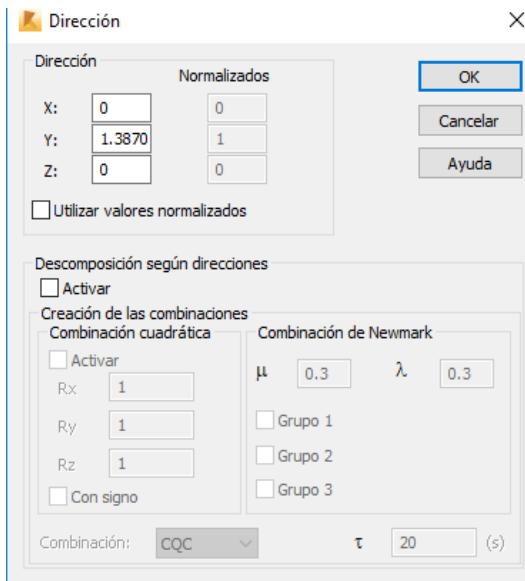


**Figura 129.** Definición de espectro en la dirección “X” (Robot S.A.P)  
Fuente: Elaboración Propia

En la dirección “Y” y “Z” le agregamos un factor de cero “0” y en “X” se le dará un factor 1.053 (K), según el análisis dinámico debe llegar a un 80% de acuerdo a análisis estático según a la E-030, para lo cual trabajaremos con el factor ya mencionado y luego se determinará el mismo procedimiento para la dirección “Y”.



**Figura 130.** Factor según dirección “X” (Robot S.A.P)  
Fuente: Elaboración Propia



**Figura 131.** Factor según dirección “Y” (Robot S.A.P)  
Fuente: Elaboración Propia

### C. Conversión de cargas a masas

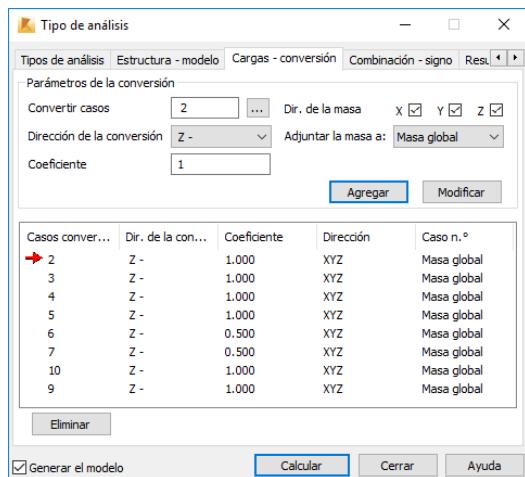
En el análisis dinámico no trabaja con pesos, trabaja con masas, cuando se modela el edificio automáticamente el programa determina el peso propio a su vez determina su masa, pero se colocó cargas vivas y muertas donde estas no se determinan como masas, para determinar estas cargas como masas ir a Cargas-conversión (A), y dar click en convertir casos (B).

#### ✓ Cargas muertas

Ahora seleccionar todo lo que va con cargas muertas (CM) edificio (C), esta carga tiene un coeficiente de participación de un 100% (D), menos el peso propio (PP) y agregamos.

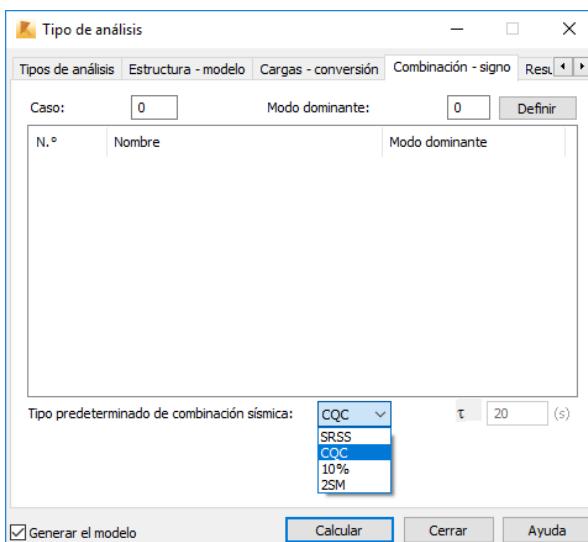
#### ✓ Cargas vivas

Se hace el mismo procedimiento anterior solo que en este caso tendrá un coeficiente de participación de 50% lo que se refiere a cargas vivas (CV) lo que se refiere a Cargas vivas en losas y carga de granizo (D), en azoteas un coeficiente de participación del 25% y para el tanque elevado el 100% del coeficiente de participación.



**Figura 132.** Cargas convertidas a masas según el coeficiente de participación (Robot S.A.P.)  
Fuente: Elaboración Propia

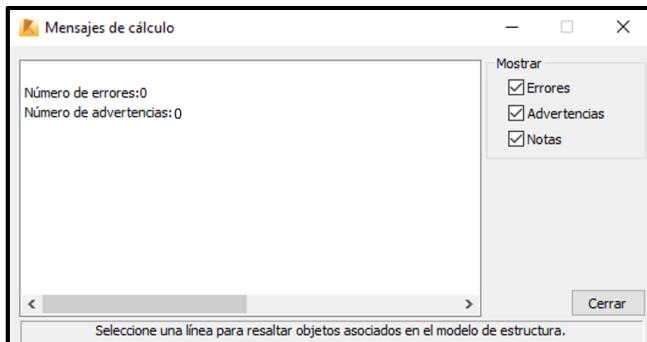
#### D. Combinación cuadrática completa (CQC)



**Figura 133.** Tipo predeterminado de combinación sísmica  
Fuente: Elaboración Propia

#### E. Cálculo de la estructura

En la verificación de mensaje de cálculo, se debe verificar que no genere errores, si se generan advertencias se puede pasar por alto, pero es mejor que no suceda ninguno de los dos, en caso llegara a suceder que existan errores es mejor verificar la estructura y solucionar para no tener problemas más adelante.



**Figura 134.** Mensaje de cálculo (Robot S.A.P)

Fuente: Elaboración Propia

Revisaremos las fuerzas cortantes producidas por el análisis dinámico:

Caso/Planta	FX (tf)	G (x,y,z) (m)	FY (tf)	MZ (tfm)	FX para los pilares (tf)	FX para los muros (tf)	FY para los pilares (tf)	FY para los muros (tf)
39/ 1	59.616661	6.239400 10.58	38.729094	86.732972	18.318412	41.298249	8.594349	30.134746
39/ 2	52.757665	5.804480 10.37	37.911836	83.534114	33.631242	19.126422	37.524373	0.387463
39/ 3	45.911167	5.602210 10.26	34.231285	75.419639	28.522062	17.389105	34.423183	-0.191898
39/ 4	37.626326	5.602210 10.26	27.948827	65.021710	26.223500	11.402825	28.267904	-0.319077
39/ 5	27.432295	6.078800 9.775	19.212168	43.669517	25.041706	2.390590	19.465463	-0.253295

**Figura 135.** Cortante dinámico por pisos en X

Fuente: Elaboración Propia

Caso/Planta	G (x,y,z) (m)	FX (tf)	FY (tf)	MZ (tfm)	FX para los pilares (tf)	FX para los muros (tf)	FY para los pilares (tf)	FY para los muros (tf)
42/ 1	6.239400 10.58	50.968754	69.552770	117.085887	13.782294	37.186460	13.459939	56.092831
42/ 2	5.804480 10.37	48.311467	61.221434	107.888375	29.462150	18.849317	60.507384	0.714050
42/ 3	5.602210 10.26	43.711556	53.994922	102.606528	26.456129	17.255427	54.352018	-0.357096
42/ 4	5.602210 10.26	35.813177	44.236080	84.627046	24.232103	11.581074	44.801793	-0.565713
42/ 5	6.078800 9.775	23.693049	31.513117	47.949677	22.479559	1.213490	31.975115	-0.461998

**Figura 136.** Cortante dinámico por pisos en Y

Fuente: Elaboración Propia

### 3.7.7. Requisitos de rigidez, resistencia y ductilidad

#### 3.7.7.1. Control de derivas

##### A. ETABS

Se deben controlar los desplazamientos laterales que podrían darse cuando la estructura trabaje fuera de un rango elástico, ya que durante sismos severos la estructura puede ser sometida al rango inelástico, es por esto que se amplifican los resultados del análisis lineal asegurando la obtención de los desplazamientos de un análisis no lineal.

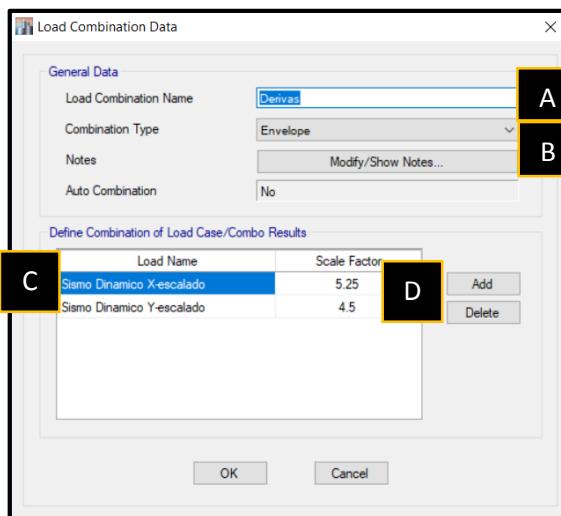
Crearemos una combinación que tendrá por nombre “Derivas” (A), el tipo de combinación será envolvente (B), los casos de carga a usar son los creados para el análisis dinámico (C), las fuerzas del análisis dinámico que se utilizan son las que no fueron escaladas ya que el reglamento menciona que no es necesario considerar esa amplificación para los

desplazamientos, la estructura que tenemos es regular por lo tanto los resultados del análisis deben tener un factor de escala de 0.75 R (D), sabiendo que el valor de R es 7 en X y 6 en Y.

$$F_{e.d.} = 0.75 * R$$

$$F_{e.d.x} = 0.75 * 7 = 5.25$$

$$F_{e.d.y} = 0.75 * 6 = 4.5$$



**Figura 137.** Combinación para derivas, Etabs.  
Fuente: Elaboración Propia

Revisaremos primero en X, los filtros que utilizaremos serán: como queremos los valores máximos de la combinación “Derivas” en combo elegimos “Derivas Max” y en dirección “X”.

Se muestran las derivas máximas por piso en la fila “Drift” (F).

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m
Story5	Derivas-SE Max	X	0.003501	4	9.5307	19.6461	17.85
Story4	Derivas-SE Max	X	0.003992	18	11.0307	19.6461	14.65
Story3	Derivas-SE Max	X	0.003878	18	11.0307	19.6461	11.45
Story2	Derivas-SE Max	X	0.002395	4	9.5307	19.6461	8.25
Story1	Derivas-SE Max	X	0.000453	18	11.0307	19.6461	5.05

**Figura 138.** Derivas “Story Drifts” en X, Etabs.  
Fuente: Elaboración Propia

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m
Story5	Derivas-SE Max	Y	0.00379	17	14.1092	15.7284	17.85
Story4	Derivas-SE Max	Y	0.00493	17	14.1092	15.7284	14.65
Story3	Derivas-SE Max	Y	0.005088	17	14.1092	15.7284	11.45
Story2	Derivas-SE Max	Y	0.002916	17	14.1092	15.7284	8.25
Story1	Derivas-SE Max	Y	0.000177	17	14.1092	15.7284	5.05

**Figura 139.** Derivas “Story Drifts” en Y, Etabs.

Fuente: Elaboración Propia

Como podemos observar tanto en “X” y en “Y”, las derivas máximas son inferiores a 0.007.

## B. ROBOT S.A.P.

**Figura 140.** Derivas en X y Y, ROBOT S.A.P.

Caso/Planta	UX (mm)	UY (mm)	dr UX (mm)	dr UY (mm)	d UX	d UY	Max UX (mm)	Max UY (mm)	Min UX (mm)	Min UY (mm)
44 (C) /	2.073166	0.330694	2.073166	0.330694	0.000411	0.000065	2.222506	0.449926	-0.046095	-0.698255
44 (C) /	10.146841	10.530694	8.073675	10.200000	0.002523	0.003187	10.595847	10.855192	1.939303	0.259278
44 (C) /	22.053976	26.656907	11.907135	16.126213	0.003721	0.005039	23.470914	27.681041	9.795575	10.316529
44 (C) /	34.202702	41.201452	12.148726	14.544545	0.003796	0.004545	37.494773	43.580875	20.945609	25.981068
44 (C) /	44.924907	51.499484	10.722206	10.298032	0.003351	0.003218	50.749862	55.709597	31.627680	39.631249

Fuente: Elaboración Propia

Como podemos observar tanto en “X” y en “Y”, las derivas máximas son inferiores a 0.007.

### 3.7.7.2. Separación entre edificios

La estructura no tiene edificaciones vecinas, pero necesita una junta que separe la edificación en 2 bloques, el bloque 1 con una altura de 16.85 metros y el bloque 2 con 13.80 metros, se calculó en base a la edificación de menor altura, ya que hasta ese punto hay probabilidad de que tengan contacto en caso de un sismo.

$$S = 0.006 * 1,785 \text{ cm} = 10.71 \text{ cm} = 11 \text{ cm}$$

## A. ETABS

Revisaremos los desplazamientos, los filtros que utilizaremos serán: en casos de carga “Derivas Max”.

Se muestran todos los desplazamientos tanto en X (UX) y Y (UY).

**Figura 141.** Desplazamientos máximos, Etabs.

Story	Label	Unique Name	Load Case/Combo	UX mm	UY mm
Story5	17	63	Derivas-SE Max	45.041	54.41
Story5	20	46	Derivas-SE Max	43.448	49.494

Fuente: Elaboración Propia

El desplazamiento máximo en X es 4.67 cm y en Y es 6.21 cm. El lado por el que lideran los bloques está en dirección Y, por lo tanto, calcularemos la junta en X.

$$Sx = \frac{2}{3} * 4.50 \text{ cm} = 3.00 \text{ cm}$$

La junta que separará a los bloques tendrá un espesor de 11 cm

### B. ROBOT S.A.P

De la Figura 385 obtenemos los desplazamientos máximos, en X es 5.7 cm y en Y es 5.6 cm.

$$Sx = \frac{2}{3} * 5.08 \text{ cm} = 3.39 \text{ cm}$$

#### 3.7.8. Centro de masas y centro de rigidez

Es importante que el centro de masa y el de rigidez estén lo más cerca posible, porque las fuerzas sísmicas caen en el centro de masas, pero gira alrededor del centro de rigidez, por lo tanto al no coincidir estos puntos se produce una excentricidad propia causando mayor torsión en la estructura. Se distribuyeron los elementos estructurales tratando de hacer coincidir los centros de masas con los de gravedad en cada nivel.

**Tabla 25**  
*Excentricidad propia ETABS.*

EXCENTRICIDAD PROPIA (m) ETABS						
PISO	ALTURA (m)	CENTRO DE MASA (m)		CENTRO DE RIGIDEZ (m)		EXCENTRICIDAD PROPIA (m)
		X	Y	X	Y	
5	17.85	5.36	10.72	5.35	10.86	0.14
4	14.65	5.53	10.15	5.62	10.50	0.36
3	11.45	5.53	10.15	5.62	10.50	0.36
2	8.25	5.60	10.13	5.71	10.46	0.34
1	5.05	6.01	10.37	6.17	10.65	0.32
BASE	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Fuente: Propia

**Tabla 26**

Excentricidad propia ROBOT S.A.P.

EXCENTRICIDAD PROPIA (m) ROBOT S.A.P.							
PISO	ALTURA (m)	CENTRO DE MASA (m)		CENTRO DE RIGIDEZ (m)		EXCENTRICIDAD PROPIA (m)	
		X	Y	X	Y		
5	17.85	6.08	9.78	5.35	8.66	1.33	
4	14.65	5.60	10.26	5.35	8.66	1.62	
3	11.45	5.60	10.26	5.35	8.66	1.62	
2	8.25	5.80	10.37	7.67	9.17	2.22	
1	5.05	6.24	10.58	4.88	13.11	2.87	
BASE	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

Fuente: Propia

### 3.7.9. Verificación de regularidad

#### 3.7.9.1. ETABS

##### A. Irregularidad en altura

###### ✓ Irregularidad de rigidez – piso blando

La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.

Existe esta irregularidad si:

$$\frac{deriva_{(i)}}{deriva_{(i+1)}} > 1.4 \quad (\text{No se aplica al último piso})$$

$$\frac{deriva_{(i)}}{Prom. \ deriva + 3} > 1.25 \quad (\text{No se aplica a los tres últimos pisos})$$

Donde:

$deriva_{(i)}$  : Deriva de piso a verificar.

$deriva_{(i+1)}$  : Deriva del piso superior al que se verifica.

$Prom. \ deriva + 3$  : Promedio de derivas de los 3 pisos superiores al piso que se verificará.

**Tabla 27**

Verificación de irregularidad de rigidez – Piso blando en X.

Piso	Combinación	Dirección	Deriva	$\frac{deriva_{(i)}}{deriva_{(i+1)}} > 1.4$	$\frac{deriva_{(i)}}{Prom. deriva + 3} > 1.25$
5	Derivas	X	0.0035		
4	Derivas	X	0.0040	1.14	
3	Derivas	X	0.0039	0.97	
2	Derivas	X	0.0024	0.62	0.63
1	Derivas	X	0.0005	0.19	0.13

Fuente: Propia

**Tabla 28**

Verificación de irregularidad de rigidez – piso blando en Y.

Piso	Combinación	Dirección	Deriva	$\frac{deriva_{(i)}}{deriva_{(i+1)}} > 1.4$	$\frac{deriva_{(i)}}{Prom. deriva + 3} > 1.25$
5	Derivas	Y	0.0038		
4	Derivas	Y	0.0047	1.25	
3	Derivas	Y	0.0045	0.95	
2	Derivas	Y	0.0031	0.70	0.73
1	Derivas	Y	0.0011	0.35	0.26

Fuente: Propia

Los valores obtenidos en las columnas son menores a 1.4 y 1.25 respectivamente, por lo tanto, no tenemos esta irregularidad.

#### ✓ Irregularidad de resistencia – piso débil

Según el R.N.E. 0.30 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.

Existe esta irregularidad si:

$$\frac{rigidez_{(i)}}{rigidez_{(i+1)}} < 80 \% \quad (\text{No se aplica al último piso})$$

Donde:

$rigidez_{(i)}$  : Rigidez de piso a verificar.

$rigidez_{(i+1)}$  : Rigidez del piso inmediato superior al piso que se verifica.

**Tabla 29***Verificación de irregularidad de resistencia – piso débil en X.*

Piso	Rigidez (Ton/m)	$\frac{rigidez(i)}{rigidez(i+1)} < 80 \%$
5	11,584.42	
4	17,627.26	152.16
3	24,552.15	139.29
2	45,264.78	184.36
1	172,263.51	380.57

Fuente: Propia

**Tabla 30***Verificación de irregularidad de resistencia – piso débil en Y.*

Piso	Rigidez (Ton/m)	$\frac{rigidez(i)}{rigidez(i+1)} < 80 \%$
5	11,435.53	
4	14,300.59	125.05
3	17,869.35	124.96
2	35,845.18	200.60
1	495,664.06	1382.79

Fuente: Propia

Todos los valores obtenidos son mayores a 80% por lo tanto no tenemos este tipo de irregularidad.

✓ **Irregularidad extrema de rigidez**

Según el R.N.E. 0.30 se considera que existe irregularidad extrema en la rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,6 veces el correspondiente valor del entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,4 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.

Esta irregularidad equivale a una irregularidad de rigidez – piso blando, pero en mayor proporción, por lo tanto, no tenemos esta irregularidad.

✓ **Irregularidad extrema de resistencia**

Según el R.N.E. 0.30 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.

Esta irregularidad equivale a una irregularidad de resistencia – piso débil, pero en mayor proporción, por lo tanto, no tenemos esta irregularidad.

✓ **Irregularidad de masa o peso**

Según el R.N.E. 0.30 se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el numeral 4.3, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.

Existe esta irregularidad si:

$$\frac{P_{(i)}}{P_{(i+1)}} > 1.5 \quad (\text{No se aplica al último piso})$$

$$\frac{P_{(i)}}{P_{(i-1)}} > 1.5 \quad (\text{No se aplica al primer piso})$$

Donde:

$P_{(i)}$  : Masa del piso a verificar.

$P_{(i+1)}$  : Masa del piso inmediato superior al piso que se verifica.

$P_{(i-1)}$  : Masa del piso inmediato inferior al piso que se verifica.

**Tabla 31**

*Verificación de irregularidad de masa o peso*

Piso	$P_i$ (kg)	$\frac{P_i}{P_{i+1}} > 1.5$	$\frac{P_i}{P_{i-1}} > 1.5$
5	189,364.47		1.24
4	153,102.20	0.81	1.00
3	153,102.20	1.00	0.99
2	155,175.80	1.01	0.75
1	206,667.49	1.33	

Fuente: Propia

Todos los valores son menores que 1.5 por lo tanto no tenemos este tipo de irregularidad, aun considerando la azotea y el semisótano.

✓ **Irregularidad geométrica vertical**

Según el R.N.E. 0.30 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.

Nuestra edificación no cuenta con esta irregularidad debido a que todos los pisos tienen las mismas dimensiones.

✓ **Discontinuidad en los sistemas resistentes**

Según el R.N.E. 0.30 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, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento.

Nuestra edificación no cuenta con esta irregularidad debido a que todos los elementos estructurales resistentes a fuerzas cortantes tienen continuidad verticalmente sin sufrir desplazamientos.

✓ **Discontinuidad extrema de los sistemas resistentes**

Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior supere el 25% de la fuerza cortante total, esta irregularidad equivale a una irregularidad de discontinuidad extrema de los sistemas resistentes, pero en mayor proporción, por lo tanto, no tenemos esta irregularidad.

## B. Irregularidad en planta

✓ **Irregularidad torsional**

Según el R.N.E. 0.30 existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental ( $\Delta_{max}$ ), es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga ( $\Delta_{CM}$ ). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible.

Como nuestras derivas exceden el 50 % del permisible que es 0.0035, entonces estamos obligados a realizar esta verificación. El desplazamiento relativo de entrepiso se calculó como se muestra en el cálculo de derivas.

Existe esta irregularidad si:

$$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{CM}} > 1.2$$

**Donde:**

$\Delta_{max}$  : Desplazamiento máximo relativo de entrepiso.

$\Delta_{CM}$  : Desplazamiento relativo de entrepiso del centro de masa.

**Tabla 32***Verificación de irregularidad torsional en X.*

Piso	Nudo	$\Delta_{max}$ (mm)	$\Delta_{CM}$ (mm)	$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{CM}} > 1.2$
5	35	11.20	11.02	1.02
4	35	12.77	11.90	1.07
3	35	12.41	11.25	1.10
2	35	7.66	7.13	1.08
1	35	2.29	2.11	1.09

Fuente: Propia

**Tabla 33***Verificación de irregularidad torsional en Y*

Piso	Nudo	$\Delta_{max}$ (mm)	$\Delta_{CM}$ (mm)	$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{CM}} > 1.2$
5	3	12.13	10.60	1.14
4	3	15.78	14.30	1.10
3	3	16.28	15.06	1.08
2	3	9.33	8.85	1.05
1	27	0.83	0.70	1.19

Fuente: Propia

✓ **Irregularidad torsional extrema**

Según el R.N.E. 0.30 existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental ( $\Delta_{max}$ ), es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga ( $\Delta_{CM}$ ). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible.

Esta irregularidad equivale a una irregularidad torsional, pero en mayor proporción, por lo tanto, no tenemos esta irregularidad.

✓ **Esquinas entrantes**

Según el R.N.E. 0.30 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.

Nuestra estructura no tiene esquinas entrantes por lo tanto no tenemos esta irregularidad.

✓ **Discontinuidad del diafragma**

Según el R.N.E. 0.30 la estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo 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.

El área bruta del diafragma del bloque 1 es 198.75 m<sup>2</sup>, en el primer nivel tenemos una abertura para la escalera de 21.16 m<sup>2</sup> que viene a ser el 10.65 % del área bruta del diafragma y su sección transversal en ninguna de sus direcciones de análisis es inferior al 25% de la longitud en planta, por lo tanto no tenemos esta irregularidad.

✓ **Sistemas no paralelos**

Según el R.N.E. 0.30 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.

Tenemos pórticos que no son paralelos pero el ángulo que forman es inferior a 30°, por lo tanto no tenemos esta irregularidad.

### 3.7.9.2. ROBOT S.A.P.

Se realizaron las mismas verificaciones de regularidad que en ETABS.

#### A. Irregularidad en altura

✓ **Irregularidad de rigidez – piso blando**

**Tabla 34**

Verificación de irregularidad de rigidez – piso blando en X.

Piso	Combinación	Dirección	Deriva	$\frac{deriva_{(i)}}{deriva_{(i+1)}} > 1.4$	$\frac{deriva_{(i)}}{Prom.deriva + 3} > 1.25$
5	Derivas	X	0.0034		
4	Derivas	X	0.0038	1.13	
3	Derivas	X	0.0037	0.98	
2	Derivas	X	0.0025	0.68	0.70
1	Derivas	X	0.0004	0.16	0.12

Fuente: Propia

**Tabla 35***Verificación de irregularidad de rigidez – piso blando en Y.*

Piso	Combinación	Dirección	Deriva	$\frac{deriva_{(i)}}{deriva_{(i+1)}} > 1.4$	$\frac{deriva_{(i)}}{Prom. deriva + 3} > 1.25$
5	Derivas	Y	0.0034		
4	Derivas	Y	0.0047	1.39	
3	Derivas	Y	0.0045	0.95	
2	Derivas	Y	0.0031	0.70	0.75
1	Derivas	Y	0.0011	0.35	0.26

Fuente: Propia

Los valores obtenidos en las columnas son menores a 1.4 y 1.25 respectivamente, por lo tanto, no tenemos esta irregularidad.

✓ **Irregularidad de resistencia – piso débil**

El software ROBOT S.A.P. no facilita la obtención de rigidez del diafragma, pero también se puede realizar esta verificación con las derivas.

**Tabla 36***Verificación de irregularidad de resistencia – piso débil en X*

Piso	Rigidez (Ton/m)	$\frac{rigidez_{(i)}}{rigidez_{(i+1)}} < 80 \%$
5	12,229.88	
4	18,122.34	148.18
3	24,415.29	134.72
2	41,415.29	169.33
1	159,646.27	386.15

Fuente: Propia

**Tabla 37***Verificación de irregularidad de resistencia – piso débil en Y*

Piso	Rigidez (Ton/m)	$\frac{rigidez_{(i)}}{rigidez_{(i+1)}} < 80 \%$
5	12,668.78	
4	15,685.63	123.81
3	19,002.76	121.15
2	34,218.90	180.07
1	449,544.93	1313.73

Fuente: Propia

Todos los valores obtenidos son mayores a 80% por lo tanto no tenemos este tipo de irregularidad.

✓ Irregularidad de masa o peso

**Tabla 38***Verificación de irregularidad de masa o peso*

Piso	$P_i$ (kg)	$\frac{P_i}{P_{i+1}} > 1.5$	$\frac{P_i}{P_{i-1}} > 1.5$
5	189,375.95		1.24
4	153,111.48	0.81	1.00
3	153,111.48	1.00	0.99
2	155,185.20	1.01	0.75
1	206,680.01	1.33	

Fuente: Propia

Todos los valores son menores que 1.5 por lo tanto no tenemos este tipo de irregularidad, aun considerando la azotea y el semisótano.

### B. Irregularidad en planta

#### ✓ Irregularidad torsional

**Tabla 39***Verificación de irregularidad torsional en X.*

Piso	Nudo	$\Delta_{max}$ (mm)	$\Delta_{CM}$ (mm)	$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{CM}} > 1.2$
5	35	12.90	10.08	1.19
4	35	14.02	12.15	1.15
3	35	12.88	11.91	1.08
2	35	8.37	8.07	1.04
1	35	2.22	2.07	1.07

Fuente: Propia7

**Tabla 40***Verificación de irregularidad torsional en Y.*

Piso	Nudo	$\Delta_{max}$ (mm)	$\Delta_{CM}$ (mm)	$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{CM}} > 1.2$
5	3	12.13	10.30	1.18
4	3	15.90	14.54	1.09
3	3	16.83	16.13	1.04
2	3	10.46	10.20	1.03
1	27	0.40	0.34	1.19

Fuente: Propia

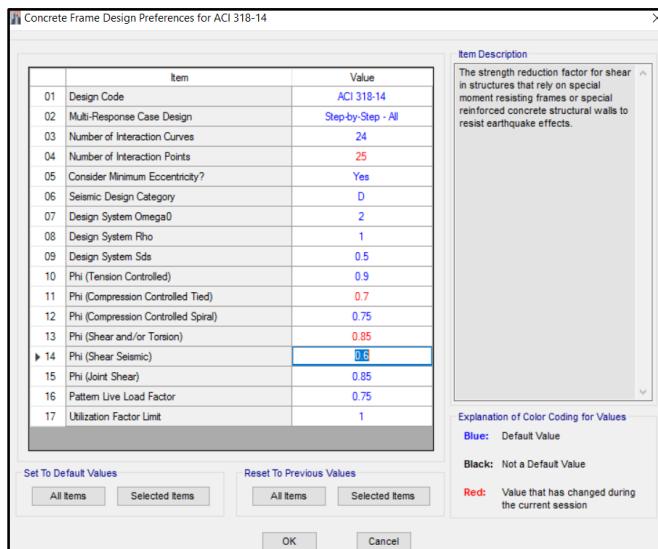
Los valores obtenidos no superan 1.2, por lo tanto, no tenemos irregularidad torsional.

### 3.8. Diseño en concreto armado

#### 3.8.3. ETABS

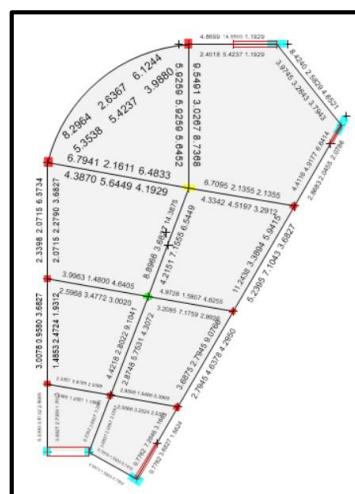
##### 3.8.3.1. Preferencias del diseño

Los datos que introduciremos son los que se encuentran en el R.N.E. 0.60 y los demás están en el A.C.I.



**Figura 142.** “Concrete Frame Design Preferences”, Etabs.  
Fuente: Elaboración Propia

#### 3.8.3.2. Diseño de vigas



**Figura 143.** Diseño de bloque 1, Etabs.  
Fuente: Elaboración Propia

Diseñaremos la viga “Vx101” de sección 25x25cm2 ubicada en el primer piso, para lo cual primero verificaremos los requisitos de sismo resistencia para sistemas estructurales de Pórticos y Diales tipo II.

- ✓ A pesar de que las vigas tienen desempeño sísmico la carga axial a las que están sometidas son muy bajas, por lo tanto, consideramos  $P_u$  igual a 0, con lo que se cumple con la siguiente expresión:

$$P_u < 0.1 * f'c * A_g$$

- ✓ La luz libre del elemento es mayor que cuatro veces su peralte.

$$ln > 4h$$

$$206.99 \text{ cm} > 4 * 25\text{cm} = 100\text{cm}$$

- ✓ El ancho del elemento,  $b_w$ , no es menor de 0,25 veces el peralte ni de 25 cm.

$$bw > 0.25 * h \wedge bw > 25\text{cm}$$

$$25\text{cm} > 0.25 * 25\text{cm} = 6.25 \text{ cm} \wedge 25 \geq 25\text{cm}$$

- ✓ El ancho del elemento  $b_w$  es menor al ancho del elemento de apoyo.

$$25 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$$

Utilizaremos el siguiente filtro en “Label” seleccionamos “B4” que es la viga a diseñar.

Story	Label	Unique Name	Design Section	Station cm	Status	As Top Combo	As,min Top cm <sup>2</sup>
Story1	B4	130	V 25x25	20.625	No Message	ENVOLVENTE	1.5903
Story1	B4	130	V 25x25	62.0238	No Message	ENVOLVENTE	1.5903
Story1	B4	130	V 25x25	103.4227	No Message	ENVOLVENTE	0.8283
Story1	B4	130	V 25x25	144.8215	No Message	ENVOLVENTE	0.8283
Story1	B4	130	V 25x25	186.2204	No Message	ENVOLVENTE	1.3643
Story1	B4	130	V 25x25	227.6192	No Message	ENVOLVENTE	1.5903

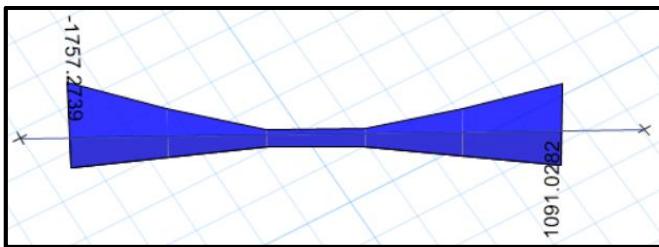
**Figura 144.** Resumen de diseño de la viga “Vx101” - “Concrete Beam Sumary – ACI 318-14”, Etabs.

