

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS:

**“ANÁLISIS COMPARATIVO DEL FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA
SÍSMICA (R) ENTRE LA NORMA E.030 Y EL CODIGO ASCE/SEI 7-16, EN TECHOS
CON COBERTURAS A BASE DE ESTRUCTURAS METÁLICAS APOYADAS EN
COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO”**

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR EL BACHILLER:

SÁNCHEZ PÉREZ GERMÁN DEIBY

ASESOR:

Dr. Ing. HERMES ROBERTO MOSQUEIRA RAMÍREZ

CAJAMARCA – PERÚ

2023

CERTIFICADO DE ORIGINALIDAD

La que suscribe, Directora de la Unidad de Investigación de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Cajamarca certifica:

La originalidad de la tesis denominada **ANÁLISIS COMPARATIVO DEL FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA SÍSMICA (R) ENTRE LA NORMA E.030 Y EL CODIGO ASCE/SEI 7-16, EN TECHOS CON COBERTURAS A BASE DE ESTRUCTURAS METÁLICAS APOYADAS EN COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO**, realizada por el Bachiller en Ingeniería Civil **Germán Deiby Sánchez Pérez** de acuerdo al resultado del análisis reportado por su asesor Dr. Hermes Roberto Mosqueira Ramírez con el software antiplagio Turnitin que identifica **14% (catorce por ciento)** de similitud, asignándole el código **oid:3117:319259451**.

Se expide el presente certificado para los fines pertinentes.

Cajamarca, 01 de febrero del 2024

Documento firmado digitalmente

Dra. Yvonne Katherine Fernández León
Directora Unidad de Investigación Facultad de Ingeniería



Firmado digitalmente por:
FERNANDEZ LEON Yvonne
Katherine FAU 20148258001 soft
Motivo: Soy el autor del
documento
Fecha: 01/02/2024 20:47:58-0500

Cc.
Archivo
c02224gs

AGRADECIMIENTOS

A LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

A mi alma máter, que a través de sus docentes que laboran en la Facultad de Ingeniería – Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil, me transmitieron sus conocimientos y experiencias, las cuales me formaron profesionalmente para asumir cualquier reto que se me presente en el día a día como profesional.

AL ASESOR

Dr. Ing. Hermes Roberto Mosqueira Ramírez, por su ética profesional, sus valores y empatía, las cuales me fueron transmitidas en este último año; teniendo de parte de él, un respaldo y apoyo incondicional en la elaboración de este trabajo de investigación.

A FAMILIARES Y AMIGOS.

A mi Madre Etelvina Pérez, la cual fue siempre mi gran apoyo y que de una u otra manera me respaldo y apoyo para lograr esta meta.

A mi gran amigo el Ing. Jorge Manuel Inciso Pajares, por su asesoramiento externo, respaldo y apoyo en la elaboración de este trabajo de investigación.

A Varbarita Mendoza Fernández, que de una u otra manera me apoyo para cumplir esta meta.

DEDICATORIA

Dedicado a Dios y a mis abuelos. Por haberme cuidado y guiado desde el cielo a cumplir mis metas y sueños.

Dedicado a mi madre, por haberme inculcado valores, enseñanzas y mis primeros conocimientos, los cuales fueron mi mayor soporte para seguir adelante y ahora poder cumplir esta meta de ser profesional.

ÍNDICE

AGRADECIMIENTOS.....	ii
DEDICATORIA	iii
RESUMEN.....	xx
ABSTRACT	xxi
1. CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN	22
1.1. Planteamiento el Problema	22
1.2. Formulación del Problema.....	23
1.3. Hipótesis	23
1.4. Justificación de la Investigación.....	23
1.5. Alcances o Delimitación de la Investigación	24
1.5.1. Delimitación Espacial	24
1.5.2. Delimitación Poblacional	24
1.5.3. Delimitación Teórica	24
1.6. Límites	25
1.7. Objetivos.....	25
1.7.1. Objetivo General	25
1.7.2. Objetivos Específicos	25
1.8. Organización del Trabajo de Investigación	26
2. CAPITULO II: MARCO TEÓRICO	27