Fuente: Elaboración Propia

De esta tabla extraemos el área de acero para cada tipo de diseño (flexión, cortante o torsión) en distintas estaciones (“Station”) de la viga. Las estaciones son secciones de la viga y nos sirven para saber la demanda del elemento en distintos lugares de la viga, en vigas conectadas a columnas en ambos extremos las estaciones comienzan en la cara de la columna y terminan en la cara de la columna del otro apoyo.

#### A. Diseño por flexión

El acero por flexión depende del momento que se esté produciendo en la viga.



**Figura 145.** Diagrama de momento flector de la viga "Vx101" (kg\*m), Etabs.  
Fuente: Elaboración Propia

Extraemos los datos que Etabs calculó para el diseño por flexión.

**Tabla 41**

Acero en viga "Vx101".

N	Estación (cm)	Acero Negativo Necesario (cm <sup>2</sup> )	Acero Positivo Necesario (cm <sup>2</sup> )	Acero Negativo Colocado (cm <sup>2</sup> )				Acero Positivo Colocado (cm <sup>2</sup> )			
1	20.63	2.61	1.59	2	1/2	1	1/2	<b>3.87</b>	2	1/2	0 0 <b>2.58</b>
2	62.02	1.59	1.26	2	1/2	0	0	<b>2.58</b>	2	1/2	0 0 <b>2.58</b>
3	103.42	0.83	0.83	2	1/2	0	0	<b>2.58</b>	2	1/2	0 0 <b>2.58</b>
4	144.82	0.83	0.83	2	1/2	0	0	<b>2.58</b>	2	1/2	0 0 <b>2.58</b>
5	186.22	1.31	1.46	2	1/2	0	0	<b>2.58</b>	2	1/2	0 0 <b>2.58</b>
6	227.62	2.11	1.59	2	1/2	0	0	<b>2.58</b>	2	1/2	0 0 <b>2.58</b>

Fuente: Propia

Sabiendo que la viga tiene una altura de 25 cm, recubrimiento de 4 cm, estribos de 3/8' (0.95 cm) y el acero longitudinal es de 1/2' (1.27 cm), el peralte efectivo de la sección será:

$$d = 25 \text{ cm} - \left( 4 \text{ cm} + 0.95 \text{ cm} + \frac{1.27 \text{ cm}}{2} \right) = 19.41 \text{ cm}$$

Calcularemos el área de acero mínimo y máximo, para verificar que el área de acero a colocar se encuentre dentro de esos rangos.

Acero mínimo:

$$\rho_{min} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c}}{fy} = \frac{0.7 * \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2}}{4200 \text{ kg/cm}^2} = 0.0024$$

$$As_{min} = \rho_{min} * b * d = 0.0024 * 25 \text{ cm} * 19.41 \text{ cm} = 1.17 \text{ cm}^2$$

Acero máximo:

$$\rho_b = \frac{0.85 * f'c * \beta_1}{fy} * \left( \frac{\epsilon_c * E_s}{\epsilon_c * E_s + fy} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 * 210 \text{ kg/cm}^2 * 0.85}{4200 \text{ fg/cm}^2} * \left( \frac{0.003 * (2.1 * 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})}{0.003 * (2.1 * 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}) + \frac{4200 \text{ kg}}{\text{cm}^2}} \right) = 0.0217$$

$$\overline{\rho_b} = \frac{As'}{b * d} = \frac{2.58}{25 \text{ cm} * 19.41 \text{ cm}} = 0.0053$$

$$\rho_{b2} = \rho_b + \overline{\rho_b} = 0.021 + 0.005 = 0.027$$

$$\rho_{max} = \rho_{b2} * 0.75 = 0.027 * 0.75 = 0.0202$$

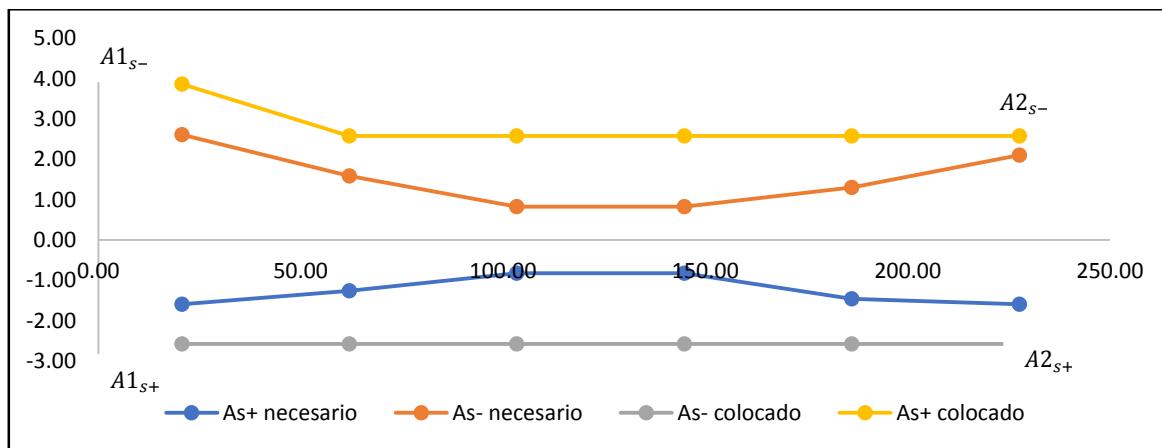
$$As_{max} = \rho_{max} * b * d = 0.0202 * 25 * 19.41 = 9.82 \text{ cm}^2$$

Nuestras áreas de acero cumplen con los parámetros, asegurando que en la viga se producirá una falla dúctil.

$$As_{min} < As < As_{max}$$

$$1.17 \text{ cm}^2 < As < 9.82 \text{ cm}^2$$

En la siguiente grafica podemos observar que el acero a colocar es mayor que el necesario, por eso el acero requerido se encuentra dentro del perímetro que forma el acero a colocar.



**Figura 146.** Grafica de acero requerido y acero a colocar en viga "Vx101".

Fuente: Elaboración Propia

El acero positivo en la cara del nudo es mayor que la mitad (1/2) del acero negativo proporcionada en esa misma cara, esto se da en ambos extremos.

$$A1_{s+} > \frac{A1_{s-}}{2} \wedge A2_{s+} > \frac{A2_{s-}}{2}$$

Donde:

$A_{1s+}$ : Área de acero positivo en la cara del nudo izquierdo (cm<sup>2</sup>)

$A_{1s-}$ : Área de acero negativo en la cara del nudo izquierdo (cm<sup>2</sup>)

$A_{2s+}$ : Área de acero positivo en la cara del nudo derecho (cm<sup>2</sup>)

$A_{2s-}$ : Área de acero negativo en la cara del nudo derecho (cm<sup>2</sup>)

$$2.58 > \frac{3.57}{2} \wedge 2.58 > \frac{2.58}{2}$$

$$2.58 > 1.79 \wedge 2.58 > 1.29$$

El acero positivo y negativo en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, es mayor que un  $\frac{1}{4}$  del acero máximo positivo y negativo de ambas caras.  $A_{1s+}$

$$A_{s.men.} > \frac{A_{s.may.c.}}{4}$$

Donde:

$A_{s.men.}$  : Área de acero menor, positivo o negativo en cualquier sección de la viga (cm<sup>2</sup>)

$A_{s.may.c.}$ : Área de acero mayor, positivo o negativo en la cara de los nudos (cm<sup>2</sup>)

$$2.58 > \frac{3.57}{4}$$

$$2.58 > 0.89$$

Se colocará un bastón, que reforzará el acero negativo en el apoyo izquierdo este será de  $\frac{1}{2}$  de diámetro. Primero hallaremos el punto teórico de corte, el cual se encuentra entre la estación 1 y 2, ya que ahí es donde sobrepasa el acero que va a lo largo de la viga (2.58 cm<sup>2</sup>), necesitamos encontrar la estación donde se necesita 2.58 cm<sup>2</sup>, ya que entre el apoyo izquierdo y esta estación se requiere más acero que el que se colocara a lo largo de la viga.

**Tabla 42***Punto teórico de corte del bastón en la viga "Vx101".*

N	Estación (cm)	Acero negativo necesario (cm <sup>2</sup> )
1	20.63	2.61
	X	2.58
2	62.02	1.59

Fuente: Propia

Supondremos que se tiene una función lineal y haremos una interpolación para hallar el punto teórico de corte.

$$x = 21.88 \text{ cm}$$

Como la cara del nudo está a 20.63 cm del inicio de la viga.

$$21.88 \text{ cm} - 20.63 \text{ cm} = 1.25 \text{ cm}$$

Teóricamente se requiere que el bastón llegue a 1.25 cm de la cara del nudo, pero el reglamento nos menciona que el refuerzo se debe extender una distancia de  $d$  o  $12d_b$  (la que sea mayor) después del punto teórico de corte, siendo la longitud del bastón desde la cara del nudo hasta donde termina mayor a  $ld$ . El diámetro de la barra es de  $\frac{1}{2}$  (1.27 cm).

$$d = 19.41 \text{ cm}$$

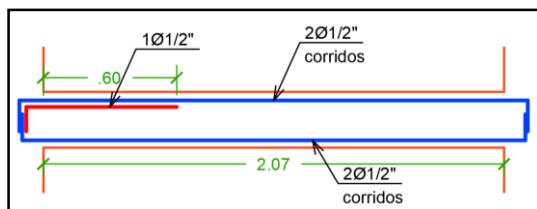
$$12 * d_b = 12 * 1.27 \text{ cm} = 15.24 \text{ cm}$$

Debido a que  $d > 12d_b$  utilizaremos 19.41 cm, la distancia que se extenderá el bastón desde la cara del nudo debe ser mayor que  $ld$ .

$$ld < 1.25 \text{ cm} + 19.41 \text{ cm}$$

$$58.35 \text{ cm} < 20.67 \text{ cm}$$

Debido a que no se cumple lo anterior el bastón se extenderá por lo menos una distancia igual a  $ld$  después de la cara del nudo, por proceso constructivo utilizaremos 60 cm.



**Figura 147.** Refuerzo longitudinal de viga “Vx101”.

Fuente: Propia

#### ✓ Verificación del refuerzo

Debemos verificar que el refuerzo sea suficiente para que el momento de diseño sea mayor al momento de agrietamiento. El centroide en Y es  $C_y = 12.5 \text{ cm}$  y el momento de inercia bruta  $I_g = 32,552.083 \text{ cm}^4$ .

El momento de agrietamiento será el mismo en toda la sección de la viga, porque si la tracción se da arriba o abajo  $Y_t$  sigue siendo el mismo, ya que es una sección simétrica.

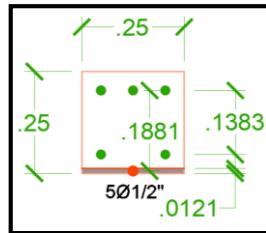
$$f_r = 2\sqrt{f'c} = 2\sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} = 28.98 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{Y_t} = \frac{28.98 \text{ kg/cm}^2 * 32,552.083 \text{ cm}^4}{12.50 \text{ cm}} = 75,475.92 \text{ kg * cm}$$

$$M_{cr} = 0.75 \text{ Ton * m}$$

En toda la longitud de la viga solo tenemos dos secciones, por lo tanto tendremos dos resistencias a momento distintas.

El momento resistente para la sección del extremo izquierdo es:



**Figura 148.** Sección de viga “Vx101”.

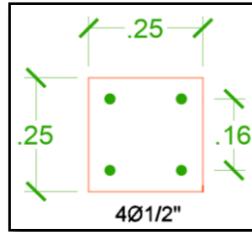
Fuente: Propia

$$\emptyset M_n = \emptyset * 0.85 * f'c * a * b * \left(d - \frac{a}{2}\right) + \emptyset A'_s f_y (d - d')$$

$$\begin{aligned} \emptyset M_n . ex &= 0.9 * 0.85 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1.21 \text{ cm} * 25 \text{ cm} * (18.81 \text{ cm}) + 0.9 * (2 * 1.29 \text{ cm}^2) \\ &\quad * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * (13.83 \text{ cm}) \end{aligned}$$

$$\emptyset M_n = 226,526.02 \text{ kg * cm} = 2,27 \text{ Ton * m}$$

El momento resistente en el resto de la viga es:



**Figura 149.** Sección de vigueta en centro de luz.  
Fuente: Propia

$$\begin{aligned}\phi M_n &= 0.9 * (2 * 1.29 \text{ cm}^2) * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * (13.83 \text{ cm}) = 134,826.93 \text{ kg * cm}^2 \\ \phi M_n &= 1.35 \text{ Ton * m}\end{aligned}$$

Los momentos resistentes de las viguetas son mayores que los momentos de agrietamiento, en los extremos, cumpliendo con:

$$\begin{aligned}\phi M_n &\geq 1.2 M_{cr} \\ \phi M_n &\geq 1.2 M_{cr} \quad \wedge \quad \phi M_n \geq 1.2 M_{cr} \\ 1.2 * M_{cr} &= 1.2 * 0.75 \text{ Ton * m} = 0.90 \text{ Ton * m} \\ 2.27 \text{ Ton * m} &\geq 0.90 \text{ Ton * m} \quad \wedge \quad 1.35 \text{ Ton * m} \geq 0.90 \text{ Ton * m}\end{aligned}$$

#### ✓ Control de deflexiones

Debido a que la viga “Vx101” no soporta ni está ligada a elementos no estructurales, podemos utilizar la Tabla 23 donde indica los espesores mínimos para vigas en los que no es necesario calcular deflexiones, esta se basa en la longitud de la viga.

$$\begin{aligned}h &> \frac{l}{16} \\ 25 \text{ cm} &> \frac{207 \text{ cm}}{16} = 13 \text{ cm}\end{aligned}$$

Por lo tanto, no es necesario verificar deflexiones.

#### ✓ Control de fisuras

El momento producido por las cargas de servicio lo extraeremos de la tabla fuerzas en vigas, pero en combinación escogeremos “Servicio (CD+CL)”.

Story	Beam	Unique Name	Load Case/Combo	Station m	P kgf	V2 kgf	V3 kgf	T kgf-m	M2	M3 kgf-m
Story1	B4	130	Servicio (CD+CL)	0.2062	0	-775.2	0	13.1232	0	-372.4499
Story1	B4	130	Servicio (CD+CL)	0.6202	0	-577.941	0	13.1232	0	-88.881
Story1	B4	130	Servicio (CD+CL)	1.0342	0	-279.909	0	13.1232	0	92.1657
Story1	B4	130	Servicio (CD+CL)	1.4482	0	87.218	0	13.1232	0	131.5192
Story1	B4	130	Servicio (CD+CL)	1.8622	0	384.872	0	13.1232	0	30.8429
Story1	B4	130	Servicio (CD+CL)	2.2762	0	596.833	0	13.1232	0	-175.3206

**Figura 150.** Fuerzas en vigas “Beam Forces”, Etabs.

Fuente: Elaboración Propia

Todas las barras del refuerzo a flexión son de 1/2' (1.27cm), considerando que se utilizaran estribos de 3/8' (0.95 cm) y un recubrimiento de 4 cm.

$$ys = 4 \text{ cm} + 0.95 \text{ cm} + \frac{1.27 \text{ cm}}{2} = 5.59 \text{ cm}$$

Debido a que el refuerzo por flexión es a una sola capa ys es igual a dc.

$$ys = dc = 5.59 \text{ cm}$$

**Tabla 43**

Valores de Z para distintas estaciones de la viga “Vx101”.

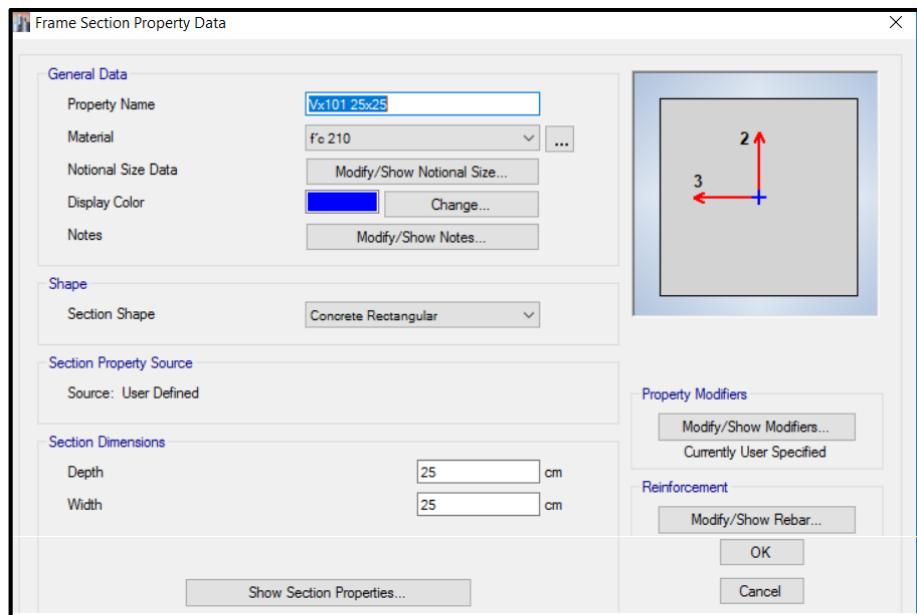
As (cm <sup>2</sup> )	Momento de servicio (Ton*m)	N. barras	Fs (kg/cm <sup>2</sup> )	Act (cm <sup>2</sup> )	Z (kg/cm)
3.87	0.37	3.00	550.85	93.13	4430.58
2.58	0.09	2.00	197.18	139.69	1815.48
2.58	0.09	2.00	204.47	139.69	1882.57
2.58	0.13	2.00	291.77	139.69	2686.40
2.58	0.03	2.00	68.42	139.69	629.99
2.58	0.18	2.00	388.95	139.69	3581.08

Fuente: Propia

Para todas las estaciones se cumple que:

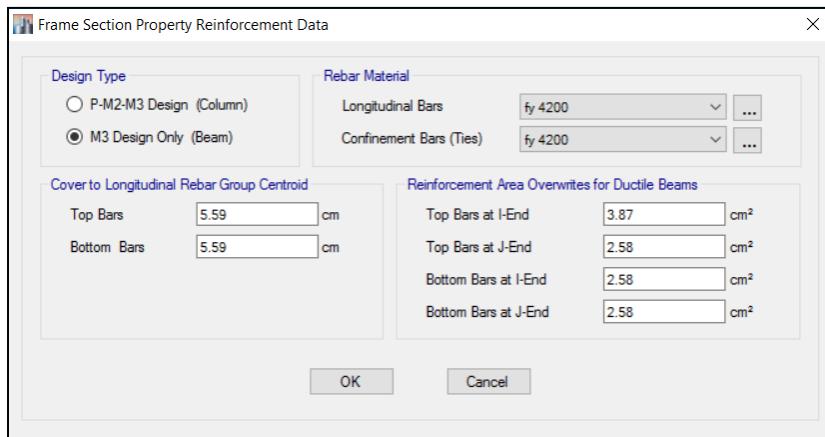
$$Z < 26\,000 \text{ kg/cm}$$

Después de realizadas todas las verificaciones introduciremos al programa la cantidad de acero por flexión a colocar. Para esto crearemos una nueva viga “Vx101 25x25” con las mismas características.



**Figura 151.** Propiedades de la sección “Vx101 25x25”, Etabs.  
Fuente: Elaboración Propia

La diferencia que tendrá esta sección de las demás será que en esta se introducirá la cantidad de acero por flexión en “Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams”.

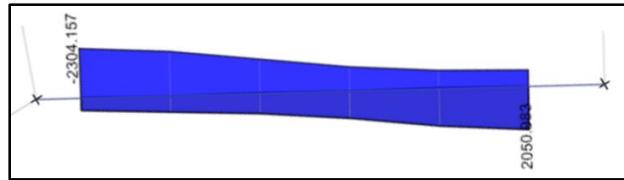


**Figura 152.** Área de refuerzo por flexión en viga “Vx101 25x25”, Etabs.  
Fuente: Elaboración Propia

Es necesario ingresar la cantidad de acero por flexión en las propiedades de la sección, ya que de esto depende el diseño por cortante.

## B. Diseño por corte

Las vigas que no tienen desempeño sísmico se diseñan con los cortantes últimos de la envolvente.



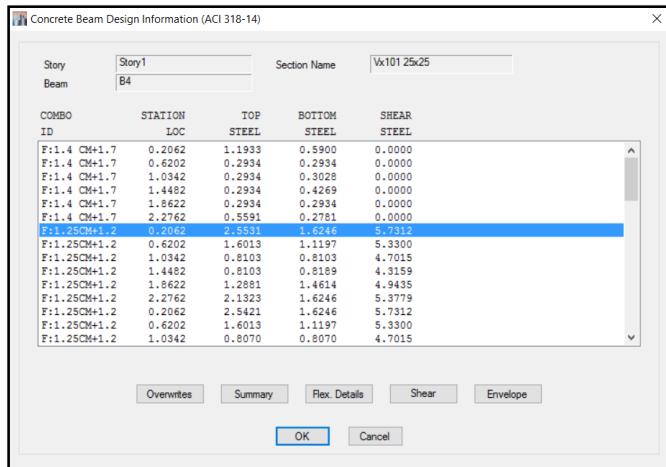
**Figura 153.** Diagrama de momento flector de la viga “Vx101” (kg), Etabs.

Fuente: Elaboración Propia

Las vigas que pertenecen al sistema sismorresistente de los sistemas estructurales se diseñan en base a la resistencia que ofrecerá el elemento con el acero que se colocará por flexión.

#### ✓ Cortante ultimo de diseño

Trabajaremos con los momentos probables que nos da Etabs, damos anti-click en la viga y obtenemos un reporte del diseño de la viga.



**Figura 154.** Reporte de diseño de la viga “Vx101”, Etabs.

Fuente: Elaboración Propia

Damos click en “Shear” y obtenemos el resumen del diseño por corte, en donde revisaremos la capacidad de resistencia a momento por flexión “Capacity Moment”, la cual depende del área de acero por flexión a colocar “As Long. Rebar”.

Capacity Moment				
	Long. Rebar A_s (Bottom) cm <sup>2</sup>	Long. Rebar A_s (Top) cm <sup>2</sup>	Capacity Moment M <sub>pos</sub> kgf-m	Capacity Moment M <sub>neg</sub> kgf-m
Left	2.58	3.87	2423.5192	3481.1048
Right	2.58	2.58	2423.5192	2423.5192

**Figura 155.** Resistencia a momento de la viga “Vx101”, Etabs.

Fuente: Elaboración Propia

En esta hoja de resumen también encontramos la cortante última causada por los momentos probables ( $V_p$ ), la cortante última causada por las cargas de servicio amplificadas ( $V_g$ ) “ $1.25*(CV+CM)$ ” y la cortante última de diseño ( $V_{u2}$ ).

Design Forces				
Factored $V_{u2}$ kgf	Factored $M_{u3}$ kgf-m	Design $V_{u2}$ kgf	Capacity $V_p$ kgf	Gravity $V_g$ kgf
2304.157	679.8211	3971.352	2852.555	1118.797

**Figura 156.** Cortante ultima de diseño de la viga “Vx101”, Etabs.

Fuente: Elaboración Propia

Extraemos los datos que Etabs calculó para el diseño por cortante, en donde encontramos valores que son una relación entre el área de acero por cortante (Ast) y el espaciamiento (s) que se necesita para poder resistir el cortante ultimo de diseño.

**Tabla 44**

*Valores de acero por cortante y espaciamiento de la viga “Vx101”*

Estación (m)	Ast / s (cm <sup>2</sup> /m)
0.21	5.7312
0.62	5.3300
1.03	4.7015
1.45	4.3159
1.86	4.9435
2.28	5.3779

Fuente: Elaboración Propia

✓ **Estriplos en zona de confinamiento**

El diseño del refuerzo transversal dentro de la zona de confinamiento es distinto al de la zona no confinada, la zona de confinamiento se extiende hasta  $2d$  a partir de la cara de la columna hacia el centro de la luz en ambos extremos. Por lo tanto, la zona de confinamiento en ambos extremos después de la cara del nudo tiene una longitud de:

$$2 * h = 2 * 25 \text{ cm} = 50 \text{ cm}$$

Debido a que el refuerzo longitudinal es de  $1/2'$  utilizaremos estribos de  $3/8'$  ( $0.71 \text{ cm}^2$ ), los estribos tendrán 2 ramas, por lo tanto:

$$Av = 2 * 0.71 \text{ cm}^2 = 1.42 \text{ cm}^2$$

Para el diseño por cortante en la zona de confinamiento utilizaremos el mayor valor de Ast/s en los extremos que es  $5.7312 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

$$s = \frac{1.42 \text{ cm}^2}{0.057312 \text{ cm}^2/\text{cm}} = 24.78 \text{ cm}$$

Según el R.N.E. 0.60 menciona que el espaciamiento de los estribos cerrados en la zona de confinamiento no debe exceder de:

- (a)  $\frac{d}{4} = \frac{19.41 \text{ cm}}{4} = 4.85 \text{ cm}$
- (b)  $8 * dbl = 8 * \left(\frac{1}{2}' * 2.54 \text{ cm}\right) = 10.16 \text{ cm}$
- (c)  $24 * dbe = 24 * \left(\frac{3}{8}' * 2.54 \text{ cm}\right) = 22.86 \text{ cm}$
- (d) 30 cm

Debido a que el menor es 4.85 cm, utilizaremos 5 cm como espaciamiento de los estribos en la zona de confinamiento.

$$s = 5 \text{ cm}$$

La norma exige que para el sistema dual tipo II el primer estribo debe estar colocado a no más de 5 cm, en este caso es el mismo espaciamiento que para el resto de la zona de confinamiento, por lo tanto, la cantidad de estribos que se colocaran en la zona de confinamiento será:

$$N_e = \frac{2 * h}{s} = \frac{2 * 25 \text{ cm}}{5 \text{ cm}} - 1 = 9$$

Tendremos 10 estribos a 5 cm para la zona de confinamiento.

#### ✓ **Estribos fuera de la zona de confinamiento**

El Ast/s de diseño para la zona no confinada es hallado a una distancia de 2h de la cara del nudo en ambos extremos.

$$\text{Estación} = 0.21 \text{ m} + 2 * 0.25 \text{ m} = 0.71 \text{ m}$$

$$\text{Estación} = 2.28 \text{ m} - 2 * 0.25 \text{ m} = 1.78 \text{ m}$$

Supondremos que se tiene una función lineal y haremos una interpolación para hallar su valor.

**Tabla 45***Valores de acero por cortante y espaciamiento de la viga "Vx101".*

Estación (m)	Ast / s (cm <sup>2</sup> /m)
0.62	5.3300
0.71	Ast 1
1.03	4.7015
1.45	4.3159
1.78	Ast /s
1.86	1.9435

Fuente: Elaboración Propia

$$Ast1/s = 5.1994 \frac{cm^2}{m} \wedge Ast2/s = 4.8131 cm^2/m$$

Utilizaremos el mayor que es 5.1994 cm<sup>2</sup>/m, el espaciamiento entre estribos fuera de la zona de confinamiento será:

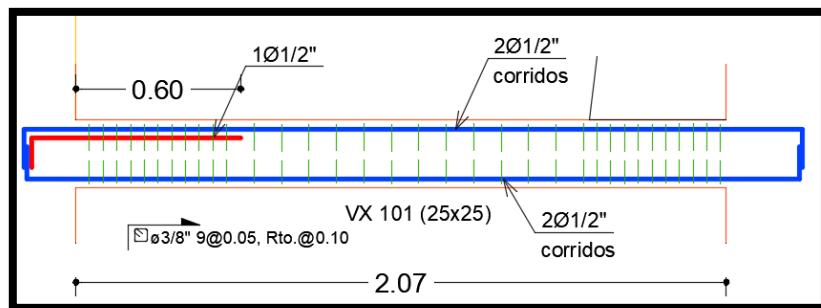
$$s = \frac{1.42 cm^2}{0.051994 cm^2/cm} = 27.31 cm$$

Pero el R.N.E. 0.60 menciona que fuera de la zona de confinamiento deben colocarse estribos espaciados a no más de d/2.

$$s < \frac{d}{2} = \frac{19.41 cm}{2} = 9.71 cm$$

$$s = 10 cm$$

La distribución de estribos fuera de la zona de confinamiento será a cada 10 cm, siendo el espaciamiento en la viga 9 estribos a 5 cm y resto a 10 cm.



**Figura 157.** Refuerzo longitudinal y transversal de viga "Vx101".  
Fuente: Elaboración Propia

### 3.8.3.3. Diseño de columnas

Diseñaremos la columna que se encuentra en la intersección de los ejes L y 8' (columna L-8'). Esta columna tiene dimensiones de 30x30 cm<sup>2</sup>. Pero antes verificaremos los requisitos de sismoresistencia para sistemas estructurales de Pórticos y Diales tipo II.

- ✓ Etabs nos da el  $P_u$  al que estará sometida la columna, que será el mayor obtenido de todas las combinaciones ( $P_u = 16,056.95 \text{ kg}$ ), el cual es menor a lo exigido por el reglamento

$$P_u > 0.1 * f'c * Ag$$

$$16,056.95 \text{ kg} > 0.1 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * (30\text{cm} * 30\text{cm}) = 18,900.00$$

La dimensión menor de la sección transversal, medida en cualquier línea recta que pase por su centroide geométrico, no debe ser menor de 250 mm.

La dimensión menor de la sección transversal, medida en cualquier línea recta que pase por su centroide geométrico, no debe ser menor de 250 mm.

#### A. Verificación de arriostramiento

Verificaremos el arriostramiento por pisos con el índice de estabilidad de entrepiso ( $Q$ ).

$$Q = \frac{(\sum P_u) * \Delta O}{V_{us} * h_e} < 0.06$$

El  $P_u$  se consideró como el peso acumulado desde el último nivel hasta el nivel en análisis de la carga viva y carga muerta amplificada con la combinación en la que alcanzan su máximo valor ( $1.4*CM+1.7*CV$ ). El  $V_u$  es la fuerza de sismo con la que se obtiene  $\Delta O$  que es el cortante dinámico amplificado por  $0.75*R$  acumulado desde el último nivel hasta el nivel en análisis.  $\Delta O$  es el desplazamiento relativo de entrepiso hallado como se indica en el cálculo de derivas.  $h_e$  es la altura de entrepiso

**Tabla 46**

*Valores de estabilidad de entrepiso “Q” en X.*

Piso	He (m)	$P_u$ acum. (kg)	$\Delta x$ (cm)	$V_x$ (kg)	Q
5	3.2	337674.12	1.23	149194.77	0.0087
4	3.2	735326.06	1.35	208227.16	0.0149
3	3.2	1347029.17	1.23	256221.71	0.0202
2	3.2	1827175.43	0.70	299002.27	0.0134
1	5.05	1800795.78	0.18	325469.53	0.0019

Fuente: Elaboración Propia

Todos los valores de  $Q$  son menores a 0.06 por lo tanto todos nuestros entrepisos son arriostrados en X, sin desplazamiento lateral.

**Tabla 47**

Valores de estabilidad de entrepiso “Q” en Y.

Piso	He (m)	Pu acum. (kg)	Ax (cm)	Vx (kg)	Q
5	3.2	337674.12	1.55	155973.84	0.0105
4	3.2	735326.06	1.87	214222.82	0.0201
3	3.2	1347029.17	1.79	263436.54	0.0286
2	3.2	1827175.43	1.04	3061754.70	0.0194
1	5.05	1800795.78	0.08	320296.87	0.0009

Fuente: Elaboración Propia

Todos los valores de Q son menores a 0.06 por lo tanto todos nuestros entrepisos son arriostrados en Y, sin desplazamiento lateral.

### B. Efectos de esbeltez

La columna esquinera C1 del primer piso esta arriostrada en X y Y, con dimensiones de 30x30 cm<sup>2</sup> y la altura de entrepiso es de 5.05 m. En una de las caras de la columna paralela al eje X intercepta una viga de 50 cm de peralte y la otra cara está libre, solo se tomó en cuenta la altura de losa (h=20 cm) que rodea la columna, por lo tanto, la longitud libre de la columna en X será:

$$lux = 5.05 \text{ m} - 0.20 \text{ m} = 4.85 \text{ m}$$

En una de las caras de la columna paralela al eje Y intercepta una viga de 25 cm de peralte y la otra cara está libre, se tomaron las mismas consideraciones que en X.

$$luy = 5.05 \text{ m} - 0.20 \text{ m} = 4.85 \text{ m}$$

Debido a que la columna es cuadrada en ambas direcciones se tendrá el mismo radio de giro.

$$r = 0.3 * 0.30 \text{ m} = 0.09 \text{ m}$$

El índice de esbeltez en ambos sentidos es el mismo:

$$\frac{k * lu}{r} = \frac{1 * 4.85 \text{ m}}{0.09 \text{ m}} = 53.89$$

Los momentos a los que está sometido la columna en X en sus extremos son 389.22 kg\*m y 365.42 kg\*m, por lo tanto, el límite del índice de esbeltez en X es:

$$34 - 12 * \left( \frac{M1x}{M2x} \right) = 34 - 12 * \left( \frac{389.22 \text{ kg} * \text{m}}{365.42 \text{ kg} * \text{m}} \right) = 21.22$$

Debido a que el índice de esbeltez de la columna sobrepasa el límite de esbeltez en X, nuestra columna es esbelta en X.

Los momentos a los que está sometido la columna en Y en sus extremos son 327.52 kg\*m y 152.11 kg\*m.

$$34 - 12 * \left( \frac{M1y}{M2y} \right) = 34 - 12 * \left( \frac{327.52 \text{ kg} * \text{m}}{152.11 \text{ kg} * \text{m}} \right) = 8.16$$

Debido a que le índice de esbeltez de la columna sobrepasa el límite de esbeltez en Y, nuestra columna es esbelta en Y. Debido a que nuestra columna es esbelta debemos diseñarla para soportar los momentos magnificados equivalentes a un análisis de segundo orden.

#### ✓ Momentos magnificados

El valor de  $\beta d$  varia de 0.5 a 0.6 en estructuras convencionales, utilizaremos 0.6 que es el valor más crítico además de ser recomendado por algunos autores.

$$Ig = \frac{30^4}{12} = 67,500 \text{ cm}^4$$

$$EI = \frac{0.4 * Ec * Ig}{1 + \beta d} = \frac{0.4 * 217,370.65 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 67,500 \text{ cm}^4}{1 + 0.6}$$

$$EI = 3,668,129,739 \text{ kg/cm}^2$$

$$Cmx = 0.6 + 0.4 * \left( \frac{M1x}{M2x} \right) = 0.6 + 0.4 * \left( \frac{389.22 \text{ kg} * \text{m}}{365.42 \text{ kg} * \text{m}} \right) = 1.03 \geq 0.4$$

$$Cmy = 0.6 + 0.4 * \left( \frac{M1y}{M2y} \right) = 0.6 + 0.4 * \left( \frac{327.52 \text{ kg} * \text{m}}{152.11 \text{ kg} * \text{m}} \right) = 1.46 \geq 0.4$$

$$Pc = \frac{\pi^2 * EI}{(k * lu)^2} = \frac{\pi^2 * 3,668,129,739 \text{ kg/cm}^2}{(1 * 485 \text{ cm})^2} = 153,907.92 \text{ kg}$$

$$\delta nsx = \frac{Cmx}{1 - \frac{Pu}{0.75 * Pc}} = \frac{1.03}{1 - \frac{16,056.95 \text{ kg}}{0.75 * 153,907.92 \text{ kg}}} = 1.19 \geq 1.0$$

$$\delta nsy = \frac{Cmy}{1 - \frac{Pu}{0.75 * Pc}} = \frac{1.46}{1 - \frac{16,056.95 \text{ kg}}{0.75 * 153,907.92 \text{ kg}}} = 1.70 \geq 1.0$$

Para hallar los momentos magnificados utilizaremos el mayor momento al que está sometido la columna en X y Y.

$$M_{cx} = M_{2x} * \delta n_{sx} = 389.22 \text{ kg} * \text{m} * 1.19 = 463.89 \text{ kg} * \text{m}$$

$$M_{cy} = M_{2y} * \delta n_{sy} = 327.52 \text{ kg} * \text{m} * 1.70 = 555.93 \text{ kg} * \text{m}$$

Estos momentos se deben encontrar dentro del diagrama de interacción, de la columna.

### C. Diseño por flexocompresión

Etabs nos da los diagramas de interacción de las columnas, dando anti-click en la columna después de que el programa ha diseñado, nos saldrá una ventana que contiene la información de diseño de la columna:

**Concrete Column Design Information (ACI 318-14)**

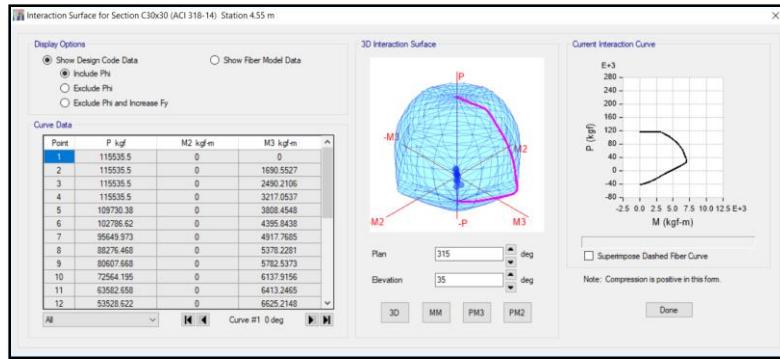
Story	Story1	Section Name	C30x30	
Column	C6			
COMBO ID	STATION LOC	CAPACITY RATIO	MAJOR SHEAR REINFORCEMENT	MINOR SHEAR REINFORCEMENT
F:1.4 CM+1.7	0.0000	0.065	0.0000	0.0000
F:1.4 CM+1.7	2.2750	0.058	0.0000	0.0000
F:1.4 CM+1.7	4.5500	0.051	0.0000	0.0000
F:1.25CM+1.2	0.0000	0.363	0.9689	2.5110
F:1.25CM+1.2	2.2750	0.362	0.9689	2.5110
F:1.25CM+1.2	4.5500	0.382	0.9689	2.5110
F:1.25CM+1.2	0.0000	0.148	0.9689	2.0840
F:1.25CM+1.2	2.2750	0.138	0.9689	2.0840
F:1.25CM+1.2	4.5500	0.132	0.9689	2.0840
F:0.9CM+1CSX	0.0000	0.412	0.9689	2.5110
F:0.9CM+1CSX	2.2750	0.413	0.9689	2.5110
<b>F:0.9CM+1CSX</b>	<b>4.5500</b>	<b>0.428</b>	<b>0.9689</b>	<b>2.5110</b>
F:0.9CM+1CSY	0.0000	0.165	0.9689	2.5110
F:0.9CM+1CSY	2.2750	0.162	0.9689	2.5110
F:0.9CM+1CSY	4.5500	0.176	0.9689	2.5110

Buttons at the bottom: Overwrites, Interaction, Summary, Flex. Details, Shear, Joint Shear, B/C Details, Envelope, OK, Cancel.

**Figura 158.** Información de diseño de la columna, Etabs.

Fuente: Elaboración Propia

Damos click en “Interacción” y nos saldrá una ventana con los diagramas de interacción.



**Figura 159.** Diagrama de interacción de la columna C1 30x30cm<sup>2</sup>, Etabs.

Fuente: Elaboración Propia

Para hacer el diagrama de interacción Etabs toma en cuenta además de las dimensiones de la columna el área de acero que se ingresó al definir la sección, esta columna tiene 4 varillas de  $\frac{3}{4}$ ', una cuantía de 1.26%. Copiaremos los datos del diagrama de interacción de diseño (“Include Phi”) y del diagrama de interacción nominal (“Exclude Phi”), que es el mismo tanto en X y Y, para graficarlos en Excel.

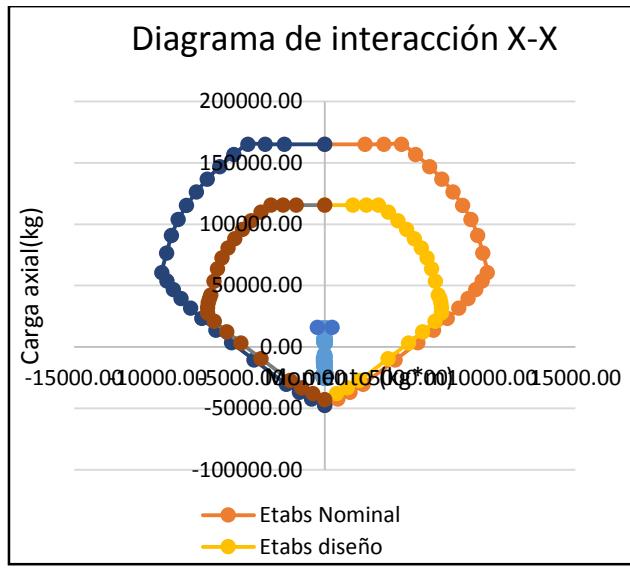
A la tabla de fuerzas de diseño le pondremos filtros para obtener las fuerzas a las que será sometida la columna “C30x30” del primer piso en cada combinación de diseño en diferentes estaciones.

Story	Column	Load Combo	Station m	P kgf	V2 kgf	V3 kgf	T kgf·m	M2 kgf·m	M3 kgf·m
Story1	C6	F:1.4 CM+1.7CV-1	0	-7407.289	14.667	5.021	3.3671	18.3298	104.6236
Story1	C6	F:1.4 CM+1.7CV-1	2.275	-6643.653	14.667	5.021	3.3671	6.9061	71.2561
Story1	C6	F:1.4 CM+1.7CV-1	4.55	-5880.017	14.667	5.021	3.3671	-4.5175	37.8885
Story1	C6	F:1.25CM+1.25C...	0	12472.849	103.925	17.858	6.3247	63.8943	364.8633
Story1	C6	F:1.25CM+1.25C...	2.275	13154.667	-76.726	-9.181	6.3247	-67.1674	-6.2088
Story1	C6	F:1.25CM+1.25C...	4.55	13836.484	-76.726	-9.181	6.3247	-104.8645	-108.6336
Story1	C6	F:1.25CM+1.25C...	0	12472.849	-76.726	17.858	6.3247	-32.8163	364.8633
Story1	C6	F:1.25CM+1.25C...	2.275	13154.667	103.925	-9.181	6.3247	78.506	-6.2088
Story1	C6	F:1.25CM+1.25C...	4.55	13836.484	103.925	-9.181	6.3247	96.4638	-108.6336
Story1	C6	F:1.25CM+1.25C...	0	12472.849	103.925	-9.181	6.3247	63.8943	-180.0873
Story1	C6	F:1.25CM+1.25C...	2.275	13154.667	-76.726	17.858	6.3247	-67.1674	129.1074
Story1	C6	F:1.25CM+1.25C...	4.55	13836.484	-76.726	17.858	6.3247	-104.8645	169.6548
Story1	C6	F:1.25CM+1.25C...	0	12472.849	-76.726	-9.181	6.3247	-32.8163	-180.0873
Story1	C6	F:1.25CM+1.25C...	2.275	13154.667	103.925	17.858	6.3247	78.506	129.1074
Story1	C6	F:1.25CM+1.25C...	4.55	13836.484	103.925	17.858	6.3247	96.4638	169.6548
Story1	C6	F:1.25CM+1.25C...	0	-25559.11	103.925	17.858	-0.515	63.8943	364.8633
Story1	C6	F:1.25CM+1.25C...	2.275	-24877.292	-76.726	-9.181	-0.515	-67.1674	-6.2088
Story1	C6	F:1.25CM+1.25C...	4.55	-24195.475	-76.726	-9.181	-0.515	-104.8645	-108.6336
Story1	C6	F:1.25CM+1.25C...	0	-25559.11	-76.726	17.858	-0.515	-32.8163	364.8633
Story1	C6	F:1.25CM+1.25C...	2.275	-24877.292	103.925	-9.181	-0.515	78.506	-6.2088
Story1	C6	F:1.25CM+1.25C...	4.55	-24195.475	103.925	-9.181	-0.515	96.4638	-108.6336
Story1	C6	F:1.25CM+1.25C...	0	-25559.11	103.925	-9.181	-0.515	63.8943	-180.0873
Ground	C6	F:1.25CM+1.25C...	2.275	-24877.292	-76.726	17.858	-0.515	-67.1674	129.1074

**Figura 160.** Fuerzas de diseño de la columna C30x30 del primer nivel, Etabs.

Fuente: Elaboración Propia

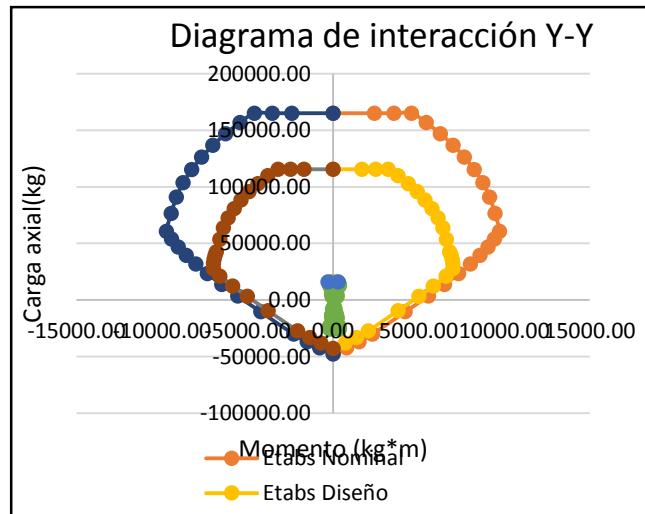
Copiar las combinaciones de carga axial y momento tanto en X y Y, los cuales graficaremos con el nombre de P-M2 y P-M3.



**Figura 161.** Diagrama de interacción uniaxial X-X de la columna C1 ( $ey=0$ ), Excel.

Fuente: Elaboración Propia

Todas las combinaciones de carga axial amplificada y momento amplificado a los que será sometida la columna en X se encuentran dentro del diagrama de interacción de diseño, incluido el momento de 2do orden causado por la esbeltez en X combinado con el Pu.



**Figura 162.** Diagrama de interacción uniaxial Y-Y de la columna C1 ( $ex=0$ ), Excel.

Fuente: Elaboración Propia

Todas las combinaciones de carga axial amplificada y momento amplificado a los que será sometida la columna en Y se encuentran dentro del diagrama de interacción de diseño, incluido el momento de 2do orden causado por la esbeltez en Y combinado con el Pu.

De los datos extraídos por Etabs tenemos que para flexión uniaxial tanto en X como en Y:

- ✓ Falla por compresión pura:

Resistencia nominal:  $P_{n0} = 165,050.71 \text{ kg}$

Resistencia diseño:  $0.80 * \phi * P_{n0} = 115,535.50 \text{ kg}$

- ✓ Falla balanceada:

Resistencia nominal:  $P_n = 60,539.36 \text{ kg}$  y  $M_n = 9,735.25 \text{ kg}$

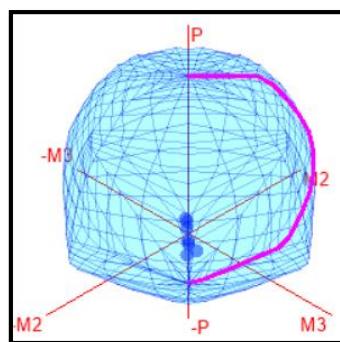
Resistencia diseño:  $\phi * P_n = 42,377.55 \text{ kg}$  y  $M_n = 6,814.67 \text{ kg}$

- ✓ Falla por tracción pura:

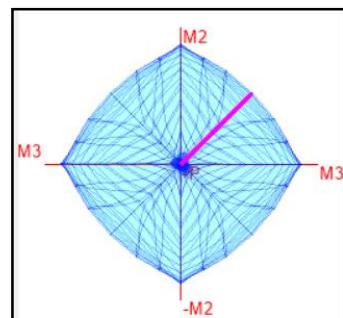
Resistencia nominal:  $P_n = 47,690.23 \text{ kg}$

Resistencia diseño:  $\phi * P_n = 42,921.20 \text{ kg}$

Etabs nos da los diagramas de interacción en 3D, que incluye flexión uniaxial y biaxial. Todas las combinaciones de carga axial amplificada y flexión amplificada a las que será sometida la columna se encuentran dentro del diagrama de interacción de diseño.



**Figura 163.** Diagrama de interacción de diseño biaxial, Etabs.  
Fuente: Elaboración Propia



**Figura 164.** Corte en X (Momento) del diagrama de interacción de diseño biaxial, Etabs.  
Fuente: Elaboración Propia

En ambas gráficas la línea morada está posicionada a 45° del eje X y Y.

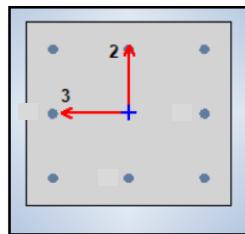
#### D. Resistencia mínima a la flexión

Etabs nos da dos valores, uno para cada dirección hubo casos en los que las columnas muestran “N/A” (no aplicable) en una dirección y en la otra un valor, pero es porque en ese nudo solo concurrían vigas en una dirección, eso significa que en el otro sentido no se aplica esta verificación, así que no hay problema. Pero cuando sale “S/O” significa que la sección no cumple con los requerimientos, por lo tanto, debemos cambiar las dimensiones.

Etabs nos da los valores de  $1.2 * \frac{\sum M_{nv}}{\sum M_{nc}}$  los cuales deben ser menores a 1, entonces se debe cumplir:

$$1.2 * \frac{1}{1.2} \geq 1.2 * \frac{\sum M_{nv}}{\sum M_{nc}}$$
$$1 \geq 1.2 * \frac{\sum M_{nv}}{\sum M_{nc}}$$

También debemos cumplir con los requerimientos del diseño de nudos que se realizará más adelante.



**Figura 165.** Sección de columna 30x30 cm<sup>2</sup>, Etabs.  
Fuente: Elaboración Propia

En el eje 2 mide 30 cm y en el eje 3 mide 30 cm con una cuantía de 1.26% (4φ3/4).

(6/5)*(Beam/Column) Capacity Ratios	
Major Ratio	Minor Ratio
0.533	0.544

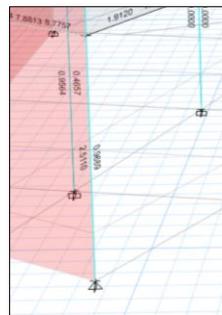
**Figura 166.** Información de diseño columna fuerte viga débil C1 con sección 30x30 cm<sup>2</sup>, Etabs.

Fuente: Elaboración Propia

Los valores son inferiores a 1 por lo tanto se cumple con la resistencia mínima a flexión de la columna, demostrando que se produce el efecto columna fuerte viga débil.

## E. Diseño por cortante

Al igual que en las vigas revisaremos el diseño por cortante, en donde nos dará dos valores de diseño por cortante, uno es el obtenido del eje X y el otro del eje Y.



**Figura 167.** Diseño por cortante en columnas, Etabs.  
Fuente: Elaboración Propia

Utilizaremos el mayor valor que es  $0.025 \text{ cm}^2/\text{m}$  debido a que este diseño satisface los requisitos de las combinaciones de carga de diseño incluyendo efectos de sismo, solo verificaremos que el refuerzo no sea inferior a:

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

El recubrimiento es de 4 cm y el diámetro de estribos es  $3/8'$  (0.95 cm), la distancia de centro a centro de estribo (bc) es:

$$bc = 30 \text{ cm} - 2 * \left(4 \text{ cm} + \frac{0.95 \text{ cm}}{2}\right) = 21.05$$

$$\frac{Ash}{s} = 0.09 * \frac{bc * f'c}{fyh} = 0.09 * \frac{21.05 \text{ cm} * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 0.095 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

El más crítico es  $0.095 \text{ cm}^2/\text{cm}$ .

Debido a que el refuerzo longitudinal es de  $3/4'$  utilizaremos estribos de  $3/8'$  ( $0.71 \text{ cm}^2$ ), ya que las dimensiones son cortas y el núcleo no tiene dimensiones superiores a 35 cm, los estribos tendrán 2 ramas, por lo tanto:

$$Av = 2 * 0.71 \text{ cm}^2 = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{1.42 \text{ cm}^2}{0.095 \text{ cm}^2/\text{cm}} = 15.05 \text{ cm}$$

Este espaciamiento puede ser utilizado a lo largo de toda la columna si es menor que los espaciamientos requeridos.

✓ **Estripos en zona de confinamiento**

El diseño del refuerzo transversal dentro de la zona de confinamiento ( $L_0$ ) es distinto al de la zona no confinada, la zona de confinamiento se extiende hasta el mayor de:

- a) La mayor dimensión de la sección, 30 cm.
- b)  $\frac{Ln}{6} = \frac{505\text{ cm} - 25\text{ cm}}{6} = 80\text{ cm}$
- c) 50 cm

Debido a que el mayor es 80 cm:

$$L_0 = 80\text{ cm}$$

El R.N.E. 0.60 menciona que el espaciamiento de los estribos cerrados en la zona de confinamiento no debe exceder de:

- a)  $\frac{b}{3} = \frac{30\text{ cm}}{3} = 10\text{ cm}$
- b)  $6 * db.\text{longitudinal} = 6 * \left(\frac{3}{4} * 2.54\right) = 11.43\text{ cm}$
- c) 10 cm

Debido a que el menor es 10 cm, utilizaremos para la zona confinada:

$$s = 10\text{ cm}$$

La norma exige que para el sistema dual tipo II el primer estribo debe estar colocado a no más de 5 cm, en este caso no es el mismo espaciamiento que para el resto de la zona de confinamiento, por lo tanto, la cantidad de estribos que se colocaran en la zona de confinamiento será:

$$N_e = \frac{L_0 - 5}{s} = \frac{80\text{ cm} - 5\text{ cm}}{10\text{ cm}} = 7.5 \approx 8$$

Tendremos 1 estribo a 5 cm y 8 a 10 cm para la zona de confinamiento.

✓ **Estripos fuera de la zona de confinamiento**

El espaciamiento mínimo entre estribos fuera de la zona de confinamiento es:

a)  $10 * db.\text{longitudinal} = 10 * \left(\frac{3}{4} * 2.54\right) = 19.05 \text{ cm}$

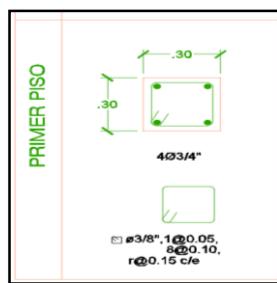
b) 25 cm

En este caso el espaciamiento menor es el calculado anteriormente 15.05 cm, por lo tanto, el espaciamiento entre estribos fuera de la zona de confinamiento será:

$$s = 15 \text{ cm}$$

El primer estribo se colocará a 5 cm, la distribución de estribos será la siguiente:

$$1 @ 0.05m; 8 @ 0.10m; Rto @ 0.15 m$$



**Figura 168.** Refuerzo longitudinal y transversal de columna “C1”.

Fuente: Elaboración Propia

### 3.8.3.4. Diseño de nudos

Etabs calcula la resistencia última del nudo y la resistencia de diseño del nudo, el resultado que nos da es la ratio de estas dos fuerzas, el cual debe ser inferior a 1, se observan los valores en la pantalla, pero en el cuadro de información de diseño también podemos encontrar estos valores en “Joint Shear Details”.

Joint Shear Design			
	Joint Shear Ratio	Shear $V_{u,\text{Top}}$ kgf	Shear $\phi V_c$ kgf
Major Shear, $V_{u2}$	0.408	21589.778	52910.608
Minor Shear, $V_{u3}$	0.936	49513.763	52910.608

**Figura 169.** Información de fuerzas cortantes del nudo, Etabs.

Fuente: Elaboración Propia

Las fuerzas de diseño al corte son mayores que las fuerzas últimas, por lo tanto, tenemos una ratio inferior a 1. Verificaremos si el nudo es capaz de soportar la fuerza cortante última, en cada dirección, en el eje 2 mide 40 cm y en el eje 3 mide 45.

$$V_{u2} = 21,589.78 \text{ kg} \wedge V_{u3} = 49,513.76 \text{ kg}$$

$$Nu = Pu = 15,523.69 \text{ kg}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * \left(1 + \frac{Nu}{140 * Ag}\right) b_w * d$$

$$V_{c2} = 0.53 * \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * \left(1 + \frac{15,523.69 \text{ kg}}{140 * (40\text{cm} * 45\text{cm})}\right) 45 \text{ cm} * 34 \text{ cm} = 12,474.95 \text{ kg}$$

$$V_{c3} = 0.53 * \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * \left(1 + \frac{15,523.69 \text{ kg}}{140 * (40\text{cm} * 45\text{cm})}\right) 40 \text{ cm} * 39 \text{ cm} = 12,719.55 \text{ kg}$$

$$V_s \geq \frac{V_u}{\emptyset} - V_c$$

$$V_{s2} \geq \frac{21,589.78 \text{ kg}}{0.85} - 12,474.95 \text{ kg} = 12,924.79 \text{ kg}$$

$$V_{s3} \geq \frac{49,513.76 \text{ kg}}{0.85} - 12,719.55 \text{ kg} = 45,531.93 \text{ kg}$$

$$\frac{Av_2}{s_2} = \frac{V_{s2}}{fy * d_2} = \frac{12,924.79 \text{ kg}}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 34} = 0.09 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$\frac{Av_3}{s_3} = \frac{V_{s3}}{fy * d_3} = \frac{45,531.93 \text{ kg}}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 39} = 0.28 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Como se está diseñando el nudo para resistir la cortante última, solo debemos verificar el refuerzo transversal con la siguiente fórmula:

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

El recubrimiento es de 4 cm y el diámetro de estribos es 3/8' (0.95 cm), la distancia de centro a centro de estribo (bc) es:

$$bc_2 = 40 \text{ cm} - 2 * \left(4\text{cm} + \frac{0.95 \text{ cm}}{2}\right) = 31.05 \text{ cm}$$

$$bc_3 = 45 \text{ cm} - 2 * \left(4\text{cm} + \frac{0.95 \text{ cm}}{2}\right) = 36.05 \text{ cm}$$

$$\frac{Ash_2}{s_2} = 0.09 * \frac{bc_2 * f'c}{fyh} = 0.09 * \frac{31.05 \text{ cm} * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 0.14 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$\frac{Ash_3}{s_3} = 0.09 * \frac{bc_3 * f'c}{fyh} = 0.09 * \frac{36.05 \text{ cm} * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 0.16 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Utilizaremos el refuerzo transversal que exige mayor demanda:

$$\frac{Av_2}{s_2} = 0.14 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$\frac{Av_3}{s_3} = 0.16 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Debido a que el refuerzo longitudinal es de  $3/4''$  utilizaremos estribos de  $3/8''$  ( $0.71 \text{ cm}^2$ ), utilizaremos el mínimo número de ramas, las cuales no pueden estar separada a más de 35 cm.

$$N^{\circ} \text{ramas}_2 = \frac{31.05 \text{ cm}}{35 \text{ cm}} + 1 = 1.89 \text{ ramas} \simeq 2 \text{ ramas}$$

$$N^{\circ} \text{ramas}_3 = \frac{36.05 \text{ cm}}{35 \text{ cm}} + 1 = 2.03 \text{ ramas} \simeq 3 \text{ ramas}$$

$$Av2 = 2 * 0.71 \text{ cm}^2 = 1.42 \text{ cm}^2$$

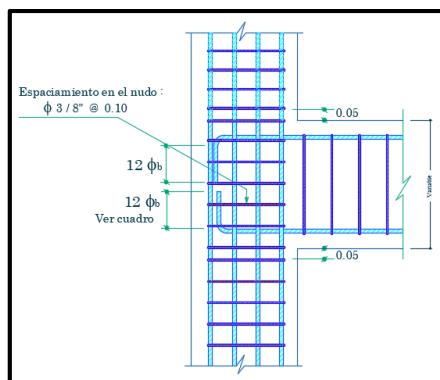
$$Av3 = 3 * 0.71 \text{ cm}^2 = 2.13 \text{ cm}^2$$

$$s_2 = \frac{1.42 \text{ cm}^2}{0.14 \text{ cm}^2/\text{cm}} = 10.20 \text{ cm}$$

$$s_3 = \frac{2.13 \text{ cm}^2}{0.16 \text{ cm}^2/\text{cm}} = 13.31 \text{ cm}$$

El espaciado que utilizaremos para el refuerzo transversal del nudo será de 10 cm, ya que los espaciamientos mínimos son mayores.

$$s = 10 \text{ cm}$$



**Figura 170.** Refuerzo transversal en el nudo.  
Fuente: Elaboración Propia

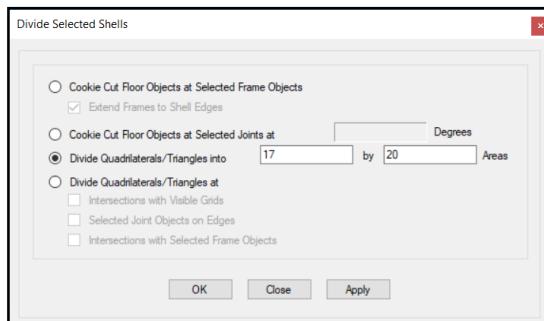
### 3.8.3.5. Diseño de muros estructurales

#### A. Discretización de muros

La discretización de muros es un enmallado de elementos finitos que se hace en los elementos Shell, lo aplicaremos en los muros estructurales para tener resultados más exactos. Este proceso se puede realizar en el modelamiento, pero como provoca un mayor proceso de cálculo volviendo más pesado al programa se recomienda dejarlo para el final.

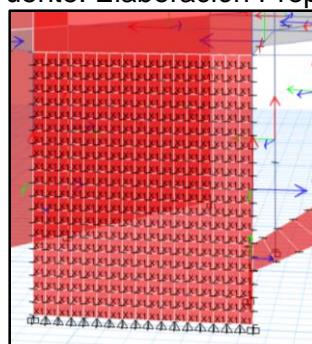
Se recomienda que las mallas estén conformadas por cuadrados de 25 cm o 30 cm, el muro del primer piso que se encuentra en el eje 1 “PL-1” tiene una altura de 5.05 m y tiene una longitud de 4.22 m, así que el número de divisiones será:

$$\frac{4.22 \text{ m}}{0.25 \text{ m}} = 17 \quad \wedge \quad \frac{5.05 \text{ m}}{0.25 \text{ m}} = 20$$



**Figura 171.** Discretización de elementos Shells, Etabs.

Fuente: Elaboración Propia



**Figura 172.** Muro estructural discretizado, Etabs.

Fuente: Elaboración Propia

#### B. Diseño por cortante

En el resumen de diseño del muro estructural obtenemos el refuerzo por corte, el cual es equivalente a la cuantía horizontal mínima (0.0025).

Shear Design				
Station Location	ID	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	P <sub>u</sub> kgf
Top	Leg 1	8.75	W:1.25CM+1.25CV+1CSX	135825.715
Bottom	Leg 1	8.75	W:1.25CM+1.25CV+1CSX	118560.193

El área de acero horizontal la obtendremos con la altura del muro, multiplicándola con el acero de refuerzo por cortante que es 8.75 cm<sup>2</sup>/m.

$$Ast = 5.05 \text{ m} * 8.75 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} = 44.19 \text{ cm}^2$$

Para varillas de ½' (1.29 cm<sup>2</sup>)

$$N. \text{ varillas} = \frac{44.19 \text{ cm}^2}{1.29 \text{ cm}^2} = 34.25 \text{ barras} \approx 36 \text{ barras}$$

Debemos redondear a un número par por que serán dos capas 18 barras en cada una, el espaciamiento será:

$$s_t = \frac{505 \text{ cm}}{18} = 28.06 \text{ cm} \approx 0.25 \text{ m}$$

Utilizaremos un espaciamiento de 25 cm lo que nos queda el siguiente refuerzo horizontal en cada capa: 21 barras de 1/2' @ 25 cm ( Ast = 26.60 cm<sup>2</sup>)

Verificaremos la cuantía:

$$\rho_h = \frac{26.60 \text{ cm}^2 * 2}{505 \text{ cm} * 35 \text{ cm}} = 0.0030 > 0.0025 = \rho_{h,min}$$

La cuantía horizontal es superior a la mínima.

### C. Diseño por flexocompresión

Nos fijaremos en los valores de c, daremos anti-click en la placa y nos dará el resumen de diseño de la placa.

Boundary Element Check (Part 2 of 2)	
C Depth cm	C Limit cm
Not Required	Not Required
Not Required	Not Required
58.7937	93.8689

Como podemos observar C Depth es menor que C límite, lo que quiere decir que no necesitamos elementos de borde, aun así, se consideraron elementos de borde ya que estos son columnas las cuales cumplen con otras funciones.

El área de acero requerido es 53.21 cm<sup>2</sup> el cual obedece a una cuantía mínima de 0.0025, debido a que los elementos de bode ya tienen su acero distribuido, distribuiremos acero en el alma de la placa con la cual obtengamos una cuantía superior a la mínima pero que sea cercana a esta.

La longitud del alma de la placa descontando núcleos es de 2.22 m y el espesor de 0.35 m, el área mínima de acero sería:

$$As = 222 \text{ cm} * 35 \text{ cm} * 0.0025 = 19.46 \text{ cm}^2$$

Debido a que el espesor es mayor a 20 cm utilizaremos 2 capas conformadas por barras de  $\frac{1}{2}$ , por lo tanto, el número de barras en cada capa será:

$$N. \text{ barras} = \frac{19.46 \text{ cm}^2}{1.29 \text{ cm}^2 * 2} = 7.545 \approx 8 \text{ barras de } \frac{1}{2} @ 25 \text{ cm} (As = 10.13 \text{ cm}^2)$$

La cuantía vertical mínima será:

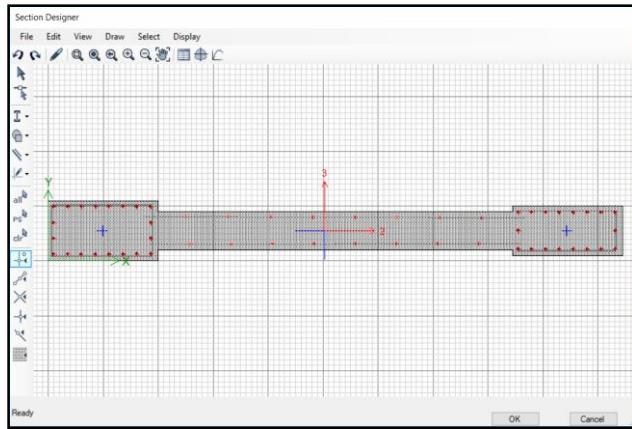
$$\rho_{vmin} = 0.0025 + 0.5 * \left( 2.5 - \frac{hm}{lm} \right) * (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 * \left( 2.5 - \frac{505 \text{ cm}}{422.41 \text{ cm}} \right) * (0.0030 - 0.0025) \geq 0.0025$$

$$\rho_{vmin} = 0.0028 \geq 0.0025$$

$$\rho_v = \frac{128.58 \text{ cm}^2}{17,784.35 \text{ cm}^2} = 0.0072 > 0.0025 = \rho_{v,min}$$

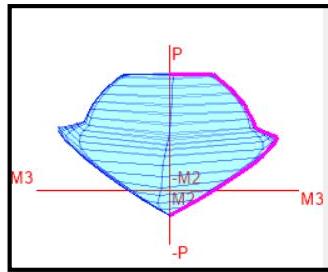
La cuantía vertical es superior a la mínima, modificaremos nuestra placa "PL1" con la herramienta "Section Designer", le daremos a nuestra placa y las columnas de borde el acero requerido.