2.1.	Antecedentes Teóricos	27
2.1.1.	Antecedentes Teóricos Internacionales	27
2.1.2.	Antecedentes Teóricos Nacionales	29
2.1.3.	Antecedentes Teóricos Locales	31
2.2.	Bases Teóricas	32
2.2.1.	Factor de reducción de Respuesta Sísmica Según Normas.....	32
2.2.2.	Cobertura Metálica.....	40
2.2.3.	Software SAP2000®	58
2.2.4.	Concreto Confinado	65
2.2.5.	Estructura Isostática	65
2.2.6.	Acero Estructural.....	65
	Propiedades del Acero	66
	Materiales para Acero Estructural	67
2.3.	Marco Conceptual.....	68
2.3.1.	Techos Autosoportantes y Soportados.....	68
2.3.2.	Techos con Cubierta y Estructura de Soporte	69
2.3.3.	Componentes de Estructuras de Techo con Elementos Metálicos	70
2.3.4.	Proceso de la Presente Tesis	71
2.4.	Definición de Términos Básicos.....	72
3.	CAPITULO III: MATERIALES Y MÉTODOS	74

3.1. Ubicación Geográfica de la Investigación.....	74
3.2. Época de la Investigación.....	74
3.3. Metodología de la investigación.....	74
3.3.1. Tipo, Nivel, Diseño y Método de Investigación	74
3.4. Población de Estudio	76
3.5. Muestra.....	76
Evidencias de la Muestra.....	76
3.6. Unidad de Análisis.....	77
3.7. Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos.....	78
3.8. Análisis e interpretación de Datos	78
3.9. Procedimiento.....	78
3.9.1. Recopilación de Información (Muestra)	78
3.9.2. Calculo y Reasignación de Cargas a la Muestra	79
3.9.3. Análisis Sísmico Estático: RNE E.030 – Diseño Sismo Resistente.....	83
3.9.4. Cargas y Combinaciones de Carga.....	87
3.9.5. Espectro de Respuesta Sísmica	88
3.9.6. Definición de Materiales	89
3.9.7. Propiedades de las diferentes Secciones:	90
3.9.8. Asignación de grupos de cargas	91
3.9.9. Se procesa los datos.....	91

3.9.10.	Verificación y comparación de combinaciones de carga de la Norma E.090.....	92
4.	CAPITULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	104
4.1.	Presentación de Resultados	104
4.1.1.	Desplazamientos Máximos	104
4.1.2.	Derivas ó Distorsión Máximas.....	111
4.1.3.	Momentos Últimos Máximos.....	112
4.2.	Análisis, Interpretación y Discusión de Resultados	134
4.2.1.	Desplazamientos Máximos.	134
4.2.2.	Derivas ó Distorsión Máximas.....	137
4.2.3.	Momentos Últimos Máximos.....	139
4.3.	Contrastación de Hipótesis	156
5.	CAPITULO IV: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	159
5.1.	Conclusiones	159
5.2.	Recomendaciones	160
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	161
	ANEXOS.....	163