**Figura 173.** Placa “PL-1” en “Section Designer”, Etabs.  
Fuente: Elaboración Propia

En el resumen de diseño de la placa podemos observar el valor de la relación demanda/capacidad (D/C) el cual debe ser inferior a 1.

Flexural Design for P, M <sub>3</sub> and M <sub>2</sub>					
Station	D/C	Flexural	P <sub>u</sub> kgf	M <sub>u2</sub> kgf-m	M <sub>u3</sub> kgf-m
Top	0.252	W:1.25CM+1.25CV+1CSY	266857.841	-24907.6361	-338028
Bottom	0.255	W:1.25CM+1.25CV+1CSX	277486.04	6882.7268	-635230



**Figura 174.** Diagrama de interacción de diseño de la placa “PL-1”, Etabs.  
Fuente: Elaboración Propia

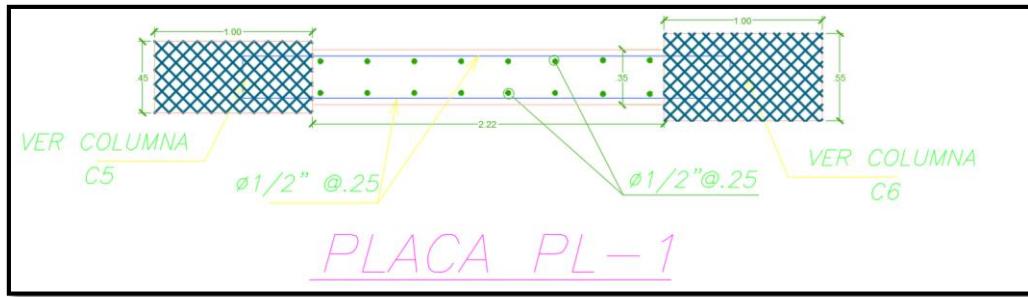
Debido a que se cumple:

$$\frac{hm}{lm} = \frac{505 \text{ cm}}{422.41 \text{ cm}} = 1.20 \leq 2$$

La cuantía vertical debe ser superior a la horizontal:

$$\rho_v \geq \rho_h$$

$$0.0072 \geq 0.0030$$



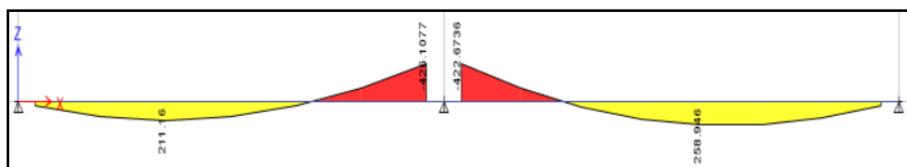
**Figura 175.** Detalles de placa “PL-1”, Etabs.  
Fuente: Elaboración Propia

### 3.8.3.6. Diseño de losas aligeradas

Las losas aligeradas se diseñan como vigas T, en el caso de haber paños contiguos se consideran vigas continuas.

#### A. Diseño por flexión

El análisis de las viguetas no abarca un diseño sismorresistente, por lo tanto, no contempla las fuerzas sísmicas debido a que estas no representan una demanda considerable para las viguetas ya que son absorbidas por los pórticos, la combinación más crítica y con la que se diseñaran las losas es  $1.4*CM+1.7*CV$ . Diseñaremos una losa que tiene dos paños contiguos, los cuales se encuentran entre los ejes 6 y 8, y tienen una longitud de 3.08 m y 3.29 m respectivamente.



**Figura 176.** Diagrama de momento flectores de paño 1 y 2, Etabs  
Fuente: Elaboración Propia

**Tabla 48**  
Acero en vigueta del paño 1

N	Estación (cm)	Acero Negativo Necesario	Acero Positivo Necesario	Acero Negativo Colocado				Acero Positivo Colocado				
		(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	
1	12.50	0.00	0.11	1	3/8	0	0	0.7	1	3/8	0	0
2	59.67	0.00	0.43	0	0	0	0	0	1	3/8	0	0
3	106.83	0.00	0.47	0	0	0	0	0	1	3/8	0	0
4	154.00	0.00	0.44	0	0	0	0	0	1	3/8	0	0
5	201.17	0.00	0.27	0	0	0	0	0	1	3/8	0	0
6	248.33	0.38	0.00	1	1/2	0	0	1.3	1	3/8	0	0
7	295.55	0.87	0.00	1	1/2	0	0	1.3	1	3/8	0	0

Fuente: Elaboración Propia

**Tabla 49**  
Acero en vigueta del paño 2

N	Estación (cm)	Acero Negativo	Acero Positivo	Acero Negativo Colocado				Acero Positivo Colocado				
		Necesario (cm <sup>2</sup> )	Necesario (cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	
1	12.50	0.86	0	1	1/2	0	0	1.29	1	3/8	0	0
2	55.93	0.39	0	1	1/2	0	0	1.29	1	3/8	0	0
3	99.36	0	0.27	0	0	0	0	0	1	3/8	0	0
4	142.79	0	0.47	0	0	0	0	0	1	3/8	0	0
5	186.21	0	0.49	0	0	0	0	0	1	3/8	0	0
6	229.64	0	0.49	0	0	0	0	0	1	3/8	0	0
7	273.07	0	0.47	0	0	0	0	0	1	3/8	0	0
8	316.50	0	0.13	1	3/8	0	0	0.71	1	3/8	0	0

Fuente: Elaboración Propia

El peralte efectivo se consideró como 17 cm.

Acero mínimo:

$$\rho_{min} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c}}{fy} = \frac{0.7 * \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2}}{4200 \text{ kg/cm}^2} = 0.0024$$

$$As_{min} = \rho_{min} * b * d = 0.0024 * 10 \text{ cm} * 14 \text{ cm} = 0.34 \text{ cm}^2$$

Acero máximo:

$$\rho_b = \frac{0.85 * f'c * \beta_1}{fy} * \left( \frac{\epsilon_c * E_s}{\epsilon_c * E_s + fy} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 * 210 \text{ kg/cm}^2 * 0.85}{4200 \text{ fg/cm}^2} * \left( \frac{0.003 * \left( 2.1 * 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)}{0.003 * \left( 2.1 * 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) + 4200 \text{ kg}} \right) = 0.0217$$

$$\rho_{max} = \rho_b * 0.75 = 0.021 * 0.75 = 0.016 \text{ cm}^2$$

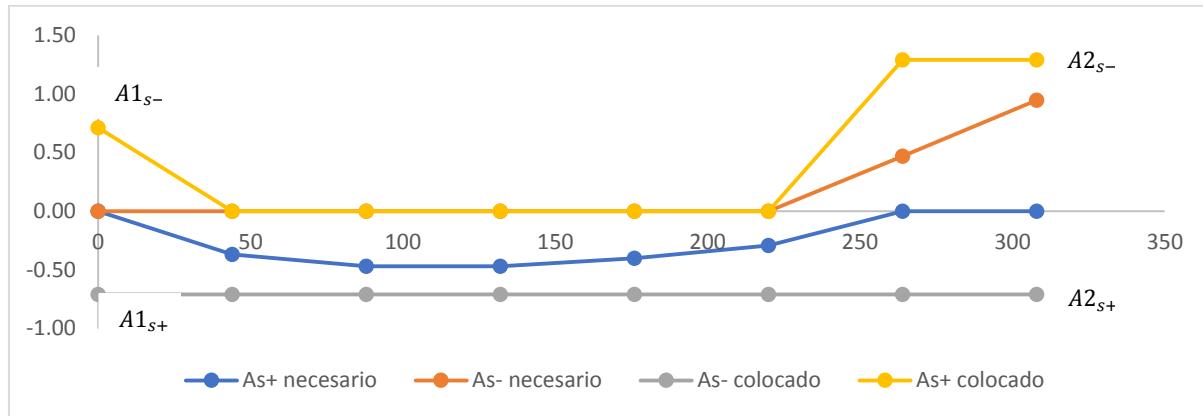
$$As_{max} = \rho_{max} * b * d = 0.016 * 10 * 14 = 2.24 \text{ cm}^2$$

Nuestras áreas de acero cumplen con los parámetros, asegurando que en la viga se producirá una falla dúctil.

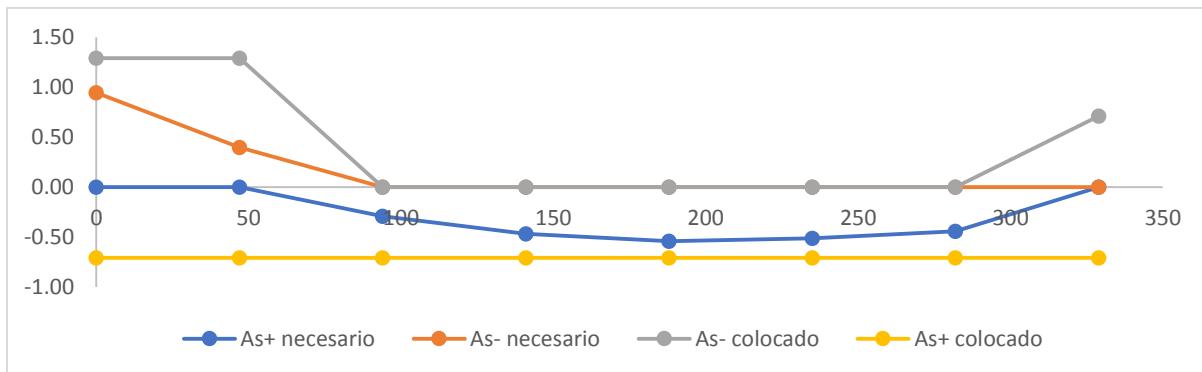
$$As_{min} < As < As_{max}$$

$$0.34 \text{ cm}^2 < As < 2.24 \text{ cm}^2$$

En la siguiente grafica podemos observar que el acero a colocar es mayor que el necesario, por eso el acero requerido se encuentra dentro del perímetro que forma el acero a colocar.



**Figura 177.** Grafica de acero requerido y acero a colocar en el paño 1.  
Fuente: Elaboración Propia



**Figura 178.** Grafica de acero requerido y acero a colocar en el paño 2.  
Fuente: Elaboración Propia

El acero positivo en la cara del nudo es mayor que la mitad (1/2) del acero negativo proporcionada en esa misma cara, esto se da en ambos extremos.

$$A_{1s+} > \frac{A_{1s-}}{2} \wedge A_{2s+} > \frac{A_{2s-}}{2}$$

Donde:

$A_{1s+}$ : Área de acero positivo en la cara del nudo izquierdo (cm<sup>2</sup>)

$A_{1s-}$ : Área de acero negativo en la cara del nudo izquierdo (cm<sup>2</sup>)

$A_{2s+}$ : Área de acero positivo en la cara del nudo derecho (cm<sup>2</sup>)

$A_{2s-}$ : Área de acero negativo en la cara del nudo derecho (cm<sup>2</sup>)

$$0.71 \text{ cm}^2 > \frac{1.29 \text{ cm}^2}{2} \wedge 0.71 \text{ cm}^2 > \frac{0.71 \text{ cm}^2}{2}$$

$$0.71 > 0.65 \wedge 0.71 > 0.36$$

El acero positivo y negativo en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, es mayor que un  $\frac{1}{4}$  del acero máximo positivo y negativo de ambas caras.  $A_{1s+}$

$$A_{s.men.} > \frac{A_{s.may.c.}}{4}$$

**Donde:**

$A_{s.men.}$  : Área de acero menor, positivo o negativo en cualquier sección de la viga (cm<sup>2</sup>)

$A_{s.may.c.}$ : Área de acero mayor, positivo o negativo en la cara de los nudos (cm<sup>2</sup>)

$$0.71 \text{ cm}^2 > \frac{1.29 \text{ cm}^2}{4}$$

$$0.71 \text{ cm}^2 > 0.32 \text{ cm}^2$$

✓ **Bastones:**

Es el refuerzo de acero corrugado colocado en los extremos exteriores de la losa, los cuales tienen un doblez. A pesar que el diagrama de momentos flectores nos dice que no necesitamos acero en los extremos exteriores, es necesario ya que ahí la vigueta está trabajando a tracción, por lo tanto, necesitaremos refuerzo, de lo contrario se producirá agrietamiento. Los bastones tendrán una extensión de ln/5 para cada paño.

$$\text{Paño 1} = \frac{3.08 \text{ m}}{5} = 0.61 \text{ m} \approx 0.65 \text{ m}$$

$$\text{Paño 2} = \frac{3.29 \text{ m}}{5} = 0.66 \text{ m} \approx 0.70 \text{ m}$$

✓ **Balancines:**

Los balancines son el refuerzo de acero corrugado colocado en los extremos interiores de la losa, los puntos de corte se determinarán con los puntos de inflexión, los cuales se hallaron de la misma forma que en las vigas, para el paño 1 el punto de inflexión está en la estación 2.06 m y en el paño 2 en 0.88 m.

$$L1' = 2.96 \text{ m} - 2.06 = 0.90 \text{ m}$$

$$L2' = 0.88 \text{ m} - 0.125 \text{ m} = 0.75 \text{ m}$$

Se debe extender una distancia de  $d$  o  $12 db$  (la que sea mayor) después del punto teórico de corte, el diámetro de la barra es de  $\frac{1}{2}$  (1.27 cm).

$$d = 14 \text{ cm}$$

$$12 * db = 12 * 1.27 \text{ cm} = 15.24 \text{ cm}$$

Debido a que  $12db > d$  utilizaremos 15.24 cm, la distancia que se extenderá el bastón desde la cara del nudo debe ser mayor que  $ld$  ( $1/2'$ ).

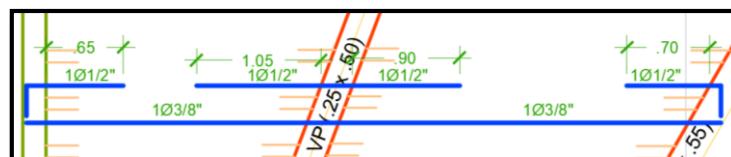
$$ld < L1 \quad \wedge \quad ld < L2$$

$$0.45 \text{ m} < 0.90 \text{ m} + 0.15 \text{ m} \quad \wedge \quad 0.45 \text{ m} < 0.75 \text{ m} + 0.15 \text{ m}$$

$$0.45 \text{ m} < 1.05 \text{ m} \quad \wedge \quad 0.45 \text{ m} < 0.90 \text{ m}$$

Utilizaremos como extensión del balancín a cada lado desde la cara de la viga:

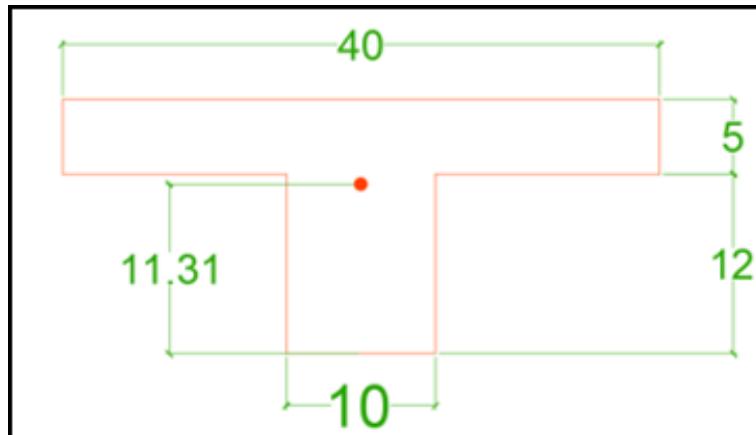
$$L1 = 1.05 \text{ m} \quad \wedge \quad L2 = 0.90 \text{ m}$$



**Figura 179.** Refuerzo longitudinal de viguetas de los paños 1 y 2.  
Fuente: Elaboración Propia

### ✓ Verificación del refuerzo

La verificación del refuerzo mínimo será la misma para las viguetas de ambos paños, ya que tienen la misma sección y el mismo refuerzo, tanto en el centro como en los extremos.



**Figura 180.** Vigueta de aligerado  $h=17$  cm.  
Fuente: Elaboración Propia

El centroide en Y es  $C_y = 11.31$  cm y el momento de inercia bruta  $I_g = 7,275.42$  cm<sup>4</sup>.

El  $Y_t$  es la distancia desde el eje centroidal de la sección total a la fibra extrema en tracción sin considerar el refuerzo, por lo tanto, depende de que parte sea la que está en tracción, en los extremos la parte superior está en tracción  $y_t = 5.69$  cm y en las secciones que el concreto en tracción esta abajo  $y_t = 11.31$  cm, esto es en la parte central de la viga.

$$fr = 2\sqrt{f'c} = 2\sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} = 28.98 \text{ kg/cm}^2$$

En los extremos los momentos de agrietamiento son:

$$M_{cr.ex} = \frac{fr * I_g}{Y_t} = \frac{28.98 \text{ kg/cm}^2 * 7,275.42 \text{ cm}^4}{5.69 \text{ cm}} = 37,074.57 \text{ kg * cm}$$

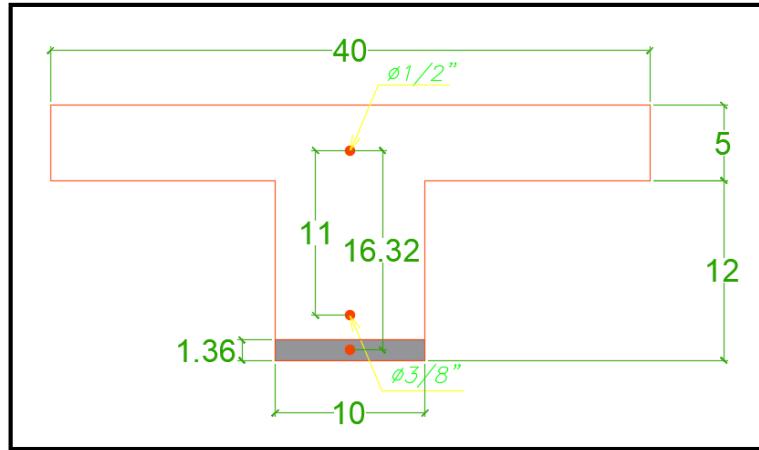
$$M_{cr.ex} = 0.37 \text{ Ton * m}$$

En el centro de la luz los momentos de agrietamiento son:

$$M_{cr.c} = \frac{fr * I_g}{Y_t} = \frac{28.98 \text{ kg/cm}^2 * 7,275.42 \text{ cm}^4}{11.31 \text{ cm}} = 18,639.70 \text{ kg * cm}$$

$$M_{cr.c} = 0.19 \text{ Ton * m}$$

El momento resistente de la viga en los extremos es:



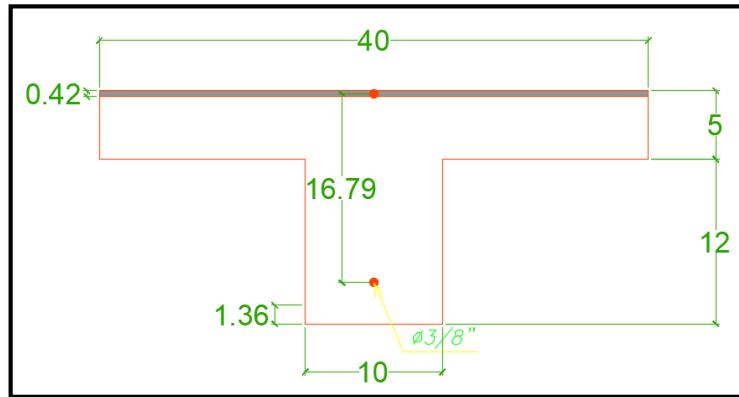
**Figura 181.** Vigueta de aligerado  $h=17$  cm.  
Fuente: Elaboración Propia

$$\varnothing M_{n,ex} = \varnothing * 0.85 * f'c * a * b * \left( d - \frac{a}{2} \right) + \varnothing A'_s f_y (d - d')$$

$$\begin{aligned} \varnothing M_{n,ex} &= 0.9 * 0.85 * 210 \frac{kg}{cm^2} * 1.36cm * 10cm * (16.32cm) + 0.9 * 0.71cm^2 * 4200 \frac{kg}{cm^2} \\ &\quad * (11cm) \end{aligned}$$

$$\varnothing M_{n,ex} = 58,719.41 kg * cm = 0.59 Ton * m$$

El momento resistente en el centro de la vigueta es:



**Figura 182.** Sección de vigueta en centro de luz.  
Fuente: Elaboración Propria

$$\varnothing M_{n,c} = 0.9 * 0.85 * 210 \frac{kg}{cm^2} * 0.42cm * 40cm * (16.79cm) = 37,012.76 kg * cm$$

$$\varnothing M_{n,c} = 0.37 Ton * m$$

Los momentos resistentes de las viguetas son mayores que los momentos de agrietamiento, en los extremos, cumpliendo con:

$$\varnothing M_n \geq 1.2 M_{cr}$$

$$\phi M_n.e \geq 1.2 M_{cr}.e \quad \wedge \quad \phi M_n.c \geq 1.2 M_{cr}.c$$

$$0.59 \geq 0.44 \quad \wedge \quad 0.37 \geq 0.22$$

### ✓ Control de deflexiones

Debido a que las viguetas no soportan ni están ligada a elementos no estructurales.

$$\frac{l_{n1}}{18.5} < h > \frac{l_{n2}}{18.5}$$

$$\frac{283 \text{ cm}}{18.5} = 15.29 \text{ cm} < 17 \text{ cm} > \frac{304 \text{ cm}}{18.5} = 16.43 \text{ cm}$$

El peralte de la losa es mayor al peralte mínimo, por lo tanto no es necesario verificar deflexiones, pero se hizo una demostración de la forma en que se debe verificar el paño 1.

El momento de servicio es del 100% de la carga viva y la carga muerta.

**Tabla 50**

*Momentos de servicio y momentos de agrietamiento en el paño 1*

	Ms1 (Ton*m)	Mcr1 (Ton*m)
Izquierda	0.03	0.37
Centro	0.11	0.19
Derecha	0.28	0.37

Fuente: Elaboración Propia

El momento de servicio es menor que el momento de agrietamiento en los extremos y en el centro, por lo tanto el momento de inercia efectivo para la sección será igual al momento de inercia de la sección bruta tanto en los extremos como en el centro, ya que no se llega a producir agrietamiento y por lo tanto no varía el peralte del elemento.

$$Ms \leq M_{cr} \Rightarrow I_e = I_g$$

$$I_e = 7,275.42 \text{ cm}^4$$

Ya que la inercia efectiva es la misma en toda la sección, la inercia efectiva promedio es la misma.

$$I_{epromedio1} = 7,275.42 \text{ cm}^4$$

Debido a que las viguetas son pisos que no soportan ni están ligados a elementos estructurales, el reglamento solo nos exige determinar la deflexión inmediata debida a la carga viva.

$$\Delta L < l/360$$

Los momentos producidos por la carga viva en los paños es:

**Tabla 51***Momentos producidos por cargas vivas en losas*

	ML (kg*cm)	
Izquierda	Paño 1 1,271.615	Paño 2 11,657.93
Centro	5,829.03	7,142.61
Derecha	11,752.46	1,439.58

*Fuente: Elaboración Propia*

$$\Delta = \frac{5 * L^2}{48 * E_c * I_e} * [M_{cl} - 0.1 * (M_1 + M_2)]$$

$$\Delta 1 = \frac{5 * (283\ cm)^2}{48 * 217,370.65 \frac{kg}{cm^2} * 7,275.42\ cm^4} * [5,829.03 - 0.1 * (1,271.61 + 11,752.46)]\ kg\ * cm$$

$$\Delta 1 = 0.024\ cm < \frac{l}{360} = \frac{283\ cm}{360} = 0.79\ cm$$

$$\Delta 2 = \frac{5 * (304\ cm)^2}{48 * 217,370.65 \frac{kg}{cm^2} * 7,275.42\ cm^4} * [7,142.61 - 0.1 * (11,657.93 + 1,439.58)]\ kg\ * cm$$

$$\Delta 2 = 0.036\ cm < \frac{l}{360} = \frac{304\ cm}{360} = 0.84\ cm$$

Las deflexiones que se producen en las viguetas son inferiores a las deflexiones máximas, por lo tanto, no hay problema con el peralte. No se calcularán las deflexiones diferidas (a largo plazo) ya que están son necesarias cuando el elemento que se analiza soporta o está ligado a un elemento no estructural.

#### ✓ Control de fisuras

De la misma forma que en las vigas realizaremos el control de fisuras, la diferencia está en el cálculo del Act en los extremos, donde las alas trabajan en tracción. Sabiendo que el recubrimiento es de 2 cm y el acero en tracción es de 1/2' (1.27 cm):

$$y_s = 2\ cm + \frac{1.27\ cm}{2} = 2.64\ cm$$

En caso que las alas estén trabajando a tracción debemos tener en cuenta que  $y_s$  es el centroide del área en tracción, y si el doble de este valor sobrepasa el espesor de la losa,  $y_s$  es el centroide de una viga T, esto sucede en los extremos de las losas.  $b_t$  es la base de la viguela que trabaja en tracción. Para el caso de  $y_s$  2.64 cm, la altura que está en tracción 5.64 cm, con un área de 228.99 cm<sup>2</sup>.

$$f_s = \frac{M_s}{(0.9 * d * A_s)}$$

$$Z = f_s * \sqrt[3]{d * c * A_t}$$

**Tabla 52**

Valores de Z para distintas estaciones de la vigueta del paño 1

N	Station Cm	As cm <sup>2</sup>	Momento de servicio (CD+CL) Ton*m	N. barras	fs kg/cm <sup>2</sup>	bt cm	Act cm <sup>2</sup>	Z kg/cm
1	12.50	1.29	0.03	1	182.58	40	228.99	945.48
2	59.67	0.71	0.11	1	1234.73	10	52.70	6393.94
3	106.83	0.71	0.14	1	1546.36	10	52.70	8007.72
4	154.00	0.71	0.11	1	1266.64	10	52.70	6559.18
6	201.17	0.71	0.04	1	395.55	10	52.70	2048.32
7	248.33	1.29	0.10	1	587.21	40	228.99	4962.01
8	295.50	1.29	0.28	1	1717.60	40	228.99	14514.02

Fuente: Elaboración Propia

**Tabla 53**

Valores de Z para distintas estaciones de la vigueta del paño 2

N	Station Cm	As cm <sup>2</sup>	Momento de servicio (CD+CL) Ton*m	N. barras	fs kg/cm <sup>2</sup>	bt cm	Act cm <sup>2</sup>	Z kg/cm
1	12.50	1.29	0.28	1	1703.76	40	228.99	14397.03
2	55.93	1.29	0.10	1	602.97	40	228.99	5095.23
3	99.36	0.71	0.04	1	403.13	10	52.70	2087.56
4	142.79	0.71	0.13	1	1400.46	10	52.70	7252.15
5	186.21	0.71	0.17	1	1896.44	10	52.70	9820.57
6	229.64	0.71	0.17	1	1891.09	10	52.70	9792.85
7	273.07	0.71	0.12	1	1384.39	10	52.70	7168.96
8	316.50	0.71	0.03	1	376.35	40	228.99	3180.25

Fuente: Elaboración Propia

Para todas las estaciones se cumple que:

$$Z < 26,000 \text{ kg/cm}$$

- ✓ **Diseño por contracción y temperatura**

Para el paño 1 tenemos:

$$Ast1 = 0.0018 * h * l = 0.0018 * 5 \text{ cm} * 283 \text{ cm} = 2.55 \text{ cm}^2$$

Utilizaremos acero corrugado de 6 mm el cual tiene un área de 0.28 cm<sup>2</sup>.

$$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{2.55 \text{ cm}^2}{0.28 \text{ cm}^2} = 9.11 \approx 10$$

$$s = \frac{283 \text{ cm}}{10} = 28.30 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$$

10 Ø 6 mm @ 0.25 m

Para el paño 2 hacemos el mismo procedimiento:

$$Ast2 = 0.0018 * 5\text{cm} * 304 = 2.74 \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{2.74 \text{ cm}^2}{0.28 \text{ cm}^2} = 9.79 \approx 10$$

$$s = \frac{304 \text{ cm}}{10} = 30.4 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

Respetando el espaciamiento máximo tenemos:

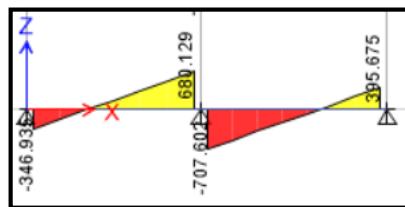
10 Ø 6 mm @ 0.25 m

El espaciamiento máximo para este refuerzo no excede 5 veces el espesor de la losa ni exceder 40 cm.

$$s = 25 \text{ cm} \leq 5 * 5 \text{ cm} = 25 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm}$$

## B. Diseño por corte

Las fuerzas cortantes últimas las obtuvimos del diagrama de fuerza cortante de las losas.



**Figura 183.** Diagrama de fuerza cortante de los paños 1y 2 (kg), Etabs.  
Fuente: Elaboración Propia

El cortante último en los paños es:

$$Vu1 = 680.13 \text{ Kg} \text{ y } Vu2 = 707.60 \text{ kg}$$

La resistencia de diseño por corte del concreto es:

$$\emptyset * V_c = \emptyset * 1.1 * (0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * d) = 0.85 * 1.1 * \left( 0.53 * \sqrt{210 \frac{kg}{cm^2}} * 10cm * 14cm \right)$$

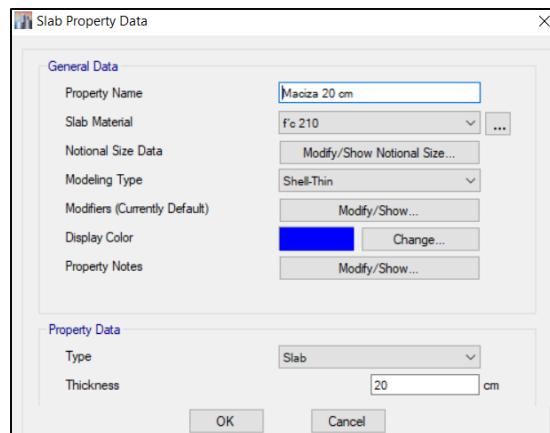
$$\emptyset * V_c = 1,005.37 kg$$

$$\emptyset * V_c > Vu$$

La resistencia al cortante de diseño es mayor a la resistencia última en ambos paños, quiere decir que el concreto conformado por la sección de las viguetas tiene la capacidad de resistir las fuerzas cortantes a los que será sometido, sin necesidad de ensanches.

### 3.8.3.7. *Diseño de losa maciza*

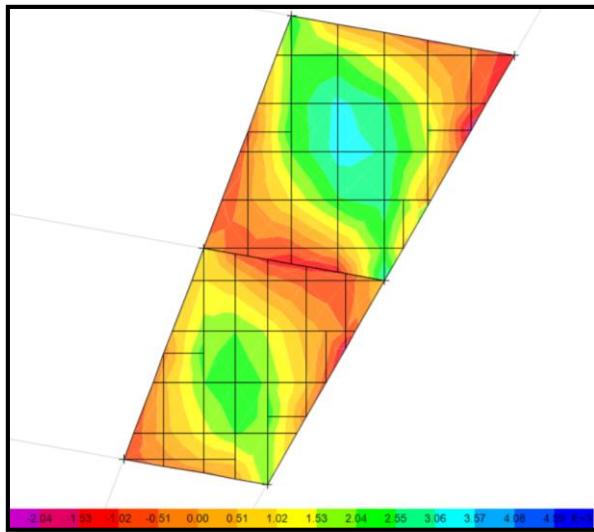
Estas losas al igual que las losas aligeradas se diseñarán separadas a la estructura, como elemento Shell. La losa a diseñar es la que se encuentra en la azotea, la cual soporta a los tanques elevados.



**Figura 184.** Propiedades de la sección de losa maciza de 20 cm, Etabs.  
Fuente: Elaboración Propia

#### A. Diseño por flexión

El diseño de las losas macizas se realizará con el diagrama de momento flector, del cual extraemos el momento máximo positivo y negativo.

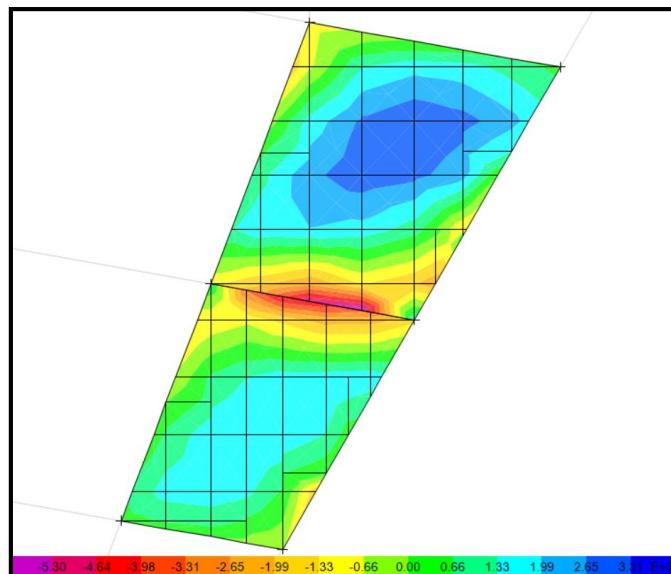


**Figura 185.** Diagrama de momentos de losa maciza de 20 cm en X-X, Etabs.  
Fuente: Elaboración Propia

En x los momentos máximos son:

$$M_{ux-} = -0.51 \text{ Ton} * \text{m}$$

$$M_{ux+} = 3.57 \text{ Ton} * \text{m}$$



**Figura 186.** Diagrama de momentos de losa maciza de 20 cm en Y-Y, Etabs.  
Fuente: Elaboración Propia

$$M_{uy-} = -2.65 \text{ Ton} * \text{m}$$

$$M_{uy+} = 3.31 \text{ Ton} * \text{m}$$

Diseñaremos una sección de la losa maciza, la cual tendrá una base de 100 cm, para esto utilizaremos las fórmulas mencionadas anteriormente:

$$\emptyset M_n = \emptyset * 0.85 * f'c * a * b * \left(d - \frac{a}{2}\right) + \emptyset A'_s f_y (d - d') \quad (50)$$

El momento último para una sección rectangular con comportamiento dúctil es:

$$M_u = \emptyset * M_n = \emptyset * f'c * \omega * (1 - 0.59 * \omega) * b * d^2$$

Despejando la fórmula anterior obtenemos la cuantía, con la cual hallamos el área de acero.

$$0 = \omega^2 * (\emptyset * f'c * 0.59) - \omega * (\emptyset * f'c) + \frac{Mu}{b * d^2}$$

$$\rho = \frac{(\phi * f'c) \pm \sqrt{(-\emptyset * f'c)^2 - 4 * (\emptyset * f'c * 0.59) * \left(\frac{Mu}{b * d^2}\right)}}{2 * (\emptyset * f'c * 0.59)} * \frac{f'c}{f_y}$$

$$As = \rho * b * d$$

**Tabla 54**

Cálculo del refuerzo por flexión para losa maciza de 25 cm.

Paño	Acero negativo		Acero positivo	
	X	Y	X	Y
Mu (ton*m)	0.51	2.65	3.57	3.31
P	0.0005	0.0025	0.0034	0.0031
As calculado (cm <sup>2</sup> /m)	0.8	4.25	5.79	5.35
Diámetro	½	½	½	½
Área de la barra	1/27	1.27	1.27	1.27
S(m)	0.89	0.3	0.22	0.24
S(m)	0.25	0.25	0.2	0.2
Área colocada (cm <sup>2</sup> /m)	5.07	5.07	6.33	6.33

Fuente: Elaboración Propia

Acero mínimo:

$$\rho_{min} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.7 * \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2}}{4200 \text{ kg/cm}^2} = 0.0024/\text{m}$$

$$As_{min} = \rho_{min} * b * d = 0.0024 * 100 \text{ cm} * 17 \text{ cm} = 3.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Acero máximo:

$$\rho_b = \frac{0.85 * f'c * \beta_1}{f_y} * \left( \frac{\epsilon_c * E_s}{\epsilon_c * E_s + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 * 210 \text{ kg/cm}^2 * 0.85}{4200 \text{ kg/cm}^2} * \left( \frac{0.003 * \left( 2.1 * 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)}{0.003 * \left( 2.1 * 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) + \frac{4200 \text{ kg}}{\text{cm}^2}} \right) = 0.0217$$

$$\rho_{max} = \rho_b * 0.75 = 0.0217 * 0.75 = 0.0163$$

$$As_{max} = \rho_{max} * b * d = 0.0163 * 100 \text{ cm} * 17 \text{ cm} = 27.64 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se cumple que la cantidad de acero a colocar es superior al acero mínimo e inferior al máximo, tanto en X y Y:

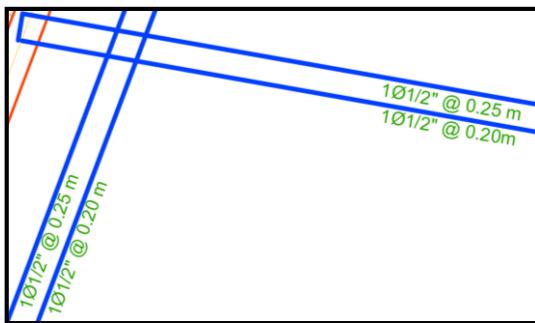
$$As_{min} < As < As_{max}$$

$$3.6 \text{ cm}^2/\text{m} < As < 27.64 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Tendremos una losa maciza con doble malla:

Malla superior: En X 1/2' @ 0.25 m; en Y 1/2' @ 0.25 m

Malla inferior: En X 1/2' @ 0.20 m; en Y 1/2' @ 0.20 m

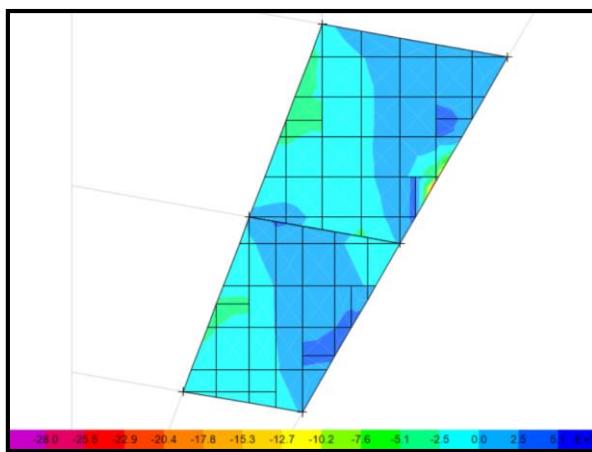


**Figura 187.** Distribución del refuerzo de la losa maciza.

Fuente: Elaboración Propia

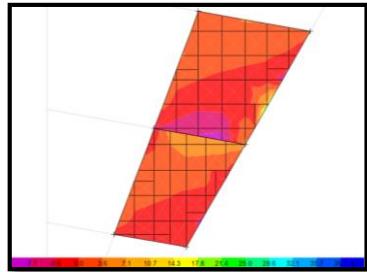
### B. Verificación por corte

Ya que una losa maciza no tiene refuerzo por corte, verificaremos que el concreto tenga la capacidad de resistir las fuerzas cortantes a las que será sometido el elemento. El cortante último lo extraemos de los diagramas de cortante que nos proporciona Etabs.



**Figura 188.** Diagrama de fuerza cortante de losa maciza de 20 cm en X-X, Etabs.

Fuente: Elaboración Propia



**Figura 189.** Diagrama de fuerza cortante de losa maciza de 20 cm en Y-Y, Etabs.  
Fuente: Elaboración Propia

$$Vu = 7,902.575 \text{ kg/m}$$

La resistencia al cortante de la losa maciza es:

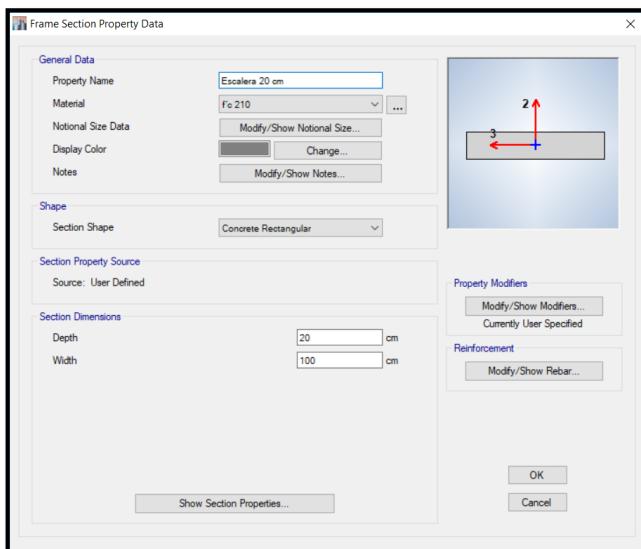
$$\begin{aligned} \phi * V_c &= \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 100 \text{ cm} * 17 \text{ cm} \\ \phi * V_c &= 11,098.221 \text{ kg} \end{aligned}$$

Se cumple que:

$$Vu < \phi * V_c$$

### 3.8.3.8. Diseño de escalera

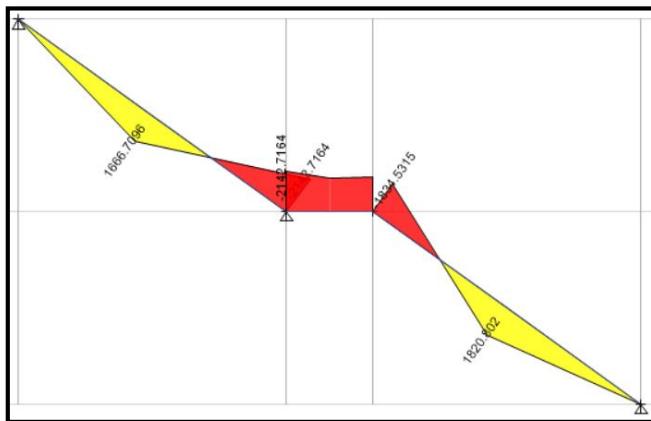
La escalera se diseña como una viga, el espesor que se utilizó en la sección del elemento es 20 cm y el ancho es de 100 cm, el recubrimiento es 2 cm y el d' se consideró 3 cm.



**Figura 190.** Propiedades de la sección de la escalera, Etabs.

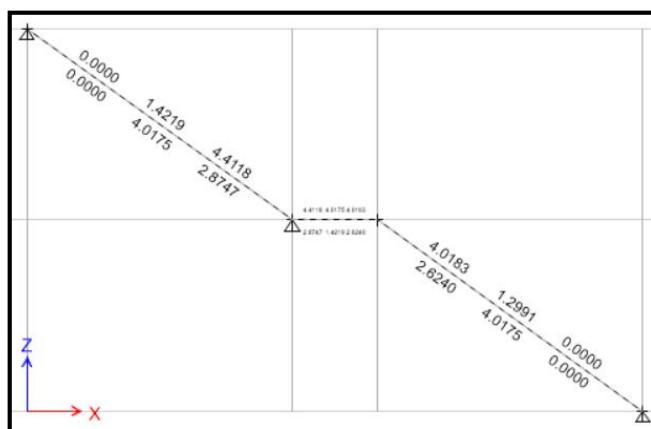
Fuente: Elaboración Propia

#### A. Diseño por flexión



**Figura 191.** Diagrama de momento flector de escalera (kg\*m), Etabs.

Fuente: Elaboración Propia



**Figura 192.** Acero requerido para escalera (cm<sup>2</sup>), Etabs.

Fuente: Elaboración Propia

Con Etabs extraemos las áreas de acero para la escalera, utilizaremos las siguientes áreas de acero como requeridas, el acero negativo es el superior y el acero positivo es el inferior.

**Tabla 55**

*Acero requerido para escalera*

As (cm <sup>2</sup> )	Tramo 1			Descanso			Tramo 2		
	Izq.	Cent.	Der.	Izq.	Der.	Izq.	Cent.	Der.	
	-4.41	4.02	-4.41	-4.41	-4.02	-4.02	4.02	-4.02	

Fuente: Elaboración Propia

Trabajaremos con un área de acero de 4.41 cm<sup>2</sup>, considerando barras de 1/2" (1.27 cm<sup>2</sup>), el número de barras por un metro de base será:

$$N. \text{ barras} = \frac{4.41 \text{ cm}^2}{1.27 \text{ cm}^1} = 3.48 \approx 4$$

$$s = \frac{100 \text{ cm}}{4} = 25 \text{ cm}$$

El acero a flexión será:

$$\emptyset 1/2' @ 0.25 m$$

La longitud del acero en los extremos se halló de la misma forma que la longitud de los bastones en las vigas.

✓ **Acero mínimo:**

El acero mínimo es:

$$As_{min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 \text{ cm} * 15 \text{ cm} = 2.70 \text{ cm}^2$$

Para el acero por flexión se utilizará el acero necesario, pero para el refuerzo por temperatura se utilizará el acero mínimo, considerando barras de 3/8' (0.71 cm<sup>2</sup>), el número de barras por un metro de base será:

$$N. \text{ barras} = \frac{2.70 \text{ cm}^2}{0.71 \text{ cm}^1} = 3.79 \approx 4$$

$$s = \frac{100 \text{ cm}}{4} = 25 \text{ cm}$$

El acero a flexión será:

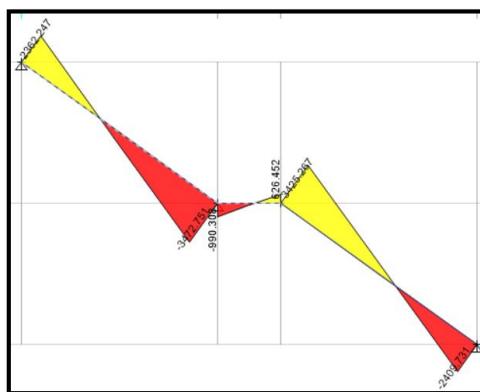
$$\emptyset 3/8' @ 0.25 m$$

El espaciamiento entre barras de acero no excede tres veces el espesor ni 400 mm.

$$s = 25 \text{ cm} < 40 \text{ cm} < 3 * 15 \text{ cm} = 45 \text{ cm}$$

## B. Diseño por cortante

Realizaremos la verificación por cortante.



**Figura 193.** Diagrama de fuerza cortante (kg), Etabs.  
Fuente: Elaboración Propia

El cortante último obtenido de la escalera es:

$$Vu = 3,472.75 \text{ kg}$$

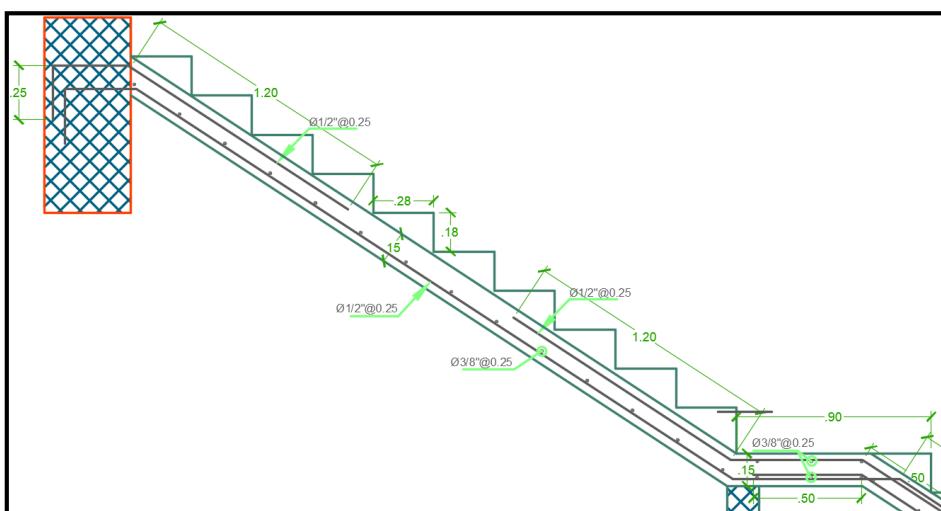
La resistencia a la fuerza cortante del concreto es:

$$\emptyset * V_c = \emptyset * 0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 100 \text{ cm} * 12 \text{ cm}$$

$$\emptyset * V_c = 7,834.04 \text{ kg}$$

La resistencia al cortante de la escalera es mayor que la fuerza cortante a la que será sometida.

$$Vu < \emptyset * V_c$$



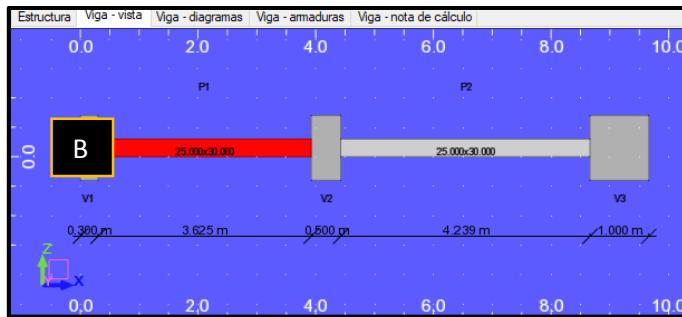
**Figura 194.** Refuerzo de escalera (Tramo 1 y descanso).

Fuente: Elaboración Propia

### 3.8.4. ROBOT S.A.P.

#### 3.8.4.1. Diseño de vigas

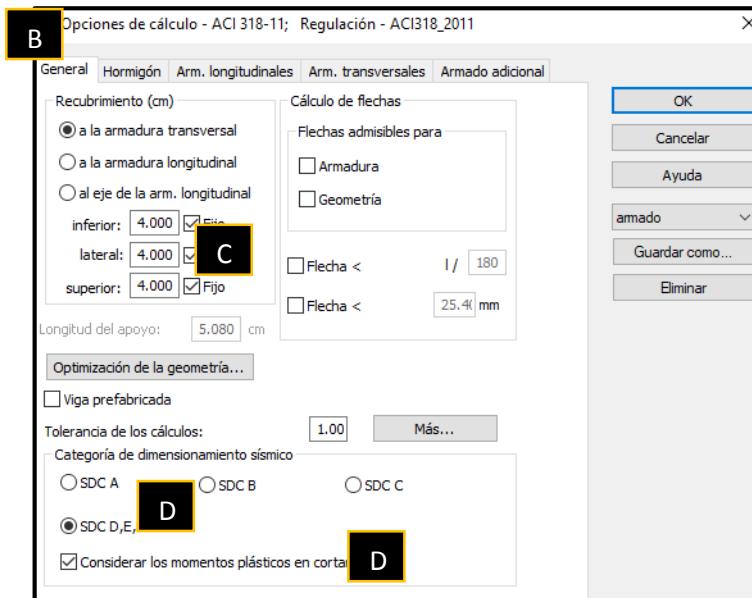
Para diseñar vigas dar un doble clip en el elemento que deseamos diseñar lo cual empezamos con el diseño de una viga (A), como podemos ver aparece de la siguiente forma una viga sin refuerzo (B), con los botones para ver diafragmas, armaduras y su respectiva nota de calculo (C). La viga a diseñar es la Vy 104 que esta conformado por dos tramos, esta viga se encuentra en el eje C, el primer tramo se encuentra entre el eje 1 y 2, el segundo tramo se encuentra entre el eje 2 y 3. Ambos tramos tienen una sección de 25x30 cm<sup>2</sup>.



**Figura 195.** Forma de viga antes de ser diseñada (Robot S.A.P)

Fuente: Elaboración Propia

Una vez que se abre la ventana de opciones de cálculo ACI 318-11 regularizar sus parámetros de cómo se quiere que se genere el cálculo para eso, ir a General (B), y especificar el recubrimiento, en este caso se le dará a la armadura transversal considerando un recubrimiento de 4 cm (C), y verificamos la categoría de direccionamiento sísmico, existen 4 tipos de dimensionamiento: A es el menos riguroso o el menos estricto que no se consideran los momentos plásticos en cortante, B y C podemos decir que desde aquí si se consideran los momentos plásticos en cortante, D,E y F son los más estrictos en y a considerar (D), a su vez activamos que se debe considerar los momentos plásticos en cortante (E).



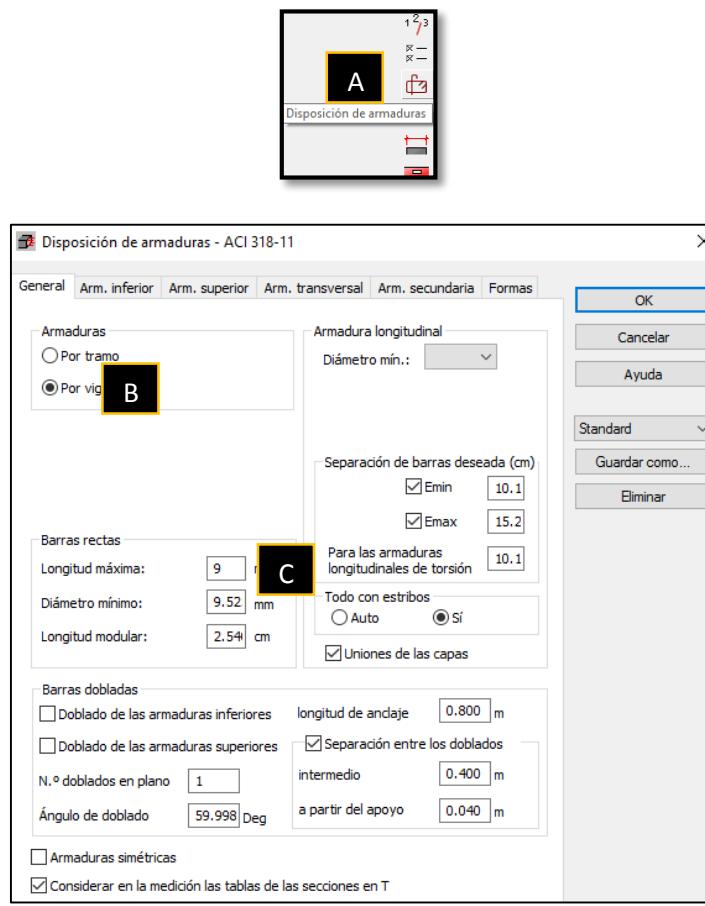
**Figura 196.** Opción general de cálculo (Robot S.A.P)

Fuente: Elaboración Propia

#### A. Disposición de armaduras en vigas.

Ir al botón disposición de la armadura y activamos (A), luego activamos que el armado nos haga por Viga (B), damos el valor de la longitud de la barra de acero en ml en este caso

en Perú se maneja de 9m y OK (C) el resto lo dejamos por defecto del programa ya que está configurado mediante el ACI 318.



**Figura 197.** Disposición de armaduras (Robot S.A.P)  
Fuente: Elaboración Propia

## B. Resultados

Podemos ver los diagramas de los aceros como los apoyos izquierdos y derechos y sus respectivos tramos y sus diferentes longitudes.

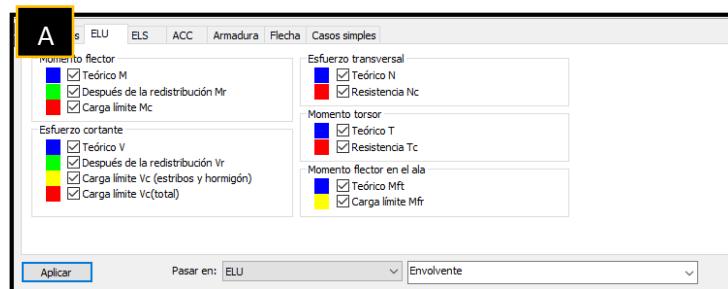
Diagramas									
	Resultados	ELU	ELS	ACC	Armadura	Flecha	Casos simples		
diagrama	Apoyo izquierdo	Apoyo derecho	Tramo	X = 0.300(m)	X = 0.552(m)	X = 0.955(m)	X = 1.357(m)	X = 1.760(m)	X = 2.162(m)
M (tf*m)	-0.955	-1.029	0.609	0.000	0.000	0.550	0.100	0.417	0.000
Mr (tf*m)	<b>-0.955</b>	<b>-1.029</b>	0.609	0.000	0.000	0.550	0.100	0.417	0.000
Mc (tf*m)	-2.138	-2.252	2.459	0.000	2.455	2.478	2.459	2.407	2.162
V (tf)	2.323	-3.122	---	2.323	2.190	1.802	1.372	0.840	0.000
Vr				2.323	2.100	1.800	1.272	0.840	0.000

**Figura 198.** Tablas de resultados de diafragmas (Robot S.A.P)

Fuente: Elaboración Propia

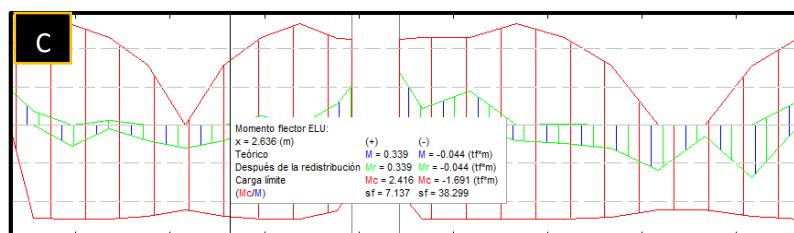
### C. Estado límite Último (ELU)

Podemos activar los que nos sea conveniente, escogemos el ELU (A), podemos observar una gran cantidad de resultados de esta viga (B).



**Figura 199.** Resultados de Viga (Robot S.A.P)

Fuente: Elaboración Propria

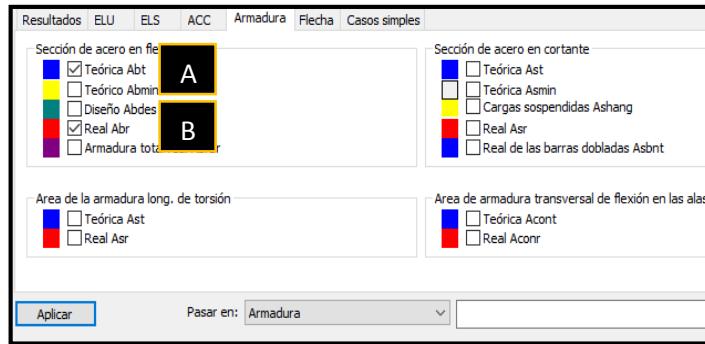


**Figura 200.** Resultados de Viga (Robot S.A.P)

Fuente: Elaboración Propria

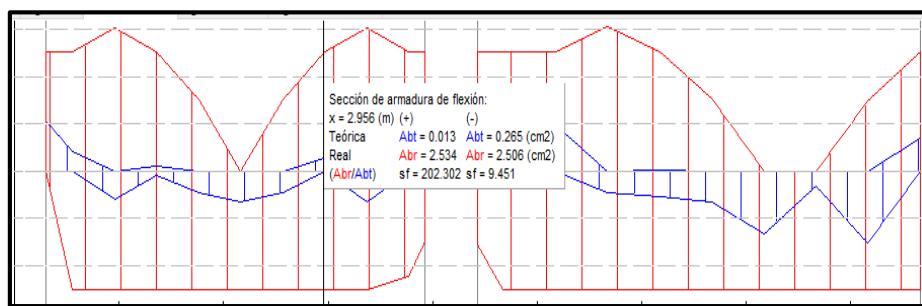
### D. Armaduras

Veremos en este caso solo la armadura teórica (A), vs la armadura real (B) para lo cual se verá más simplifica y esto nos indicará a su vez que el acero real (C), colocado sea mayor o igual al acero teórico (D).



**Figura 201.** Armadura teórica vs armadura real (Robot S.A.P)

Fuente: Elaboración Propia

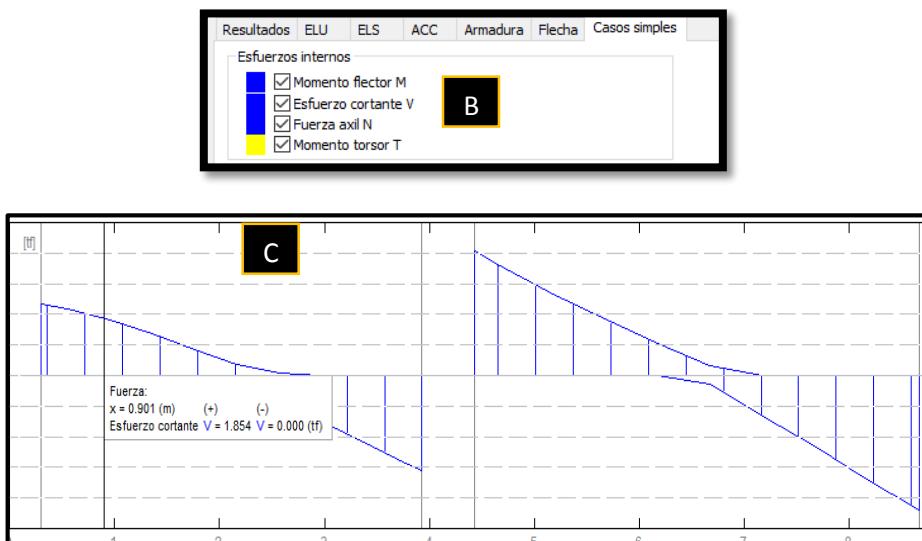


**Figura 202.** Armadura teórica vs armadura real (Robot S.A.P)

Fuente: Elaboración Propria

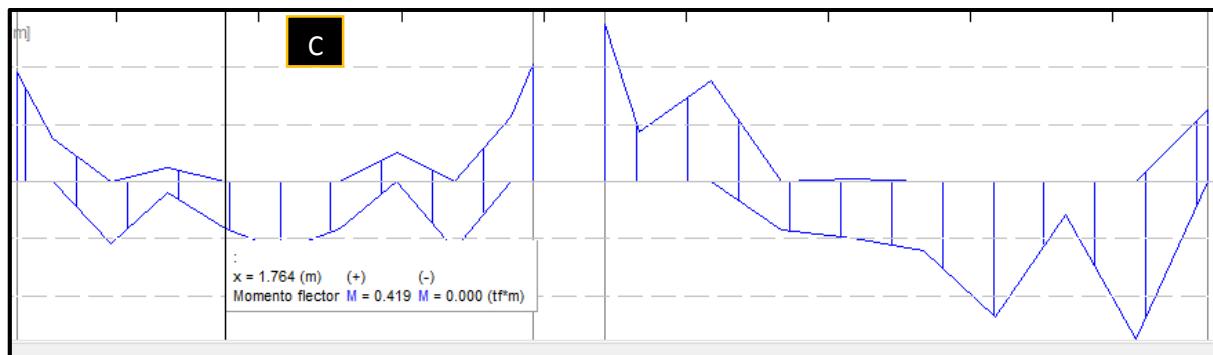
## E. Casos simples

Seleccionamos Casos simples (A), y observamos sus respectivas graficas (C).



**Figura 203.** Diagrama de fuerza cortante en vigas (Robot S.A.P)

Fuente: Elaboración Propria

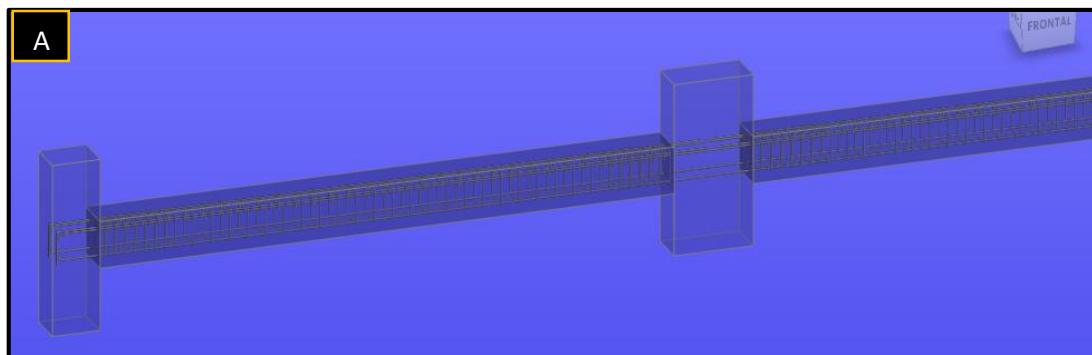


**Figura 204.** Diagrama de Momento flector en vigas (Robot S.A.P)

Fuente: Elaboración Propia

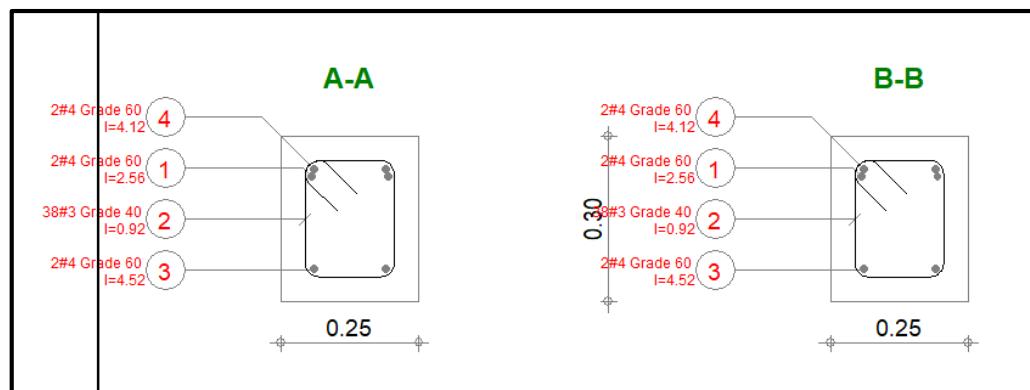
#### F. Detalles del refuerzo

Aquí nos muestra la sección en 3D, podremos apreciar las barras de la siguiente manera (A).