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Factor básico de Reducción de Respuesta Sísmica “R” en los diferentes Sistemas Estructurales – Norma E.030	32
Tabla 2 Factor básico de Reducción de Respuesta Sísmica “R” en los diferentes Sistemas Estructurales – CODIGO ASCE/SEI 7-16	34
Tabla 3 Secciones de acero comunes en techos.	44
Tabla 4 Clasificación de aceros estructurales.....	45
Tabla 5 Valor más apropiado de factor de Reducción "R"	76
Tabla 6 Factor de forma (C)*	80
Tabla 7 Valores de cargas de diseño.	81
Tabla 8 Factor de forma (C)*	82
Tabla 9 Valores de cargas de diseño.	83
Tabla 10 Factores de zona “Z”	84
Tabla 11 Factores de Uso.	84
Tabla 12 Factores de Suelo.....	85
Tabla 13 Periodos “TP” y “TL”	85
Tabla 14 Desplazamientos máximos de las diferentes combinaciones de carga.....	102
Tabla 15 Coeficiente de comparación entre las diferentes combinaciones de Carga para cada muestra de estudio.	103
Tabla 16 Desplazamientos Máximos en el Eje X y Y.....	104
Tabla 17 Desplazamientos Máximos en el Eje X y Y.....	106
Tabla 18 Desplazamientos Máximos en el Eje X y Y.....	109
Tabla 19 Límites para la distorsión (deriva) del entrepiso	111
Tabla 20 Derivas Máximas de cada cobertura.....	112
Tabla 21 Momento Máximo ultimo para un “R = 8” de cobertura N° 1	113
Tabla 22 Diagrama de iteración "X"	114
Tabla 23 Diagrama de iteración "Y"	115
Tabla 24 Momento Máximo ultimo para un “R = 2.5” de cobertura N° 1	117
Tabla 25 Diagrama de iteración "X"	118

Tabla 26 Diagrama de iteración "Y"	119
Tabla 27 Momento Máximo ultimo para un "R = 8" de cobertura N° 2.....	121
Tabla 28 Diagrama de iteración "X"	121
Tabla 29 Diagrama de iteración "Y"	122
Tabla 30 Momento Máximo ultimo para un "R = 2.5" de cobertura N° 2.....	124
Tabla 31 Diagrama de iteración "X"	125
Tabla 32 Diagrama de iteración "Y"	126
Tabla 33 Momento Máximo ultimo para un "R = 8" de cobertura N° 3.....	128
Tabla 34 Diagrama de iteración "X"	129
Tabla 35 Diagrama de iteración "Y"	130
Tabla 36 Momento Máximo ultimo para un "R = 2.5" de cobertura N° 3.....	131
Tabla 37 Diagrama de iteración "X"	132
Tabla 38 Diagrama de iteración "Y"	133
Tabla 39 Desplazamientos Máximos en el Eje X y Y.....	135
Tabla 40 Desplazamientos Máximos en el Eje X y Y.....	135
Tabla 41 Desplazamientos Máximos en el Eje X y Y.....	136
Tabla 42 Límites para la distorsión (deriva) del entrepiso	137
Tabla 43 Derivas Máximas de cada cobertura.....	138
Tabla 44 Momento Máximo ultimo para un "R = 8" de cobertura N° 1.....	139
Tabla 45 Diagrama de iteración "X"	140
Tabla 46 Diagrama de iteración "X"	140
Tabla 47 Momento Máximo ultimo para un "R = 2.5" de cobertura N° 1.....	142
Tabla 48 Diagrama de iteración "X"	142
Tabla 49 Diagrama de iteración "Y"	143
Tabla 50 Momento Máximo ultimo para un "R = 8" de cobertura N° 2.....	145
Tabla 51 Diagrama de iteración "X"	145
Tabla 52 Diagrama de iteración "Y"	146

Tabla 53 Momento Máximo último para un “R = 2.5” de cobertura N° 2.....	147
Tabla 54 Diagrama de iteración "X"	148
Tabla 55 Diagrama de iteración "Y"	148
Tabla 56 Momento Máximo último para un “R = 8” de cobertura N° 3.....	150
Tabla 57 Diagrama de iteración "X"	151
Tabla 58 Diagrama de iteración "Y"	151
Tabla 59 Momento Máximo último para un “R = 2.5” de cobertura N° 3.....	153
Tabla 60 Diagrama de iteración "X"	153
Tabla 61 Diagrama de iteración "Y"	154
Tabla 62 Valores de los Momentos Últimos, para los diferentes factores de reducción de las tres muestras.....	157
Tabla 63 Coeficiente de comparación para evaluar el valor más apropiado del factor de reducción sísmica para las estructuras especiales en estudio.....	157