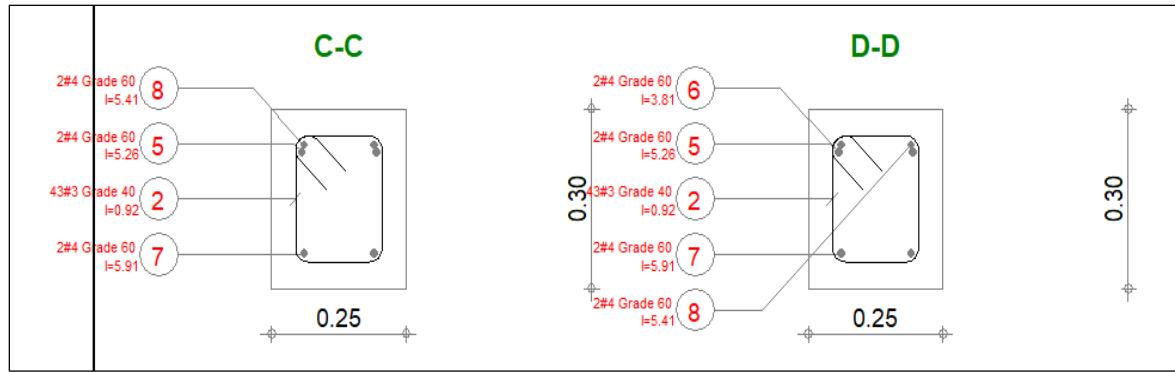
**Figura 205.** Armadura en vigas (Robot S.A.P)

Fuente: Elaboración Propia



**Figura 206.** Refuerzo de Viga Vy104-1 (25x30 cm<sup>2</sup>), ROBOT S.A.P.

Fuente: Elaboración Propia

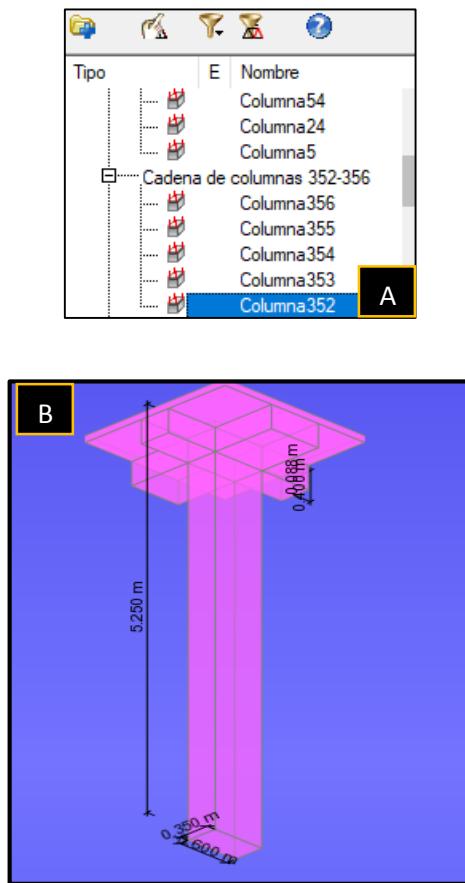


**Figura 207.** Refuerzo de Viga Vy104-2 (25x30 cm<sup>2</sup>), ROBOT S.A.P.

Fuente: Elaboración Propia

### 3.8.4.2. Diseño de columnas

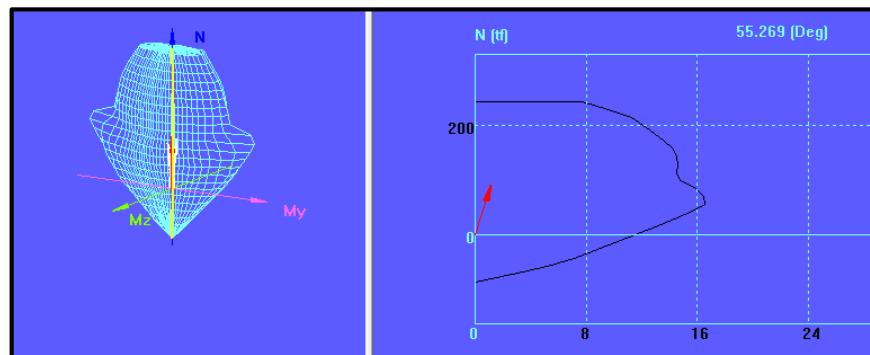
Dar clip al elemento que deseamos diseñar en este caso seleccionaremos la columna C4 Columna352 (35x60 cm<sup>2</sup>) del primer piso (**A**), y se verá la siguiente forma de columna (**B**).



**Figura 208.** Forma de la columna antes de diseñar (Robot S.A.P)

Fuente: Elaboración Propia

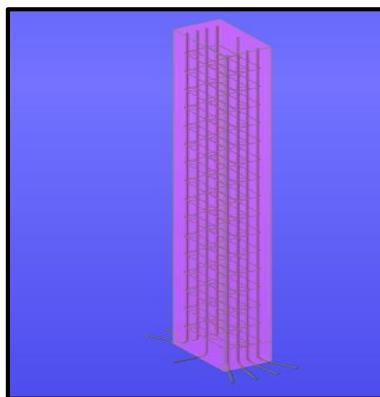
### A. Diagrama de iteración



**Figura 209.** Diagrama de iteración (Robot S.A.P)

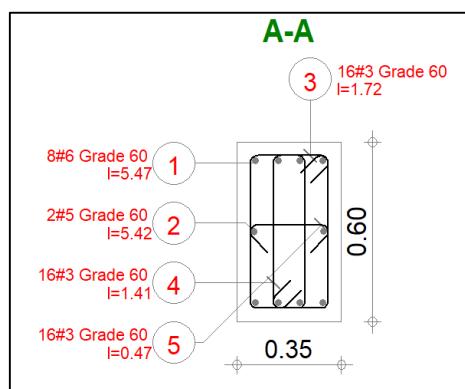
Fuente: Elaboración Propia

### B. Detalles del refuerzo



**Figura 210.** Armadura para columnas (Robot S.A.P)

Fuente: Elaboración Propria

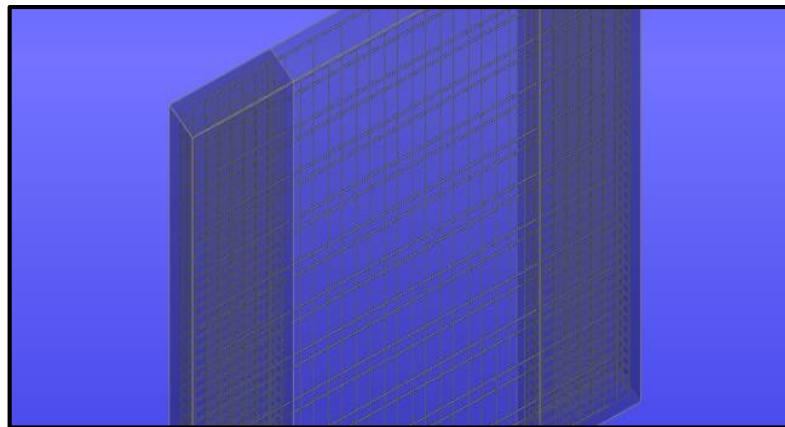


**Figura 211.** Armadura en corte de columna (Robot S.A.P)

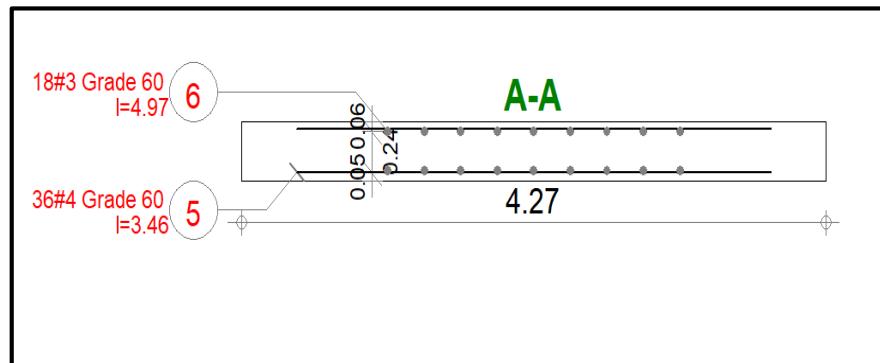
Fuente: Elaboración Propria

### **3.8.4.3. Diseño de muros**

Para el diseño de placas se realiza los mismos procedimientos anteriores solo mostraremos la armadura y diseño de la armadura en corete.



**Figura 212.** Armadura de placa (Robot S.A.P)  
Fuente: Elaboración Propia



**Figura 213.** Armadura de placa en corte (Robot S.A.P)  
Fuente: Elaboración Propia

## CAPÍTULO IV: RESULTADOS Y DISCUSIÓN

### 4.1. Resultados

#### 4.1.1. Diseño sismorresistente

##### 4.1.1.1. Análisis estático o de fuerzas equivalentes

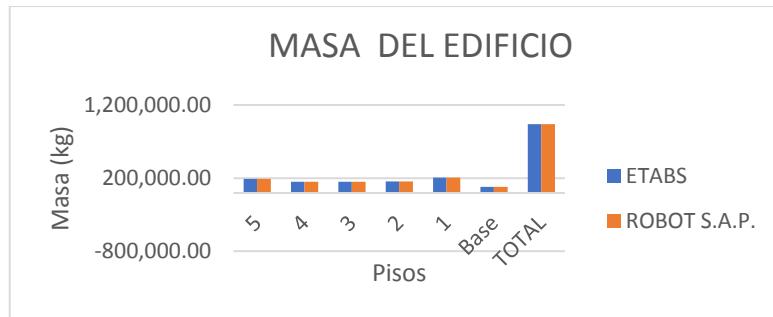
###### A. Masa de la edificación considerada para análisis estático

**Tabla 56**

Masa considerada para análisis estático

PISO	MASA DEL EDIFICIO (KG)		% DE VARIACIÓN	
	ETABS	ROBOT S.A.P.	ETABS	ROBOT S.A.P.
5	189,364.47	189,375.95	0.01	-0.01
4	153,102.20	153,111.48	0.01	-0.01
3	153,102.20	153,111.48	0.01	-0.01
2	155,175.80	155,185.20	0.01	-0.01
1	206,667.49	206,680.01	0.01	-0.01
Base	80,450.09	80,454.97	0.01	-0.01
<b>TOTAL</b>	<b>937,862.25</b>	<b>937,919.08</b>	<b>0.01</b>	<b>-0.01</b>

Fuente: Elaboración Propia



**Figura 214.** Masa considerada para análisis estático

Fuente: Elaboración Propia

###### B. Cortante estático en la base

**Tabla 57**

Cortante estático en la base

DIRECCIÓN DE LA	CORTANTE ESTÁTICO EN LA BASE (kg)		% DE VARIACIÓN	
	ETABS	ROBOT S.A.P.	ETABS	ROBOT S.A.P.
X	68,410.54	68,128.41	-0.41	0.41
Y	79,812.30	79,483.14	-0.41	0.41

Fuente: Elaboración Propia



**Figura 215.** Cortante estático en la base  
Fuente: Elaboración Propia

### C. Cortante estático por pisos

**Tabla 58**

*Cortante estático por pisos en X*

PISO	ALTURA (m)	CORTANTE ESTÁTICO EN X (KG)	
		ETABS	ROBOT S.A.P.
5	17.85	23,839.01	23,740.70
	14.65	23,839.01	23,740.70
4	14.65	15,818.69	15,753.45
	11.45	15,818.69	15,753.45
3	11.45	12,363.42	12,312.43
	8.25	12,363.42	12,312.43
2	8.25	9,028.79	8,991.55
	5.05	9,028.79	8,991.55
1	5.05	7,360.63	7,330.28
	0.00	7,360.63	7,330.28

Fuente: Elaboración Propia

**Tabla 59**

*Cortante estático por pisos en Y*

PISO	ALTURA (m)	CORTANTE ESTÁTICO EN Y (KG)	
		ETABS	ROBOT S.A.P.
5	17.85	27,812.18	27,697.48
	14.65	27,812.18	27,697.48
4	14.65	18,455.14	18,379.03
	11.45	18,455.14	18,379.03
3	11.45	14,423.99	14,364.50
	8.25	14,423.99	14,364.50
2	8.25	10,533.59	10,490.14
	5.05	10,533.59	10,490.14
1	5.05	8,587.40	8,551.99
	0.00	8,587.40	8,551.99

Fuente: Elaboración Propia



**Figura 216.** Cortante estático por pisos en X  
Fuente: Elaboración Propia



**Figura 217.** Cortante estático por pisos en Y  
Fuente: Elaboración Propia

#### 4.1.1.2. Análisis dinámico

##### A. Cortante dinámico en la base

Se comparó el cortante dinámico escalado.

**Tabla 60**  
*Cortante dinámico en la base*

Dirección	Cortante dinámico en la base (kg)		% de Variación	
	ETABS	ROBOT S.A.P.	ETABS	ROBOT S.A.P.
X	54,729.84	59,616.66	8.93	-8.20
Y	63,862.30	69,552.77	8.91	-8.18

Fuente: Elaboración Propia



**Figura 218.** Cortante dinámico en la base.

Fuente: Elaboración Propia

### B. Cortante dinámico por pisos

**Tabla 61**

Cortante dinámico por pisos en X

PISO	ALTURA (m)	CORTANTE DINÁMICO EN X (KG)	
		ETABS	ROBOT S.A.P.
5	17.85	25,557.19	27,432.30
	14.65	25,557.19	27,432.30
4	14.65	34,953.67	37,626.33
	11.45	34,953.67	37,626.33
3	11.45	42,661.46	45,911.17
	8.25	42,661.46	45,911.17
2	8.25	49,025.21	52,757.67
	5.05	49,025.21	52,757.67
1	5.05	54,729.84	59,616.66
	0.00	54,729.84	59,616.66

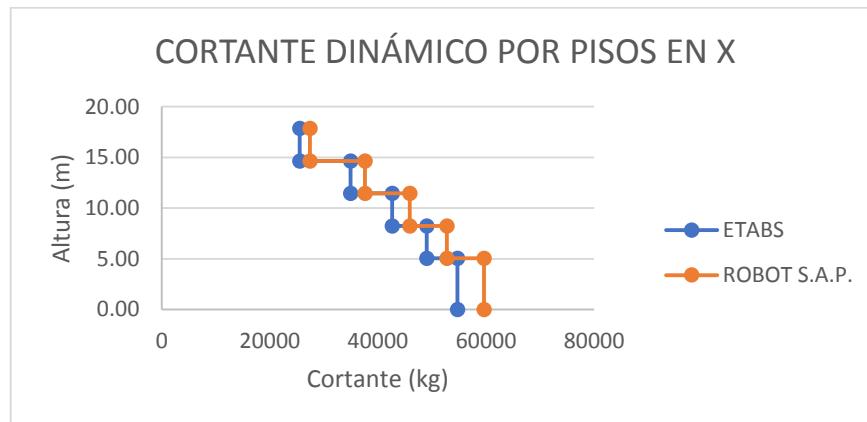
Fuente: Elaboración Propia

**Tabla 62**

Cortante dinámico por pisos en Y

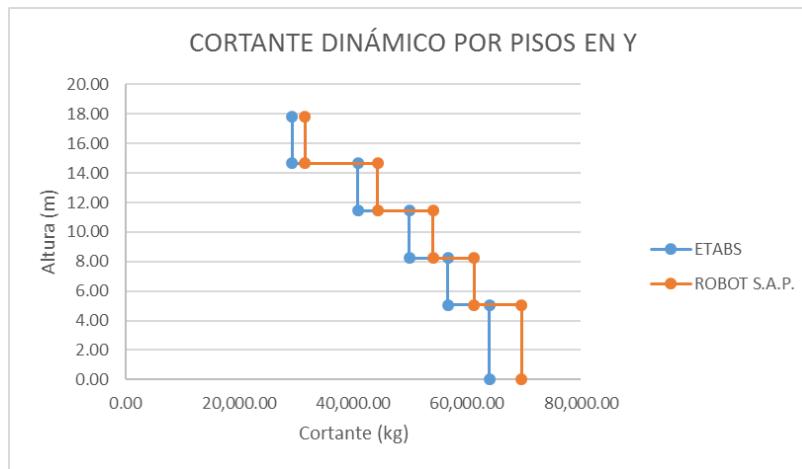
PISO	ALTURA (m)	CORTANTE DINÁMICO EN Y (KG)	
		ETABS	ROBOT S.A.P.
5	17.85	29,213.43	31,513.12
	14.65	29,213.43	31,513.12
4	14.65	40,812.23	44,236.08
	11.45	40,812.23	44,236.08
3	11.45	49,814.90	53,994.92
	8.25	49,814.90	53,994.92
2	8.25	56,636.50	61,221.43
	5.05	56,636.50	61,221.43
1	5.05	63,862.30	69,552.77
	0.00	63,862.30	69,552.77

Fuente: Elaboración Propia



**Figura 219.** Cortante dinámico por pisos en X

Fuente: Elaboración Propia



**Figura 220.** Cortante dinámico por pisos en Y

Fuente: Elaboración Propia

### C. Desplazamientos máximos

**Tabla 63**

*Desplazamientos máximos en X*

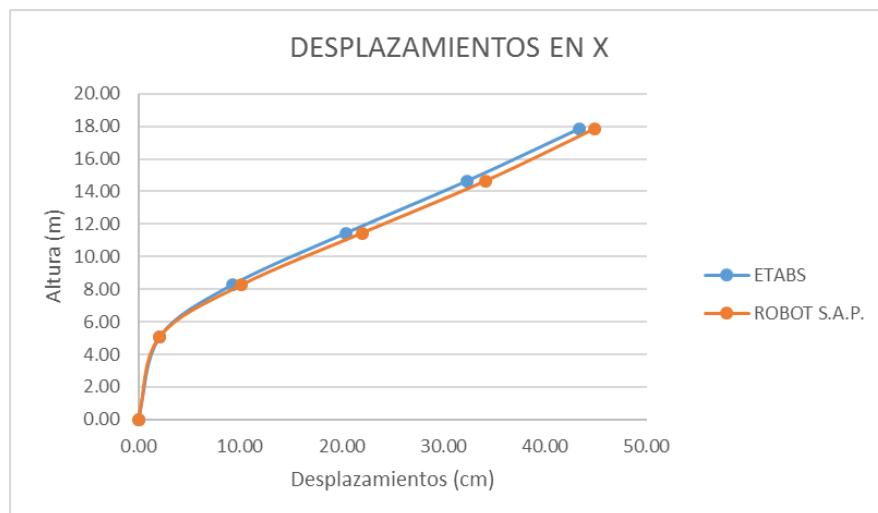
DESPLAZAMIENTOS EN X (mm)			
PISO	ALTURA (m)	ETABS	ROBOT S.A.P.
5	17.85	43.40	44.92
4	14.65	32.38	34.20
3	11.45	20.48	22.05
2	8.25	9.24	10.15
1	5.05	2.11	2.07
BASE	0.00	0.00	0.00

Fuente: Elaboración Propia

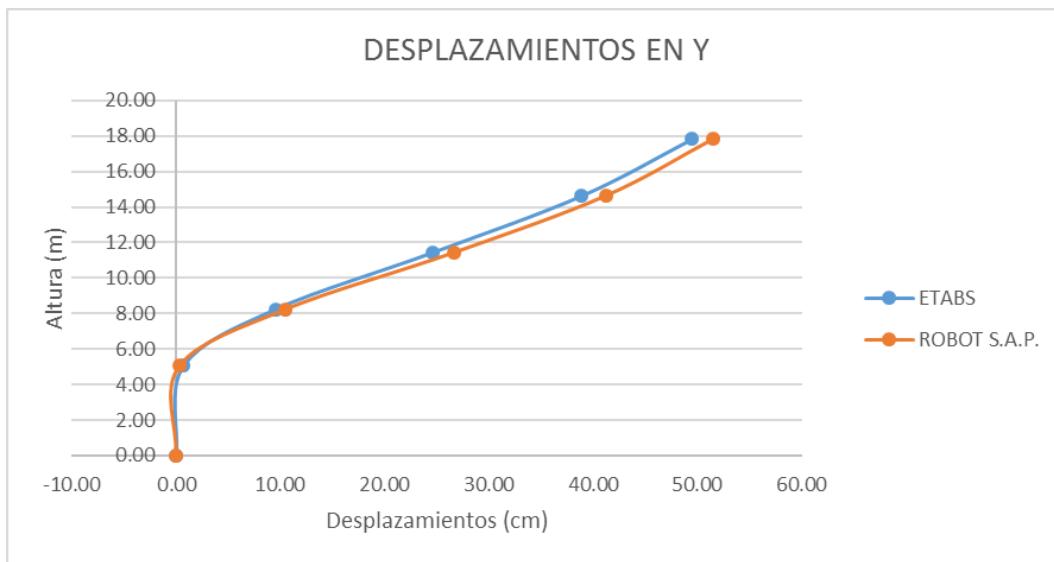
**Tabla 64**  
*Desplazamientos máximos en Y*

DESPLAZAMIENTOS EN Y (mm)			
PISO	ALTURA (m)	ETABS	ROBOT S.A.P.
5	17.85	49.50	51.50
4	14.65	38.91	41.20
3	11.45	24.61	26.66
2	8.25	9.55	10.53
1	5.05	0.70	0.33
<b>BASE</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>

Fuente: Elaboración Propia



**Figura 221.** Desplazamientos máximos en X  
 Fuente: Elaboración Propia



**Figura 222.** Desplazamientos máximos en Y  
Fuente: Elaboración Propia

#### D. Derivas máximas

**Tabla 65**  
*Derivas máximas en X*

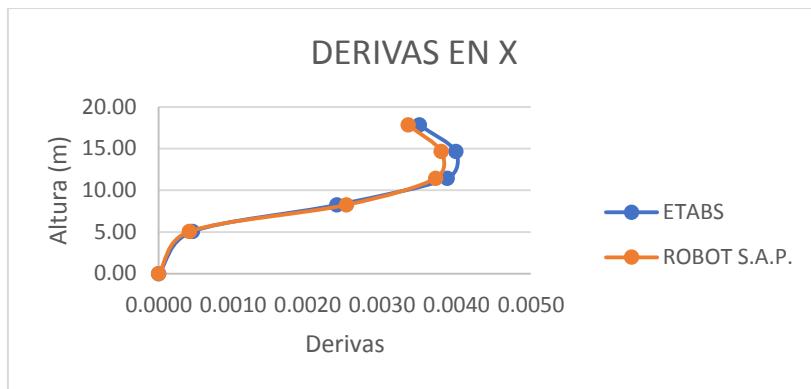
DERIVAS EN X			
PISO	ALTURA (m)	ETABS	ROBOT S.A.P.
5	17.85	0.0035	0.0034
4	14.65	0.0040	0.0038
3	11.45	0.0039	0.0037
2	8.25	0.0024	0.0025
1	5.05	0.0005	0.0004
BASE	0.00	0.0000	0.0000

Fuente: Elaboración Propia

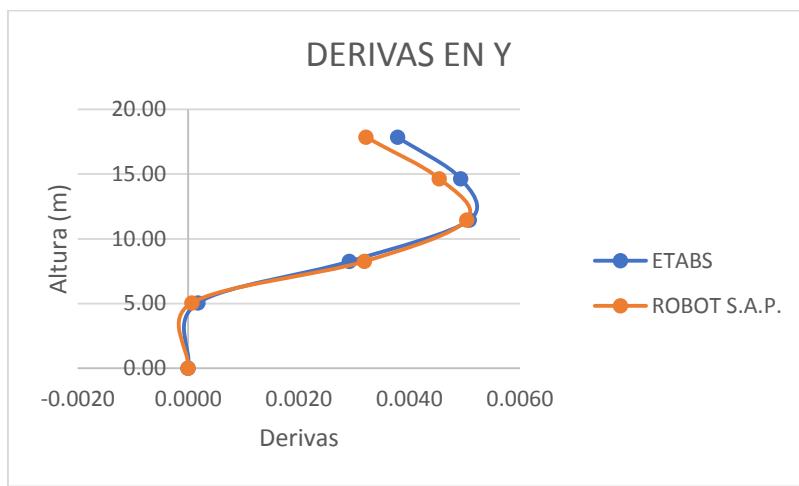
**Tabla 66**  
*Derivas máximas en Y*

DERIVAS EN Y			
PISO	ALTURA (m)	ETABS	ROBOT S.A.P.
5	17.85	0.0038	0.0032
4	14.65	0.0049	0.0045
3	11.45	0.0051	0.0050
2	8.25	0.0029	0.0032
1	5.05	0.0002	0.0001
BASE	0.00	0.0000	0.0000

Fuente: Elaboración Propia



**Figura 223.** Derivas máximas en X  
Fuente: Elaboración Propia



**Figura 224.** Derivas máximas en Y  
Fuente: Elaboración Propia

#### 4.1.1.3. Centros de masa y rigidez

##### A. Centros de masa

**Tabla 67**

Centros de masa

PISO	ALTURA (m)	CENTRO DE MASA (m)				DIFERENCIA (m)	
		ETABS		ROBOT S.A.P.			
		X	Y	X	Y		
5	17.85	5.36	10.72	6.08	9.78	1.19	
4	14.65	5.53	10.15	5.60	10.26	0.14	
3	11.45	5.53	10.15	5.60	10.26	0.14	
2	8.25	5.60	10.13	5.80	10.37	0.32	
1	5.05	6.01	10.37	6.24	10.58	0.31	

Fuente: Elaboración Propia

## B. Centros de rigidez

**Tabla 68**  
*Centros de rigidez*

PISO	ALTURA (m)	CENTRO DE RIGIDEZ (m)				DIFERENCIA (m)	
		ETABS		ROBOT S.A.P.			
		X	Y	X	Y		
5	17.85	5.35	10.86	5.35	8.66	2.20	
4	14.65	5.62	10.50	5.35	8.66	1.85	
3	11.45	5.62	10.50	5.35	8.66	1.85	
2	8.25	5.71	10.46	7.67	9.17	2.34	
1	5.05	6.17	10.65	4.88	13.11	2.78	

Fuente: Elaboración Propia

## C. Excentricidad propia de la estructura

**Tabla 69**  
*Excentricidad propia en ETABS*

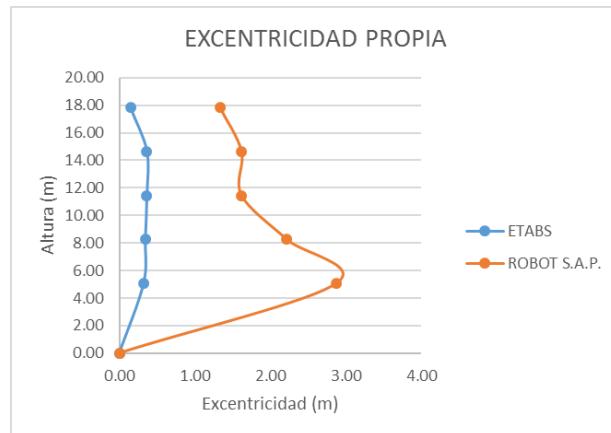
PISO	ALTURA (m)	ETABS				EXCENTRICIDAD PROPIA (m)	
		CENTRO DE MASA (m)		CENTRO DE RIGIDEZ (m)			
		X	Y	X	Y		
5	17.85	5.36	10.72	5.35	10.86	0.14	
4	14.65	5.53	10.15	5.62	10.50	0.36	
3	11.45	5.53	10.15	5.62	10.50	0.36	
2	8.25	5.60	10.13	5.71	10.46	0.34	
1	5.05	6.01	10.37	6.17	10.65	0.32	
BASE	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

Fuente: Elaboración Propia

**Tabla 70**  
*Excentricidad propia en ROBOT S.A.P*

PISO	ALTURA (m)	ROBOT S.A.P.				EXCENTRICIDA D PROPIA (m)	
		CENTRO DE MASA (m)		CENTRO DE RIGIDEZ (m)			
		X	Y	X	Y		
5	17.85	6.08	9.78	5.35	8.66	1.33	
4	14.65	5.60	10.26	5.35	8.66	1.62	
3	11.45	5.60	10.26	5.35	8.66	1.62	
2	8.25	5.80	10.37	7.67	9.17	2.22	
1	5.05	6.24	10.58	4.88	13.11	2.87	
BASE	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

Fuente: Elaboración Propia



**Figura 225.** Excentricidad propia

Fuente: Elaboración Propia

#### 4.1.2. Inversión y presupuesto

##### 4.1.2.1. *Elaboración del proyecto estructural*

Se hizo una comparación del tiempo que demora realizar el proyecto estructural de la superestructura utilizando cada uno de los softwares, luego se transforma en costo.

##### A. Tiempo

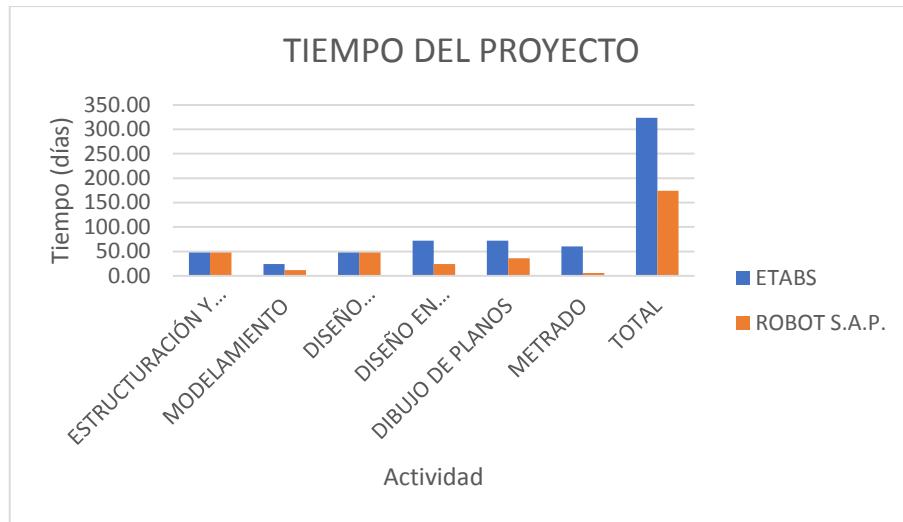
El tiempo que se menciona en la siguiente tabla está en horas, las cuales son de corrido (sin interrupciones), considerando que trabaja una persona.

**Tabla 71**

*Tiempo de elaboración del proyecto*

ACTIVIDAD	TIEMPO (horas)		% DE VARIACIÓN	
	ETABS	ROBOT S.A.P.	ETABS	ROBOT S.A.P.
ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO	48.00	48.00	0.00	0.00
MODELAMIENTO	24.00	12.00	-50.00	100.00
DISEÑO SISMORRESISTENTE	48.00	48.00	0.00	0.00
DISEÑO EN CONCRETO ARMADO	72.00	24.00	-66.67	200.00
DIBUJO DE PLANOS	72.00	36.00	-50.00	100.00
METRADO	60.00	6.00	-90.00	900.00
<b>TOTAL</b>	<b>324.00</b>	<b>174.00</b>	<b>-46.30</b>	<b>86.21</b>

Fuente: Elaboración Propia



**Figura 226.** Comparación de tiempos para la elaboración del proyecto  
Fuente: Elaboración Propia

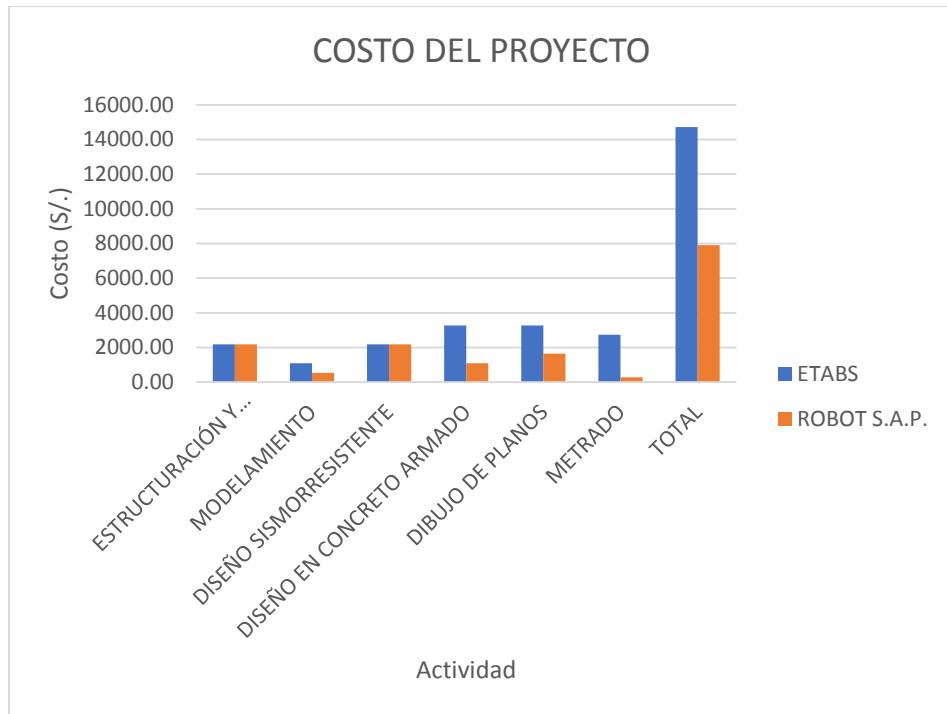
## B. Costo

Se comparó el costo del técnico para la elaboración del proyecto estructural de la superestructura, este costo se calculó con el tiempo. Para el costo por hora se consideró que un ingeniero estructurista gana 8,000.00 S/. por mes, lo que nos da aproximadamente un costo de 45.45 S/. por hora.