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Perfiles Estructurales formados en frío.....	46
Figura 2: Perfiles de Superficie Formadas en Frío.....	47
Figura 3: Partes de Armadura.....	48
Figura 4: Armaduras Comunes en Techos.....	48
Figura 6: Cuerdas de una Viga de Alma Abierta.....	49
Figura 7: Viga de Alma Llena de Sección Constante Tipo I.....	50
Figura 8: Larguero Laminado Tipo “C”.....	51
Figura 9: Detalle de Polín Espacial.....	51
Figura 10: Tipos y Distribución de Esfuerzos en las Soldaduras.....	54
Figura 11: Vigas de Techo Embebidas en los Elementos de Apoyo.....	55
Figura 12: Apoyo de Viga de Techo por medio de Placa de Unión.....	55
Figura 13: Apoyo Móvil.....	56
Figura 14: Apoyos No Atiesado y Apoyo Atiesado.....	57
Figura 15: Detalle de Apoyo Atiesado o Móvil.....	57
Figura 16: Cargas Sobre Larguero.....	58
Figura 17: diferentes pantallas del Software SAP2000.....	59
Figura 18: Modelamiento 3D de una estructura en el Software SAP2000.....	60
Figura 19: Modelamiento Sísmico en el Software SAP2000.....	62
Figura 20: Modelamiento de las diferentes Cargas de Viento en el Software SAP2000.....	62
Figura 21: Análisis de las Cargas Especificas en el Software SAP2000.....	63

Figura 22: Modelamiento de los Desplazamientos de una Estructura en el Software SAP2000...	64
Figura 23: Muestra – Expediente Técnico N°1: “Construcción de cobertura de instalaciones deportivas; en el (la) caserío Vista Alegre Zonanga, distrito de Jaén, provincia de Jaén, departamento de Cajamarca” con CUI 2505486.....	76
Figura 24: Muestra – Expediente Técnico N°2: “Construcción de techos duros; en el (la) IE Nicanor Reatigui del Águila – Nuevo Progreso en la localidad Nuevo Progreso, distrito Nuevo Progreso, provincia Tocache, departamento San Martín”, con CUI 2466733	77
Figura 25: Muestra – Expediente Técnico N°3: “Construcción de cobertura; en el (la) losa deportiva (techo metálico) Gregorio Lecca Franco en la localidad Huaylillas, provincia Pataz, departamento La Libertad” con CUI 2480483	77
Figura 26: Zona Sísmica.	83
Figura 27: factor estático en $R = 2.5$	86
Figura 28: factor estático en $R = 8$	87
Figura 29: Combinaciones de carga LRFD y RNE. E 0.90.	88
Figura 30: Espectro de respuesta sísmica.....	88
Figura 31: Espectro de respuesta sísmica.....	89
Figura 32: Definición de materiales.	89
Figura 33: Asignación de Secciones.....	90
Figura 34: Asignación de acero y dimensionamiento de columna.....	90
Figura 35: Asignación de grupos de carga – Barlovento y sotavento	91
Figura 36: Procesamiento de datos – RUN NOW.....	91

Figura 37: Pantalla de ingreso de combinaciones y/o datos, para mostrar la forma deformada de la estructura de estudio del Expediente N°1.....	92
Figura 38: Forma deformada de la estructura de estudio del Expediente N°1.....	92
Figura 39: Pantalla de ingreso de combinaciones y/o datos, para mostrar la forma deformada de la estructura de estudio del Expediente N°1	93
Figura 40: Forma deformada de la estructura de estudio del Expediente N°1.....	93
Figura 41: Pantalla de ingreso de combinaciones y/o datos, para mostrar la forma deformada de la estructura de estudio del Expediente N°1	94
Figura 42: Forma deformada de la estructura de estudio del Expediente N°1.....	95
Figura 43: Reacciones de la estructura de estudio del Expediente N°1	95
Figura 44: Pantalla de ingreso de combinaciones y/o datos, para mostrar la forma deformada de la estructura de estudio del Expediente N°2.....	95
Figura 45: Forma deformada de la estructura de estudio del Expediente N°2.....	96
Figura 46: Pantalla de ingreso de combinaciones y/o datos, para mostrar la forma deformada de la estructura de estudio del Expediente N°2	96
Figura 47: Forma deformada de la estructura de estudio del Expediente N°2.....	97
Figura 48: Pantalla de ingreso de combinaciones y/o datos, para mostrar la forma deformada de la estructura de estudio del Expediente N°2	97
Figura 49: Forma deformada de la estructura de estudio del Expediente N°2.....	98
Figura 50: Reacciones de la estructura de estudio del Expediente N°2	98