**Tabla 72**  
*Costo de elaboración del proyecto*

ACTIVIDAD	COSTO (S/.)		% DE VARIACIÓN	
	ETABS	ROBOT S.A.P.	ETABS	ROBOT S.A.P.
<b>ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO</b>	2181.60	2181.60	0.00	0.00
<b>MODELAMIENTO</b>	1090.80	545.40	-50.00	100.00
<b>DISEÑO SISMORRESISTENTE</b>	2181.60	2181.60	0.00	0.00
<b>DISEÑO EN CONCRETO ARMADO</b>	3272.40	1090.80	-66.67	200.00
<b>DIBUJO DE PLANOS</b>	3272.40	1636.20	-50.00	100.00
<b>METRADO</b>	2727.00	272.70	-90.00	900.00
<b>TOTAL</b>	<b>14725.80</b>	<b>7908.30</b>	<b>-46.30</b>	<b>86.21</b>

Fuente: Elaboración Propia



**Figura 227.** Comparación de costos para la elaboración del proyecto  
Fuente: Elaboración Propia

#### 4.1.2.2. Presupuesto aproximado de ejecución

Se elaboró un presupuesto aproximado del costo de la especialidad de estructuras para la superestructura.

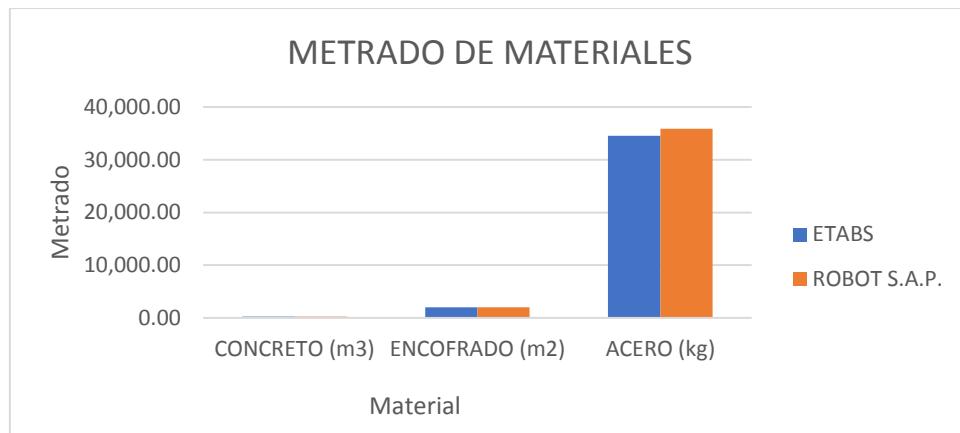
##### A. Metrado de materiales

Para la comparación de la cantidad de materiales necesarios para la superestructura, se hizo un metrado de las partidas más relevantes; manual para el caso de Etabs, mientras que ROBOT S.A.P. nos da el metrado.

**Tabla 73**  
*Metrado de materiales*

<b>MATERIAL</b>	<b>METRADO</b>		<b>% DE VARIACIÓN</b>	
	<b>ETABS</b>	<b>ROBOT S.A.P.</b>	<b>ETABS</b>	<b>ROBOT S.A.P.</b>
<b>CONCRETO (m<sup>3</sup>)</b>	264.52	264.52	0.00	0.00
<b>ENCOFRADO (m<sup>2</sup>)</b>	1,983.26	1,983.26	0.00	0.00
<b>ACERO (kg)</b>	34,533.62	35,870.07	3.87	-3.73

Fuente: Elaboración Propia



**Figura 228.** Metrado de materiales

Fuente: Elaboración Propia

### B. Costo

Los costos unitarios utilizados para el presupuesto son un promedio ya que estos varían según la complejidad que se tenga para ejecutar la partida, lo cual depende del elemento estructural a tratar.

**Tabla 74**  
*Costo unitario*

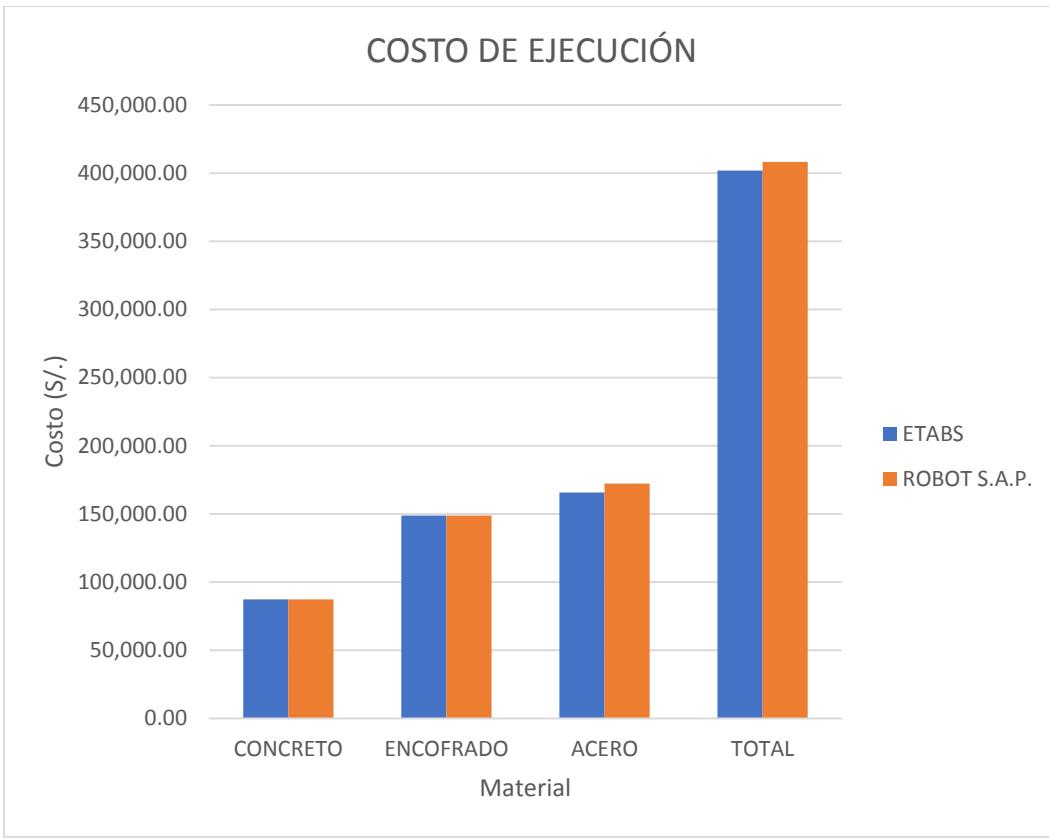
PARTIDA	UNIDAD	COSTO UNITARIO (S/.)
CONCRETO	m <sup>3</sup>	330.00
ENCOFRADO	m <sup>2</sup>	75.00
ACERO	kg	4.80

Fuente: Revista: Costos

**Tabla 75**  
*Presupuesto de las partidas más relevantes*

MATERIAL	PRECIO (S/.)		% DE VARIACIÓN	
	ETABS	ROBOT S.A.P.	ETABS	ROBOT S.A.P.
CONCRETO	87,291.60	87,291.60	0.00	0.00
ENCOFRADO	148,744.50	148,744.50	0.00	0.00
ACERO	165,761.38	172,176.34	3.87	-3.73
<b>TOTAL</b>	<b>401,797.48</b>	<b>408,212.44</b>	<b>1.60</b>	<b>-1.57</b>

Fuente: Elaboración Propia



**Figura 229.** Presupuesto de las partidas más relevantes  
Fuente: Elaboración Propia

#### 4.2. Discusión

Se modeló una estructura de concreto armado en los softwares ETABS y ROBOT S.A.P., ambas idénticas, con la misma estructuración (inicialmente), con las mismas cargas, los procedimientos para el diseño sismorresistente y diseño en concreto armado fueron muy similares, pero aun así se produjo diferencia al comparar los resultados de ambos programas.

La masa utilizada para el cálculo del cortante estático en ambos softwares es muy similar, la pequeña diferencia es por la cantidad de decimales que consideran ambos softwares al calcular los volúmenes, esta diferencia es relativamente baja.

Debido a la variación que tenemos en el metrado de cargas para el cortante estático entre ETABS y ROBOT S.A.P. y la variación entre los coeficientes basales, tenemos como resultado variación del cortante en la base tanto en X y Y, de la misma manera esto repercute en el cortante estático por pisos,

El cortante dinámico en primera instancia no llegó al 80 % del cortante estático, por lo cual se aplicaron factores de escalamiento a las fuerzas dinámicas, esto sucedió en ambos

softwares. Debido a que el valor final del cortante dinámico está en base al cortante estático, el cortante dinámico de ambos programas tiene una variación similar a la que se tenía en el cortante estático.

Ya que los desplazamientos y derivas están basados en el cortante multiplicado por el factor de reducción, al comparar los valores entre los softwares estos tendrán una variación semejante a la que se tenía entre las fuerzas cortantes por sismo.

La repartición de cargas fue la misma para ambos softwares, pero aun así se produce un cambio en las coordenadas del centro de masas que nos da cada programa (Tabla 24). También hay una variación entre los centros de rigidez entre ambos softwares. La excentricidad propia de la edificación es producto de la divergencia entre el centro de masas y el centro de rigidez, el cual es diferente para cada programa ya que la distancia entre estos dos centros es distinta para cada uno.

El tiempo de elaboración del proyecto estructural para la superestructura varía notablemente entre ambos programas, ROBOT S.A.P permite acortar el trabajo debido a la facilidad que nos da para la modelación y el diseño en concreto armado, pero le saca mucha mayor ventaja a ETABS en el dibujo técnico de planos y en el metrado.

El tiempo está relacionado con el costo por lo tanto económicoamente es más conveniente trabajar con ROBOT S.A.P.

El metrado obtenido de ambos softwares es muy similar, debido a que las diferencias en el análisis no son muy grandes, esto nos da resultados muy semejantes en el diseño. De la misma manera el presupuesto calculado para ambos softwares es similar.

## CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 5.1. Conclusiones

A continuación, se muestran las conclusiones a las que se llegó después de haber realizado la comparación entre los softwares ETABS y ROBOT S.A.P. de la modelación, diseño sismorresistente y diseño en concreto armado en una estructura de cinco pisos (cuatro pisos y un semisótano).

- ✓ La elaboración de un proyecto estructural de una edificación de cinco pisos (4 pisos y un semisótano) en ETABS y ROBOT S.A.P. nos da resultados muy similares pero diferentes, a pesar de que se realizaron de manera muy semejante y ambos trabajan con el método de elementos finitos. El software ROBOT S.A.P. tiene grandes ventajas en comparación del Etabs al momento de realizar un proyecto estructural. Elaborar un proyecto estructural en el software ROBOT S.A.P. es mucho más rápido que realizarlo con ETABS, debido a que ROBOT S.A.P. ofrece más herramientas tanto en la modelación, diseño en concreto armado, dibujo de planos y metrados, los cuales permiten concluir el trabajo en un tiempo más corto, ocasionando un menor costo en la elaboración de un proyecto estructural. Debido al corto tiempo que tiene el software ROBOT S.A.P. (8 años) en el mercado en comparación con ETABS (40 años), el uso de este programa es limitado ya que hay poca información disponible; en cambio hay mucha información difundida del programa ETABS la cual está al alcance de todos, esto logra que ETABS sea el programa más utilizado por los ingenieros estructuristas principalmente por los que están comenzando su carrera.
- ✓ El modelamiento tiene una participación muy relevante en los resultados del proyecto, llegando a cambiar el diseño en su totalidad si no se realiza de la forma correcta, debido a que el diseño sismorresistente y el diseño en concreto armado dependen en gran medida de las características de la edificación y estas son integradas en la etapa del modelamiento. El software ROBOT S.A.P. permite realizar el modelamiento en un tiempo más corto que ETABS debido a la interfaz que ofrece y la sencillez para el uso de sus herramientas. La etapa del modelamiento es más rápida en Etabs que en ROBOT S.A.P.
- ✓ Existen diferencias pequeñas entre los resultados del diseño sismorresistente de ETABS y ROBOT S.A.P., el principal causante de las variaciones está en el metrado de cargas, hay diferencias en los resultados obtenidos por el análisis estático como lo son el cortante estático en la base, el cortante estático por pisos y la rigidez de diafragmas hallada por el cortante estático. Las diferencias del cortante estático se mantienen para el cortante

dinámico, ya que el cortante dinámico depende del cortante estático teniendo que ser por lo menos el 80 % de este, para ambos softwares se utilizaron factores de escalamiento. También hay diferencias en los resultados obtenidos del análisis dinámico como lo son el cortante dinámico en la base, cortante dinámico por pisos, desplazamientos máximos y derivas máximas. En cuanto al tiempo, realizar el diseño sismo resistente toma el mismo tiempo en ambos softwares.

✓ El diseño en concreto armado depende en gran manera del diseño sismorresistente, pero al tener diferencias pequeñas, estas casi no inciden en el diseño en concreto armado, por lo tanto los elementos estructurales diseñados son similares entre ambos softwares. El tiempo que toma realizar el diseño en concreto armado en Etabs es mucho más largo en comparación del ROBOT S.A.P.

## 5.2. Recomendaciones

- ✓ Si se realiza un proyecto estructural con ETABS, al momento de diseñar la cimentación complementar con el software SAFE, ya que ETABS no tiene las herramientas necesarias para diseñar cimentaciones.
- ✓ El software ROBOT S.A.P. apresura en gran manera el procedimiento de la elaboración de un proyecto estructural, pero el consultor no debe aceptar los resultados obtenidos sin haber dado una revisión adecuada de todo el proceso de análisis y diseño que realiza el programa, ya que estos pueden ser tener falta de criterio técnico.
- ✓ Si se quiere realizar un proyecto estructural con el software ROBOT S.A.P. deben tomarse cursos o adquirir material que permita realizar correctamente todo el procedimiento para la elaboración del proyecto, ya que la información libre de este software no es suficiente.
- ✓ El ingeniero estructurista debe estar permanentemente actualizado con las normas y con las últimas herramientas que se lanzan al mercado, producto del avance tecnológico, ya que estas pueden producir un trabajo más eficiente y sencillo de realizar.

## BIBLIOGRAFÍA

Alves González, J. J. (Mayo de 2011). *Análisis Dinámico de una Estructura irregulares Empleando el programa de Cálculo Estructural Etabs*. Obtenido de  
<https://es.scribd.com/doc/305891819/Tesis-Analisis-Dinamico-Estructura-Irregular-Con-Etabs>

Aza Santillán, G. S. (2014). *Diseño Estructural de un Edificio Residencial de Concreto Armado de ocho Pisos y Semisótano*. Obtenido de  
<https://es.scribd.com/document/260543516/Aza-Giancarlo-Diseno-Estructural-Eidficio-Concreto-Armado-Ocho-Pisos-Semisotano>

Bellagio, C. A., & Figueroa, M. I. (Junio de 2011). *Diagramas de Interacción para el Dimensionamiento de Secciones de Hormigón Armado Sometidas a Flexión Recta con Solitación Axial*. Obtenido de <https://es.scribd.com/document/58831581/4-p22-Bellagio>

Blanco Blasco, A. (1997). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. Lima.

Blasco, A. B. (1997). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. Lima.

Calavera Ruiz, J. (1999). *Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón: Tomo I*. España: INTEMAC S.A.

Carabela Hernández , J. C. (Abril de 2013). *Comparación de la modelación, análisis y diseño de estructuras entre los programas Sap2000, Etabs, Staad Pro y Robot*. Obtenido de [http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/bitstream/handle/132.248.52.100/6086/Tesina\\_JCCH.pdf?sequence=1](http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/bitstream/handle/132.248.52.100/6086/Tesina_JCCH.pdf?sequence=1)

Chavez Cachay, S. (2003). *Concreto Armado*. Tarapoto.

Chero Damian, J. M. (2015). *Diseño de Pórticos Resistentes a Momentos en Concreto Armado*. Lima.

Cristhian Ramirez . (2017). *Nudos en Pórticos Especiales Resistentes a Momento*. Lima.

De La Torre Hermosa, P. J. (2009). *DISEÑO DE UN EDIFICIO DE VIVIENDAS DE 6 NIVELES EN CONCRETO ARMADO*. Obtenido de

[http://tesis.pucp.edu.pe:8080/repositorio/bitstream/handle/123456789/147/DE-LA-TORRE\\_PEDRO\\_DISE%C3%91O\\_EDIFICIO\\_6\\_NIVELES\\_CONCRETO\\_ARMADO.pdf?sequence=1&isAllowed=y](http://tesis.pucp.edu.pe:8080/repositorio/bitstream/handle/123456789/147/DE-LA-TORRE_PEDRO_DISE%C3%91O_EDIFICIO_6_NIVELES_CONCRETO_ARMADO.pdf?sequence=1&isAllowed=y)

Edificaciones, R. N. (2012). *RNE-I.S. 0.10.*

Garcia Reyes, L. E. (2012). *Diseño de Muros Estructurales de Concreto Reforzado.*

Huari Wilson , C. E. (Julio de 2010). *Estructuras de un Edificio de departamentos de diez pisos, ubicado en una esquina de Miraflores dentro de un conjunto conformado por tres Edificios .* Obtenido de <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/123456789/502>

I.S. 0.10. (2012). Lima.

Montoya Martinez, D. A. (Abril de 2016). *Optimización de estructuras de naves empleando tecnologia BIM.* Obtenido de  
<http://bdigital.dgse.uaa.mx:8080/xmlui/bitstream/handle/123456789/661/409428.pdf?sequence=1>

Quinchiguango Córdova , M. V., & Taco Loacham, D. M. (Julio de 2016). *ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE HORMIGÓN ARMADO A TRAVÉS DEL SOFTWARE ROBOT ANALYSIS STRUCTURAL.* . Obtenido de  
[file:///C:/Users/JAMIL/AppData/Local/Packages/Microsoft.MicrosoftEdge\\_8wekyb3d8bbwe/TempState/Downloads/T-UCE-0011-225.pdf](file:///C:/Users/JAMIL/AppData/Local/Packages/Microsoft.MicrosoftEdge_8wekyb3d8bbwe/TempState/Downloads/T-UCE-0011-225.pdf)

RNE-E.020. (s.f.). *Normas del Reglamento Nacional de Edificaciones.* Obtenido de  
<http://www.sencico.gob.pe/publicaciones.php?id=230>

RNE-E.030. (s.f.). *Reglamento Nacional de Edificaciones.* Obtenido de  
<http://www.sencico.gob.pe/publicaciones.php?id=230>

RNE-E.060. (s.f.). *Reglamento Nacional de Edificaciones.* Obtenido de  
<http://www.sencico.gob.pe/publicaciones.php?id=230>

Salinas Basualdo , R. (2013). *MODELAMIENTO DE ESTRUCTURAS MEDIANTE PROGRAMAS DE COMPUTO Uso del Programa ETABS .* Obtenido de  
<http://docshare03.docshare.tips/files/2195/21953305.pdf>

Saravia Ramírez, L. E. (Noviembre de 2013 ).

<http://www.repository.usac.edu.gt/1033/1/LUIS%20ESTUARDO%20SARAVIA%20RAM%C3%8DREZ.pdf>.

Taboada García , J. A., & Izcue Uceda , A. M. (2009). *Diseño de Edificios Asistido por Computadoras.* Obtenido de  
<http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/123456789/155>

Tafur Gutiérrez, A. (2012). *Diseño Estructural de un Edificio de Vivienda, con un Sótano y Seis pisos, Ubicado en Magdalena.* Lima.

# **ANEXOS**

**Anexo A: ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS**

## ESTUDIO DE SUELOS

PROYECTO:

**“CONSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE 04 NIVELES EN LA  
UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN – LIMA KM 19 CARRETERA  
CENTRAL, ÑAÑA”**



DISTRITO: ÑAÑA

PROVINCIA: LIMA

DEPARTAMENTO: LIMA

**Diciembre, 2016**



## **ESTUDIO DE SUELOS**

### **1.0 ANTECEDENTES**

El estudio de suelos comprende la ubicación, investigación, comprobación física y comprobación mecánica de los materiales que conforman la base de la cimentación del edificio. Se presentan los resultados de los ensayos normados con el fin de dimensionar los componentes estructurales, los mismos que se realizaron considerando las exigencias de conservación ambiental.

### **2.0 METODOLOGÍA DE ESTUDIO DEL SUELO**

#### **2.1 METODOLOGÍA EN CAMPO**

##### **EXPLORACIÓN**

Previo a la etapa de exploración, se determinó el método de exploración y la cantidad de exploraciones a realizar, lo cual comprende la excavación de 02 pozos a cielo abierto, con una profundidad de 2 m (RNE Suelos y Cimentaciones). Con dicha información se prosiguió a realizar la excavación de las calicatas.

Se realizó la descripción de las calicatas y se obtuvieron muestras representativas del material, anotándose el espesor de las capas. Las muestras representativas fueron remitidas al laboratorio de mecánica de suelos de la Universidad Peruana Unión, para la determinación de las propiedades físicas y mecánicas. En total se excavaron 02 pozos a cielo abierto a los que denominamos C-01 y C-02 (Ver Anexo – Ítem: Plano de Ubicación de Calicatas), de cada calicata se extrajo una muestra.

En cada calicata se realizó el registro del perfil estratigráfico del suelo, clasificándolo visualmente según el procedimiento de campo establecido por el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.).

Sobre la base de la clasificación visual de los suelos, se elaboró un perfil estratigráfico de cada una de las calicatas exploradas. Las calicatas se realizaron de forma manual.

#### **2.2 METODOLOGÍA EN LABORATORIO**

Los trabajos de laboratorio permitieron evaluar las propiedades de los suelos mediante ensayos físicos y mecánicos establecidos por las normas peruanas e internacionales para cada muestra proveniente de cada exploración.

En la tabla N° 01 de “Ensajos de Laboratorio – Cimentaciones”, se presentan la metodología y propósito de estudio, estos ensayos se realizaron en el Laboratorio de Mecánica de Suelos de La Universidad Peruana Unión – Filial Juliaca, bajo la supervisión del Ingeniero colegiado a cargo, cuyos resultados se presentan. (Ver Anexo – Ítem: “Ensajos de Laboratorio”)



Tabla N° 01

**ENSAYO DE LABORATORIO - CIMENTACIONES**

NOMBRE DEL ENSAYO	USO	NORMATIVA			TAMAÑO DE MUESTRA	PROPÓSITO DEL ENSAYO
		AASHTO	ASTM	NTP		
Análisis Granulométrico por Tamizado	Clasificación	T-88	D-422	NTP 339.128	6.00 kg	Determinar la distribución del tamaño de partículas de suelo.
Límite Líquido	Clasificación	T-89	D-4318	NTP 339.129	2.00 kg	Determinar el contenido de agua entre los estados líquido y plástico.
Límite Plástico	Clasificación	T-90	D-4318	NTP 339.129	2.00kg	Determinar el contenido de agua entre los estados plástico y semisólido.
Contenido de Humedad	Caracterización	---	D-2216	NTP 339.127	1.00 kg	Determinar la cantidad de agua en el estrato.
Densidades	Caracterización	---	D-4253 D-4254	NTP 339.137 NTP 339.138	6.00 kg	Determinar la compacidad del suelo.

**2.2.1 PROPIEDADES FÍSICA:**

Los ensayos físicos corresponden a aquellos ensayos que permiten determinar las propiedades índices de los suelos y que permiten su clasificación. A continuación, se hace una breve descripción de cada uno de los ensayos:

**ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (NTP 339.128)**

Los suelos presentan una variedad de tamaños de partículas en su composición física, los mismos que de acuerdo al tipo de suelo varían desde tamaños considerables (gravas), hasta tamaños microscópicos (Arcillas).

Al procedimiento consistente en la determinación de los tamaños de partículas de los suelos, el mismo que nos permitirá conocer la distribución del tamaño de granos en el suelo se denomina ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO.

El análisis granulométrico deriva en una curva granulométrica, donde se grafica el diámetro del tamiz versus el porcentaje que pasa.

**LIMITE LÍQUIDO Y LÍMITE PLÁSTICO (NTP 339.129)**

Las propiedades mecánicas de un suelo constituido por partículas finas en este caso por ejemplo las arcillas, dependen en gran parte de la humedad que este contenga. Ya que el agua forma una película alrededor de los granos y el grosor de este es determinante en el comportamiento mecánico del suelo.



Cuando el contenido de agua es muy elevado, se tiene una suspensión muy concentrada sin ninguna resistencia al esfuerzo cortante. Al perder el agua dicho suelo va incrementando su resistencia hasta que el suelo alcanza su estado plástico donde este suelo es capaz de ser moldeado. Si la disminución de la humedad continua el suelo llega a alcanzar las características del estado sólido, pudiendo el suelo asumir esfuerzos de compresión y en algunos casos de tensión considerables.

Un material, de acuerdo al contenido de humedad que tenga, pasa por tres estados definidos: líquido, plástico y sólido. Cuando el suelo tiene determinado contenido de humedad en la cual se encuentra húmedo de modo que no puede ser moldeable, se dice que está en estado semi líquido. Conforme se le va quitando agua, llega un momento en el que el suelo, sin dejar de estar húmedo, comienza a adquirir una consistencia que permite moldearlo o hacerlo trabajable, entonces se dice que está en estado plástico. Al seguir quitando agua, llega un momento en el que el material pierde su trabajabilidad y se cuarta al tratar de moldearlo, entonces se dice que está en estado semi seco. El contenido de humedad en el cual el suelo pasa del estado semiliquido al plástico es el Límite Líquido, y el contenido de humedad es el que pasa del estado plástico al semi seco en el Límite Plástico.

De los resultados obtenidos en laboratorio de los ensayos de Granulometría y Límites de Consistencia se presenta en la tabla siguiente las “Propiedades Índice de los Suelos”, que resume las características principales de granulometría y plasticidad.

#### **CLASIFICACIÓN DE SUELOS POR EL MÉTODO SUCS:**

El sistema más usual de clasificación de suelos es el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), el cual clasifica al suelo en 15 grupos identificados por nombre y por términos simbólicos.

Con los resultados de propiedades índices y análisis granulométrico, se presenta la tabla N° 02 “Clasificación de Suelos – Cimentaciones”, que resume los resultados principales de los materiales ensayados incluyendo las clasificaciones SUCS.

**Tabla N° 02**

#### **CLASIFICACIÓN DE SUELOS - CIMENTACIONES**

UBICACIÓN DE CALICATA	NUMERO DE CALICATA	NÚMERO DE MUESTRA	SUCS	AASHTO
UPEU – Juliaca	C-01		OH (Arcilla orgánica con arena)	
		M-01	SM (Arena limosa con grava)	A-1-b (0)
	C-02		OH (Arcilla orgánica con arena)	
		M-02	SC-SM (Arena limosa arcillosa con grava)	A-4 (0)



### 2.3 RESUMEN DE ENSAYOS EN LABORATORIO

En la tabla N° 03 se presenta el resumen de los ensayos realizados en el laboratorio de mecánica de suelos, se presentan también las características física y mecánicas de las muestras provenientes de los diferentes ensayos realizados a la muestra extraída.

Tabla N° 03

#### ENSAYOS DE CONTENIDO

UBICACIÓN DE CALICATA	NUMERO DE CALICATA	NÚMERO DE MUESTRA	CONTENIDO DE HUMEDAD %	INDICE DE PLASTICIDAD %
UPEU - JULIACA	C-01	M-01	5.69	2.79
	C-02	M-02	10.21	5.90

### 2.4 DESCRIPCIÓN DE CALICATAS

La calicata se encuentra ubicadas en el campus de la Universidad Peruana Unión – Juliaca.

Los trabajos de exploración de campo fueron realizados en el mes de Diciembre del 2016 y los correspondientes ensayos en laboratorio en el mes de Diciembre del presente año.

## 3.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 3.1 CONCLUSIONES

- El presente estudio se ha realizado con la finalidad de investigar las características de los materiales que compone la calicata C-01 y C-02 ubicados en el campus de la Universidad Peruana Unión, Juliaca.
- El estudio de los materiales comprendió la ubicación e investigación de los materiales que rodearan la cimentación y los muros de contención, que es la subestructura del proyecto.
- La evaluación de las calicatas se realizó mediante calicatas excavadas manualmente, la observación y caracterización del perfil estratigráfico del mismo modo.
- Las calicatas son caracterizadas en base a la “Norma Técnica Peruana 339.162 y ASTM D 420 Guía Normalizada Para Caracterización De Campo Con Fines De Diseño de Ingeniería y Construcción”.
- El asentamiento tolerable considerado para la edificación debido al uso se recomienda en base a la E.050 que sea el de “Límites seguros para edificios en que no se permite grietas”  $\alpha=d/L=1/500$ .



## 4.0 ANEXOS

- PERFIL ESTRATIGRAFICO
- PLANO DE UBICACIÓN DE CALICATAS
- ENSAYOS DE LABORATORIO
  - Granulometría.
  - Límites de Consistencia.

## PERFIL ESTRATIGRAFICO



**UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN – JULIACA**  
**FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA - E. A. P. INGENIERIA CIVIL**  
**LABORATORIO DE SUELOS**  
**Y CONCRETO**



PROYECTO	: "NUEVO PABELLÓN DE ARQUITECTURA"		
TÉCNICOS	: Jamil Lizandro Alvarez Chiriboga		
	: Pool Stewart Briones Sánchez	FECHA : 06/12/2016	
ENSAYO: <b>PERFIL ESTRATIGRAFICO</b>	Nro de Estratos : E-02	Nro de Muestra : M-01	
	Prof. de la Muestra : -2.00m		
	Clasificacion SUCS CL	Arcilla delgada con arena	
	Estado de la Muestra : Alterado		
CALICATA : C-01			
COTA	SIMBOLOGIA	DESCRIPCION VISUAL	PANEL FOTOGRAFICO
0.00			
0.10			
0.20			
0.30			
0.40			
0.50			
0.60			
0.70			
0.80			
0.90			
1.00			
1.10			
1.20			
1.30			
1.40			
1.50			
1.60			
1.70			
1.80			
1.90			
2.00			
2.10			
2.20			

HUMEDAD ESTRATO : 02				
Nro de ensayo	1	2	3	
Nro de tara	T-001	T-034	T-037	
Peso tara + suelo hum	65.05	64.4	56.05	
Peso tara + suelo seco	62.45	61.81	53.9	
Peso del agua	2.6	2.59	2.15	
Peso de tara	16.38	16.47	16.28	
Peso de suelo seco	46.07	45.34	37.62	
Cont. humedad	5.64	5.71	5.72	



UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN – JULIACA  
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA - E. A. P. INGENIERIA CIVIL  
**LABORATORIO DE SUELOS**  
**Y CONCRETO**

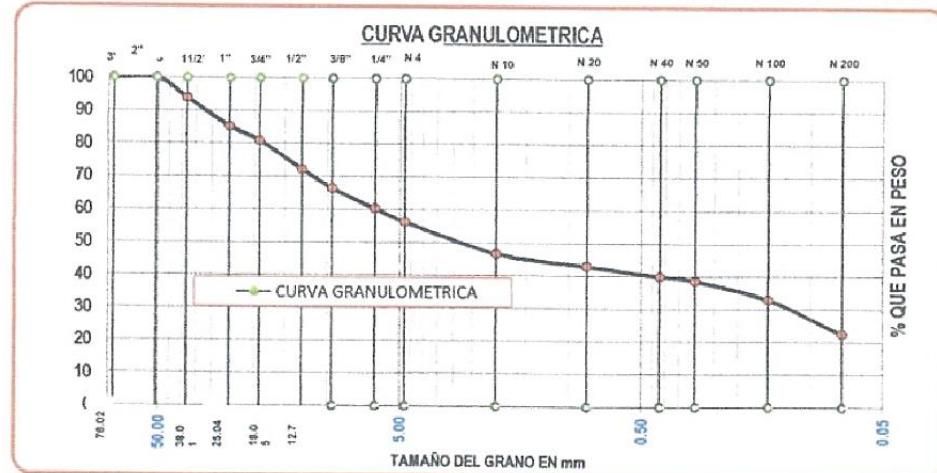


## PLANO DE UBICACIÓN DE CALICATAS

## **ENSAYOS DE LABORATORIO**

- Granulometría.

	<b>UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN – JULIACA</b> <b>ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL</b> <b>LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS</b>																																																																																																																																					
PROYECTO	: "Nuevo Pabellón de Arquitectura"																																																																																																																																					
UBICACIÓN	: Chullunquiani - Juliaca - San Roman - Puno																																																																																																																																					
SOLICITANTE	: Consultoría Upeu																																																																																																																																					
ING. RESPONSABLE	Ing. Eder Mamani Chambi	TEC. RESPONSABLE	: Bach. Yesenia A.P.																																																																																																																																			
Nº DE CALICATA	C - 01	FECHA DE EJEC. DE ENSAYO	: 14/12/2016																																																																																																																																			
ENSAYO:			Nro de Muestra	: M - 01 (única)																																																																																																																																		
			Prof. de la Muestra	: 2.00 m																																																																																																																																		
			Clasificación SUCS	: SM (Arena Limosa con Grava)																																																																																																																																		
			Clasificación AASHTO	: A-1-b (0)																																																																																																																																		
			Estado de la Muestra	: Alterada																																																																																																																																		
<table border="1"> <thead> <tr> <th>TAMICES ASTM</th> <th>ABERTURA (mm)</th> <th>Peso Retenido (gr)</th> <th>% Retenido Parcial</th> <th>% Retenido Acumulado</th> <th>% que pasa</th> <th>Observaciones</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>3"</td><td>76.2</td><td>0.00</td><td>0.00</td><td>0.00</td><td>100.00</td><td></td></tr> <tr><td>2"</td><td>50.8</td><td>0.00</td><td>0.00</td><td>0.00</td><td>100.00</td><td></td></tr> <tr><td>1 1/2"</td><td>38.1</td><td>185.00</td><td>6.17</td><td>6.17</td><td>93.83</td><td></td></tr> <tr><td>1"</td><td>25.4</td><td>260.00</td><td>8.67</td><td>14.83</td><td>85.17</td><td></td></tr> <tr><td>3/4"</td><td>19.05</td><td>130.00</td><td>4.33</td><td>19.17</td><td>80.83</td><td></td></tr> <tr><td>1/2"</td><td>12.7</td><td>262.00</td><td>8.73</td><td>27.90</td><td>72.10</td><td></td></tr> <tr><td>3/8"</td><td>9.53</td><td>174.00</td><td>5.80</td><td>33.70</td><td>66.30</td><td></td></tr> <tr><td>1/4"</td><td>6.35</td><td>181.00</td><td>6.03</td><td>39.73</td><td>60.27</td><td></td></tr> <tr><td>No4</td><td>4.76</td><td>123.00</td><td>4.10</td><td>43.83</td><td>56.17</td><td></td></tr> <tr><td>No10</td><td>2.00</td><td>284.00</td><td>9.47</td><td>53.30</td><td>46.70</td><td></td></tr> <tr><td>No20</td><td>0.84</td><td>114.00</td><td>3.80</td><td>57.10</td><td>42.90</td><td></td></tr> <tr><td>No40</td><td>0.42</td><td>89.00</td><td>2.97</td><td>60.07</td><td>39.93</td><td></td></tr> <tr><td>No 50</td><td>0.30</td><td>40.00</td><td>1.33</td><td>61.40</td><td>38.60</td><td></td></tr> <tr><td>No100</td><td>0.15</td><td>174.00</td><td>5.80</td><td>67.20</td><td>32.80</td><td></td></tr> <tr><td>No200</td><td>0.07</td><td>312.00</td><td>10.40</td><td>77.60</td><td>22.40</td><td></td></tr> <tr><td>BASE</td><td></td><td>672.00</td><td>22.40</td><td>100.00</td><td>0.00</td><td></td></tr> <tr><td>TOTAL</td><td></td><td>3000.00</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> </tbody> </table>							TAMICES ASTM	ABERTURA (mm)	Peso Retenido (gr)	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% que pasa	Observaciones	3"	76.2	0.00	0.00	0.00	100.00		2"	50.8	0.00	0.00	0.00	100.00		1 1/2"	38.1	185.00	6.17	6.17	93.83		1"	25.4	260.00	8.67	14.83	85.17		3/4"	19.05	130.00	4.33	19.17	80.83		1/2"	12.7	262.00	8.73	27.90	72.10		3/8"	9.53	174.00	5.80	33.70	66.30		1/4"	6.35	181.00	6.03	39.73	60.27		No4	4.76	123.00	4.10	43.83	56.17		No10	2.00	284.00	9.47	53.30	46.70		No20	0.84	114.00	3.80	57.10	42.90		No40	0.42	89.00	2.97	60.07	39.93		No 50	0.30	40.00	1.33	61.40	38.60		No100	0.15	174.00	5.80	67.20	32.80		No200	0.07	312.00	10.40	77.60	22.40		BASE		672.00	22.40	100.00	0.00		TOTAL		3000.00					<b>DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA</b> Peso Inicial : 3000.00 gr. Peso Lavado : 2328.00 gr. Peso Perdido : 672.00 gr.	
TAMICES ASTM	ABERTURA (mm)	Peso Retenido (gr)	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% que pasa	Observaciones																																																																																																																																
3"	76.2	0.00	0.00	0.00	100.00																																																																																																																																	
2"	50.8	0.00	0.00	0.00	100.00																																																																																																																																	
1 1/2"	38.1	185.00	6.17	6.17	93.83																																																																																																																																	
1"	25.4	260.00	8.67	14.83	85.17																																																																																																																																	
3/4"	19.05	130.00	4.33	19.17	80.83																																																																																																																																	
1/2"	12.7	262.00	8.73	27.90	72.10																																																																																																																																	
3/8"	9.53	174.00	5.80	33.70	66.30																																																																																																																																	
1/4"	6.35	181.00	6.03	39.73	60.27																																																																																																																																	
No4	4.76	123.00	4.10	43.83	56.17																																																																																																																																	
No10	2.00	284.00	9.47	53.30	46.70																																																																																																																																	
No20	0.84	114.00	3.80	57.10	42.90																																																																																																																																	
No40	0.42	89.00	2.97	60.07	39.93																																																																																																																																	
No 50	0.30	40.00	1.33	61.40	38.60																																																																																																																																	
No100	0.15	174.00	5.80	67.20	32.80																																																																																																																																	
No200	0.07	312.00	10.40	77.60	22.40																																																																																																																																	
BASE		672.00	22.40	100.00	0.00																																																																																																																																	
TOTAL		3000.00																																																																																																																																				
							<b>LIMITES DE CONSISTENCIA</b> Límite Líquido : 23.22% Límite Plástico: 20.43% Índice d Plasticidad 2.79%																																																																																																																															
							<b>CARACT. GRANULOMETRICAS</b> D10= NP D30= 0.13 mm D60= 6.25 mm  CU= NP CC= NP																																																																																																																															



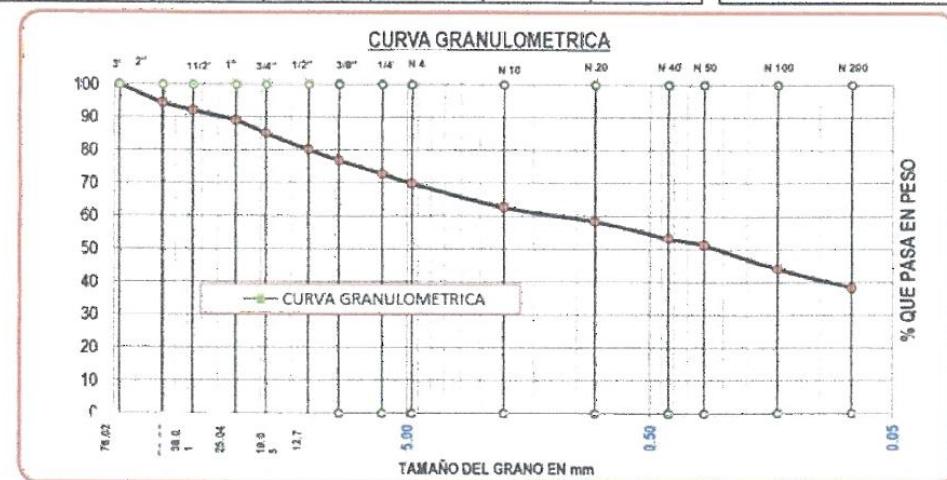
Observación: Las muestras fueron puestas en el Laboratorio de Mecánica de Suelos por el solicitante, para la ejecución de los ensayos.

Ing. Eder Mamani Chambi  
INGENIERO CIVIL  
CIP 124929  
RESPONSABLE DE LABORATORIO



	<b>UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN – JULIÁCA</b> <b>ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL</b> <b>LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS</b>				
PROYECTO	"Nuevo Pabellón de Arquitectura"				
UBICACIÓN	Chullunkuani - Juliaca - San Román - Puno				
SOLICITANTE	Consultoría Upeu				
ING. RESPONSABLE	Ing. Eder Mamani Chambi	TEC. RESPONSABLE	Bach. Yesenia A.P.		
Nº DE CALICATA	C-02	FECHA DE EJEC. DE ENSAYO	15/12/2016		
ENSAYO:		Nro de Muestra	M - 01 (única)		
		Prof. de la Muestra	1.80 m		
		Clasificación SUCS	SC-SM (Arena limosa arcillosa con grava)		
		Clasificación AASHTO	A-4 (0)		
		Estado de la Muestra	Alterada		
<b>ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO</b> <small>NORMA ASTM : D 422</small>					
TAMICES ASTM	ABERTURA (mm)	Peso Retenido (gr)	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% que pasa
3"	76.2	0.00	0.00	0.00	100.00
2"	50.8	168.00	5.60	5.60	94.40
1 1/2"	38.1	68.00	2.27	7.87	92.13
1"	25.4	94.00	3.13	11.00	89.00
3/4"	19.05	119.00	3.97	14.97	85.03
1/2"	12.7	148.00	4.93	19.90	80.10
3/8"	9.53	97.00	3.23	23.13	76.87
1/4"	6.35	121.00	4.03	27.17	72.83
No4	4.76	88.00	2.93	30.10	69.90
No10	2.00	216.00	7.20	37.30	62.70
No20	0.84	128.00	4.27	41.57	58.43
No40	0.42	154.00	5.13	46.70	53.30
No50	0.30	61.00	2.03	48.73	51.27
No100	0.15	215.00	7.17	55.90	44.10
No200	0.07	172.00	5.73	61.63	38.37
BASE		1151.00	38.37	100.00	0.00
TOTAL		3000.00			

DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA	
Peso Inicial :	3000.00 gr
Peso Lavado :	1849.00 gr.
Peso Perdido :	1151.00 gr.
LIMITES DE CONSISTENCIA	
Límite Líquido :	26.06%
Límite Plástico :	20.43%
Indice d Plasticidad:	5.90%
CARACT. GRANULOMETRICAS	
D10=	NP
D30=	NP
D60=	1.3 mm
CU=	NP
CC=	NP



Observación: Las muestras fueron puestas en el Laboratorio de Mecánica de Suelos por el solicitante, para la ejecución de los ensayos.

Ing. Eder Mamani Chambi  
INGENIERO CIVIL  
CIP 124929  
RESPONSABLE DE LABORATORIO



## ENSAYOS DE LABORATORIO

- Límites de Consistencia.

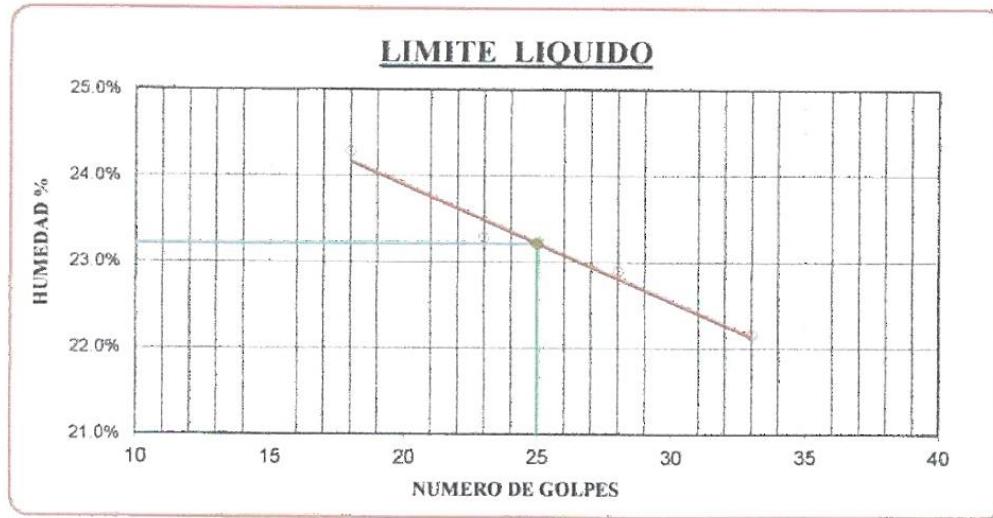


UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN – FILIAL JULIACA  
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA - E.P. INGENIERIA CIVIL  
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS



PROYECTO	: "Nuevo Pabellón de Arquitectura"		
UBICACIÓN	: Chullunquiani - Juliaca - San Roman - Puno		
SOLICITANTE	: Consultoría Upeu		
ING. RESPONSABLE	Ing. Ecler Mamani Chambi	TECNICO RESPONSABLE	Bach. Yesenia A.P.
Nº DE CALICATA	C - 01	FECHA DE EJEC.DE ENSAYO	15/12/2016
ENSAYO:			
<b>LIMITE LIQUIDO - LIMITE PLASTICO</b>		Nro de Muestra	M - 01 (Unica)
NORMA ASTM D 423		Prof. de la Muestra	2.00 m
		Clasificación SUCS	SM (Arena Limosa con Grava)
		Clasificación AASHTO	A-1-b (0)
		Estado de la Muestra	Alterada

DESCRIPCION	LIMITE LIQUIDO				LIMITE PLASTICO	
	1	2	3	4	1	2
Numero de Ensayo	1	2	3	4	1	2
Numero de Tara	T-001	T-002	T-003	T-004	T-001	T-002
Peso de Tara (gr)	16.02 gr	16.05 gr	16.21 gr	16.76 gr	7.92 gr	7.98 gr
Peso de Tara + Suelo Humedo (gr)	36.21 gr	38.33 gr	37.76 gr	34.47 gr	11.61 gr	11.60 gr
Peso de tara + Suelo Seca (gr)	31.73 gr	34.18 gr	33.69 gr.	31.01 gr	10.99 gr	10.98 gr
Peso de Suelo Seco (gr)	15.71 gr.	18.13 gr.	17.48 gr.	14.25 gr.	3.07 gr.	3.00 gr.
Peso del Agua (gr)	3.48 gr.	4.15 gr.	4.07 gr.	3.46 gr.	0.62 gr.	0.62 gr.
Contenido de Humedad (%)	22.15%	22.89%	23.28%	24.28%	20.20%	20.67%
Numero de Golpes	33	28	23	18	20.43%	



LIMITE LIQUIDO: 23.22%      LIMITE PLASTICO : 20.43%      INDICE DE PLASTICIDAD: 2.79%

Observación: Las muestras fueron puestas en el Laboratorio de Mecánica de Suelos por el solicitante, para la ejecución de los ensayos

Ing. Ecler Mamani Chambi  
INGENIERO CIVIL  
CIP 124929  
RESPONSABLE DE LABORATORIO



Bach. Yesenia Apaza Pinto  
TÉCNICO DE LABORATORIO

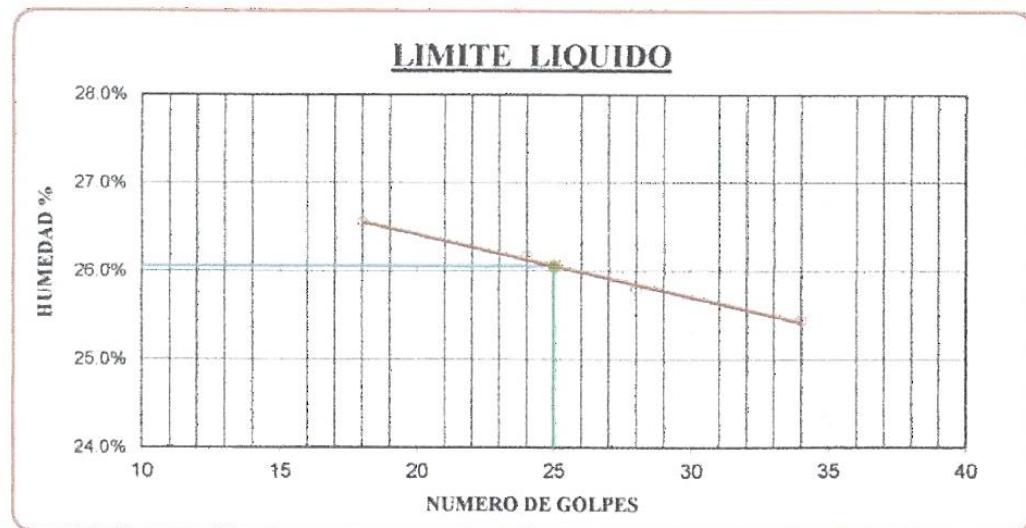
	UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN - FILIAL JULIACA FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA - E.P. INGENIERIA CIVIL LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS	
--	--	--

PROYECTO	"Nuevo Pabellón de Arquitectura"		
UBICACIÓN	Chullunquiani - Juliaca - San Roman - Puno		
SOLICITANTE	Consultoría Upeu		
ING. RESPONSABLE	Ing. Ecler Mamani Chambi	TECNICO RESPONSABLE	Bach. Yesenia A.P.
Nº DE CALICATA	C - 02	FECHA DE EJEC.DE ENSAYO	16/12/2016

ENSAYO:	Nro de Muestra	M - 01 (Única)
<b>LIMITE LIQUIDO - LIMITE PLASTICO</b>	Prof. de la Muestra	1.80 m
	Clasificación SUCS	SC-SM (Arena limosa arcillosa con grava)
	Clasificación AASHTO	A-4 (D)
	Estado de la Muestra	Alterada

NORMA: ASTM D 423

DESCRIPCION	LIMITE LIQUIDO				LIMITE PLASTICO	
	1	2	3	4	1	2
Numero de Ensayo	1	2	3	4	1	2
Numero de Tara	T-001	T-002	T-003	T-004	T-001	T-002
Peso de Tara (gr)	15.99 gr	20.81 gr	18.65 gr	19.36 gr	7.98 gr	7.90 gr
Peso de Tara + Suelo Humedo (gr)	41.24 gr	45.83 gr	39.38 gr	43.62 gr	13.56 gr	12.09 gr
Peso de tara + Suelo Seco (gr)	36.12 gr	40.70 gr	35.08 gr	38.53 gr	12.62 gr	11.39 gr
Peso de Suelo Seco (gr)	20.13 gr	19.89 gr	16.43 gr	19.17 gr	4.64 gr	3.49 gr
Peso del Agua (gr)	5.12 gr	5.13 gr	4.30 gr	5.09 gr	0.94 gr	0.70 gr
Contenido de Humedad (%)	25.43%	25.79%	26.17%	26.55%	20.26%	20.06%
Numero de Golpes	34	28	24	18	20.16%	



LIMITE LIQUIDO: 26.06%      LIMITE PLASTICO : 20.16%      INDICE DE PLASTICIDAD: 5.90%

Observación: Las muestras fueron puestas en el Laboratorio de Mecánica de Suelos por el solicitante, para la ejecución de los ensayos

Ing. Ecler Mamani Chambi  
INGENIERO CIVIL  
CIP 124929  
RESPONSABLE DE LABORATORIO



Bach. Yesenia Apaza Pinto  
TECNICO DE LABORATORIO

## **Anexo B: ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA CIMENTACIÓN**

## ESTUDIO GEOTECNICO PARA CIMENTACION

### NUEVO PABELLON DE ARQUITECTURA

#### INDICE

<b>1. MEMORIA DESCRIPTIVA.....</b>	<b>1</b>
1.1 RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN .....	1
1.2 INFORMACIÓN PREVIA.....	1
<b>2. EXPLORACIONES DE CAMPO .....</b>	<b>1</b>
2.1 ENSAYOS DE LABORATORIO .....	2
<b>3. EL MACIZO ROCOSO.....</b>	<b>2</b>
3.1 CONSIDERACIONES PARA LA CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA DE MACIZOS ROCOSOS.....	2
3.2 ESTRUCTURAS DOMINANTES.....	3
3.3 CONDICIONES HIDROGEOLÓGICAS.....	3
3.4 GRADO DE METEORIZACIÓN .....	3
3.5 CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA.....	4
3.6 ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN (ROCA).....	5
<b>4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>7</b>
<b>5. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO .....</b>	<b>8</b>



Elizabeth Crosta Gordillo  
INGENIERO GEOLOGO  
CIP. 131260

## ESTUDIO GEOTECNICO PARA CIMENTACION

### NUEVO PABELLON DE ARQUITECTURA

#### 1. MEMORIA DESCRIPTIVA

##### 1.1 Resumen de las Condiciones de Cimentación

###### Tipo de Cimentación

De acuerdo a las condiciones del subsuelo, con presencia de material de roca Sedimentaria (arenisca) de color pardo claro roca que se encuentran a una profundidad media de a 2.00 m.

##### 1.2 Información Previa

###### **Del Terreno Investigado**

El terreno investigado, calicata 1, se encuentra ubicado en Chullunquiani – Juliaca – San Roman – Puno, Altitud 3825, L.N :8284416.32, L.E: 373276.07

#### 2. EXPLORACIONES DE CAMPO

Para el presente estudio las investigaciones de campo de la zona, consistió en la ejecución de la limpieza de la cobertura (Top Soil) hasta el afloramiento del material rocoso y el muestreo respectivo.

###### **Exploración a cielo abierto.**

La exploración de campo, contempló el muestreo de rocas, ubicados convenientemente en el terreno. Este método de exploración ejecutada de acuerdo a la norma ASTM D 420, permite hacer una observación visual directa y posibilita la toma manual de muestras del suelo y/o roca, aunque están limitadas a profundidades prácticas de 1 m. o menos según el suelo que se encuentre.

###### **Tipo de Muestras**

Se tomaron muestras de roca inalterada, en cantidades suficientes para realizar los ensayos de laboratorio para la identificación y clasificación, así como realizar ensayos para conocer sus parámetros físicos y mecánicos.

Se consideró el tipo de muestras extraídas, en función de las exigencias que deberán atenderse en cada caso, respecto del terreno que representan.

  
Elizabeth Coppa Gordil  
INGENIERO GEÓLOGO  
C.P. 121250

Tipo de muestra	Exigencias respecto al terreno que representa
I	Mantendrá inalteradas las propiedades físicas y mecánicas del material rocoso, en su estado natural a la fecha del muestreo (aplicado solamente a suelos cohesivos, rocas blandas o suelos granulares suficientemente cementados para permitir su obtención)
II	Mantendrá inalterado la granulometría y su contenido de humedad del suelo en su estado natural, a la fecha del muestreo

## 2.1 Ensayos de Laboratorio

En muestra de roca se han realizado:

- \* **Ensayo de compresión simple:**

Se实践ó en un especímen en diferente sección y área, tal como se muestra en el siguiente cuadro.

Descripción de la muestra	Fecha de ensayo	Área Neta cm <sup>2</sup>	Carga Kg.	Esf. De Rotura Kg/cm <sup>2</sup>	Esf. De Rotura MPa
Roca arenisca	12/06/2018	100.50	18800.00	187.06	18.33

## 3. EL MACIZO ROCOSO

### 3.1 Consideraciones para la clasificación geomecánica de macizos rocosos

Para la clasificación geomecánica del macizo rocoso, se ha considerado utilizar los parámetros propuestos por Bieniawski (1976), sistema de valoración de macizo rocoso (Rock Mass Rating) comúnmente denominado RMR, cuyo procedimiento consta de los siguientes parámetros.

1. Resistencia a la compresión uniaxial del material rocoso
2. Índice de calidad de roca RQD
3. Espaciamiento de las juntas
4. Estado de las fisuras
5. Condiciones de las aguas subterráneas
6. Corrección por la orientación de las discontinuidades

Para calcular el índice de calidad de roca RQD, se ha utilizado una ecuación diferencial propuesta por Priest y Hadsson 1976; en donde, se considera el número de discontinuidades por metro lineal.



Elizabeth Coapa Gordillo  
INGENIEROGEÓLOGO  
CIR 121350

### 3.5 Clasificación Geomecánica

Las valuaciones geomecánicas del macizo rocoso son como sigue:

Tabla 02 Clasificación RMR

PARAMETRO	DESCRIPCION	VALUACIÓN
1	Resistencia a la compresión uniaxial	2
2	Índice de la calidad de roca RQD	3
3	Espaciamiento de las discontinuidades	5
4	Estado de las fisuras <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Continuidad</li> <li>▪ Abertura</li> <li>▪ Rugosidad</li> <li>▪ Relleno</li> <li>▪ Alteración</li> </ul>	15
5	Condiciones de las aguas subterráneas	7
6	Orientación de las discontinuidades	-7
<b>R M R</b>		<b>25</b>

Elaboración Propia

- Clasificación RMR = IV
- Descripción = Roca Mala
- Resistencia de la roca = 18.33 Mpa
- Angulo de fricción = 15° - 25° (Bieniawski)

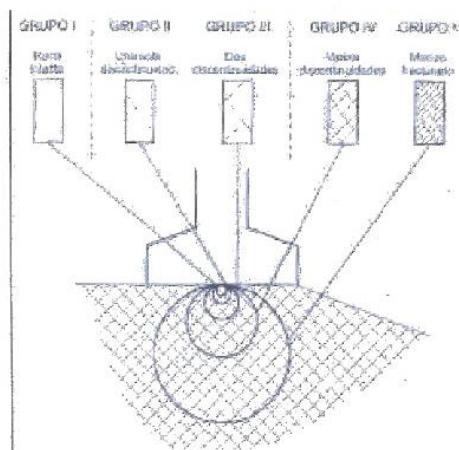


Elizabeth Coofa Gordillo  
INGENIERO GEÓLOGO  
CIP: 121350

### 3.6 Análisis de la Cimentación (Roca)

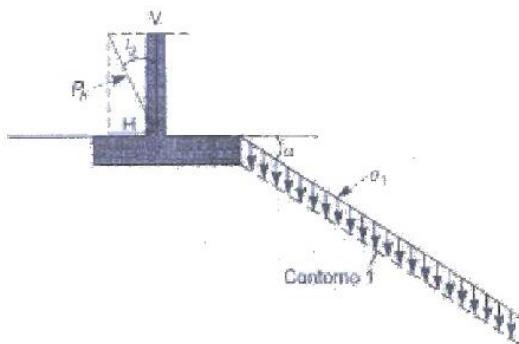
#### Cimentaciones Superficiales en Roca.

De la misma manera que en cimentaciones en suelos se calcula la carga de hundimiento utilizando el criterio de Mohr-Coulomb, se puede obtener la carga que produce deformaciones plásticas en un macizo rocoso según el método analítico desarrollado por Serrano y Olalla (2001), en aquellos casos en los que el medio rocoso es homogéneo e isotrópico; es decir, los grupos I, IV y V de Hoek y Brown mostrados en la Fig. 1, cuyo comportamiento sigue el criterio de rotura de estos autores.



**Fig. 1**  
Representación simplificada de la influencia de la escala en el comportamiento del macizo rocoso para el diseño de cimentaciones superficiales

Para casos simplificados, el método analítico citado se encuentra resuelto mediante ábacos de entrada directa. La definición geométrica empleada se representa en la Fig. 2 donde:



**Fig. 2**  
Definición geométrica empleada en la determinación de las presiones admisibles en roca por métodos analíticos simplificados

- $P_h$  = carga de hundimiento buscada.
- $i_2$  = inclinación de la carga con respecto a la vertical.
- $\sigma_1$  = presión vertical actuante en el "contorno 1", situado junto a la cimentación; corresponde en el caso simplificado a la sobrecarga de tierras por encima de la base de la zapata.

Elizabeth Acosta Gómez  
INGENIERO GEÓLOGO  
CIP. 121250

- $\alpha$  = inclinación de la superficie del terreno junto a la zapata (contorno 1)

La expresión que proporciona la **carga de hundimiento**,  $P_h$ , es:

$$P_h = \beta(N_\beta - \zeta)$$

En donde:

$$\beta = \frac{m\sigma_{ci}}{8} = \frac{m_i\sigma_{ci}}{8} \exp \frac{RMR - 100}{28}$$

$$\zeta = \frac{8s}{m^2} = \frac{8}{m_i^2} \exp \frac{RMR - 100}{25,2}$$

Siendo  $m$ ,  $s$  y  $m_i$  los parámetros del criterio de Hoek y Brown y  $\sigma_{ci}$  el valor de la resistencia a la compresión simple de la matriz rocosa. El coeficiente de carga  $N_\beta$  es una generalización de los parámetros  $N_c$  y  $N_q$  de Prandtl; es función de la inclinación del terreno, de la inclinación de las cargas y de la sobrecarga externa normalizada actuando alrededor de la cimentación.

Sin entrar en consideraciones respecto al análisis de asientos, que podrían determinar en algún caso singular el diseño de las cimentaciones en roca, es necesario establecer la **carga admisible**, dividiendo la carga de hundimiento,  $P_h$ , por un **coeficiente de seguridad global**,  $F$ , que puede expresarse como producto de dos factores:

$$F = F_p F_m$$

El factor  $F_p$  considera las variaciones estadísticas de los parámetros de la roca y su magnitud está también vinculada a la probabilidad de rotura del cimiento. El factor  $F_m$  cubre la posibilidad de que la rotura por fragilidad, de una parte o de la totalidad del cimiento, no se ajuste al modelo de Hoek y Brown.

La aplicación al problema planteado en el caso de la Cimentación, De acuerdo a las características observadas en el campo, estas, son las siguientes:



Elizabeth Coapa Gómez  
INGENIERO GEÓLOGO  
CIP 121250

Calicata 1	
▪ Roca	= Arenisca RQD <25%.
▪ Clase de roca	= IV (*)
▪ RMR	= 25 (*)
▪ $m$	= 1.305 (*)
▪ $s$	= 0,00024 (*)
▪ $m_l$	= 19 (*)
▪ $\sigma_c$	= 18.33 Mpa (**)
▪ $N_p$	= 5
▪ $F_p$	= 1
▪ $F_m$	= 5
▪ $F$	= 5

(\*) Valor calculado

(\*\*) Valores tomados de Hoek y Brown (1997)

(\*\*\*) Valor de ensayo de Laboratorio

Calculando la carga de hundimiento,  $P_h$ , con las formulas establecidas, se tiene:

$$P_h = 14.94 \text{ MPa}$$

Calculando la carga admisible =  $P_h/F$

$$P_h/5 = 2.99 \text{ MPa} = 30.48 \text{ Kg/cm}^2$$

#### 4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1. El macizo rocoso en el cual se cimentara la estructura es una roca Sedimentaria (arenisca) de una coloración pardo claro, roca que presenta los siguientes parámetros geomecánicos:

▪ Clasificación RMR	=	IV
▪ Descripción	=	Roca Mala
▪ Resistencia de la roca.	=	18.33Mpa
▪ Angulo de fricción	=	15° - 25° (Bieniawski)
▪ Carga admisible	=	30.48 Kg/cm

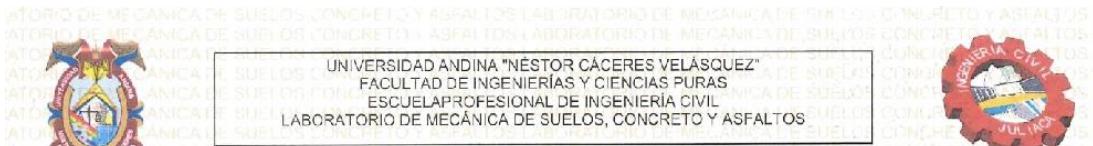
2. El macizo rocoso es de mala calidad, corresponde al tipo IV.

3. El valor de resistencia de la roca es de 30.48 kg/cm, este valor es el encontrado en los cálculos, para efectos de diseño de cimentación.

  
 Elizabeth Oliva Sordillo  
 INGENIERO GEOLOGO  
 D.N.R. 147350

## **5. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO**

  
Elizabeth Urdaneta Espinilla  
INGENIERO GEOLOGO  
SIN. 181980



## ESFUERZO A LA COMPRESIÓN DE ROCA ASTM C170

**PROYECTO:** NUEVO PABELLÓN DE ARQUITECTURA  
**SOLICITANTE:** BACHILLER.POOL STIWART BRIONES SANCHEZ  
**UBICACIÓN:** CHULLUNQUIANI -JULIACA-SAN ROMAÑ-PUNO  
**FINES:** CIMENTACIÓN  
**COORDENADAS:** ALTITUD 3825 - LATITUD N 8284416.32 - LATITUD E 373276.07  
**PROFOUNDIDAD:** 2.00 m  
**FECHA MECÁNICA:** 12 DE JUNIO DEL 2018

Nº	DESCRIPCION DE LA MUESTRA	FECHA DE ENSAYO	AREA NETA CM <sup>2</sup>	CARGA KG.	ESF. DE ROTURA KG/CM <sup>2</sup>
1	RCCA 10.01 X 10.04 cm ROCA	12/06/2018	100.50	18800.00	187.06



DANCO / FCP  
CAP INGENIERIA CIVIL

GIR: 108700

Ms. Roxana Barrantes Quiroz

B. N°: 05-0662

**PANEL FOTOGRÁFICO**

1. Muestra de roca, cubo de 10 cm de arista



2. Prensa de compresión hidráulica



3. Muestra de roca al momento de la compresión



4. Muestra de roca después de ensayo



## **Anexo C: PLANOS DE ARQUITECTURA**

## **Anexo D: PLANOS DE ESTRUCTURAS**