Figura 51: Pantalla de ingreso de combinaciones y/o datos, para mostrar la forma deformada de la estructura de estudio del Expediente N°3	99
Figura 52: Forma deformada de la estructura de estudio del Expediente N°3.....	99
Figura 53: Pantalla de ingreso de combinaciones y/o datos, para mostrar la forma deformada de la estructura de estudio del Expediente N°3	100
Figura 54: Forma deformada de la estructura de estudio del Expediente N°3.....	100
Figura 55: Pantalla de ingreso de combinaciones y/o datos, para mostrar la forma deformada de la estructura de estudio del Expediente N°3	101
Figura 56: Forma deformada de la estructura de estudio del Expediente N°3.....	101
Figura 57: Reacciones de la estructura de estudio del Expediente N°3	102
Figura 58: Desplazamientos en el programa SAP 2000 con $R = 8$	105
Figura 59: Desplazamientos Máximos en dirección al eje x, en las diferentes columnas de la cobertura.....	105
Figura 60: Desplazamientos Máximos en dirección al eje “Y”, en las diferentes columnas de la cobertura.....	106
Figura 61: Desplazamientos Máximos en dirección al eje x, en las diferentes columnas de la cobertura.....	107
Figura 62: Desplazamientos Máximos en dirección al eje “Y”, en las diferentes columnas de la cobertura.....	107
Figura 63: Desplazamientos en el programa SAP 2000 con $R = 8$	108
Figura 64: Desplazamientos en el programa SAP 2000 con $R = 2.5$	109

Figura 65: Desplazamientos Máximos en dirección al eje x, en las diferentes columnas de la cobertura.....	110
Figura 66: Desplazamientos Máximos en dirección al eje “Y”, en las diferentes columnas de la cobertura.....	111
Figura 67: En la captura del programa SAP 2000 se puede observar que el diseño de la columna cumple con un “R = 8”	113
Figura 68: En la captura del programa SAP 2000 se puede observar el momento ultimo máximo para un “R = 8”	113
Figura 69: En la captura del programa SAP 2000 se puede el dimensionamiento de la columna, distribución de acero de la misma y su diagrama de iteración de la misma para un “R = 8”.	114
Figura 70: Se observa que el momento último máximo en “x” (punto rojo) para un “R = 8”, está dentro del diagrama de iteración, por lo que la distribución del acero es la adecuada.	115
Figura 71: Se observa que el momento último máximo en “y” (punto rojo) para un “R = 8”, está dentro del diagrama de iteración, por lo que la distribución del acero es la adecuada.	116
Figura 72: En la captura del programa SAP 2000 se puede observar que el diseño de la columna cumple con un “R = 2.5”	116
Figura 73: En la captura del programa SAP 2000 se puede observar el momento ultimo máximo para un “R = 2.5”	117
Figura 74: En la captura del programa SAP 2000 se puede el dimensionamiento de la columna, distribución de acero de la misma y su diagrama de iteración de la misma para un “R = 2.5”. ..	117
Figura 75: Se observa que el momento último máximo en “x” (punto rojo) para un “R = 2.5”, está fuera del diagrama de iteración, por lo que la distribución del acero no es la adecuada.	118

Figura 76: Se observa que el momento último máximo en “y” (punto rojo) para un “R = 2.5”, está dentro del diagrama de iteración, por lo que la distribución del acero es la adecuada en esta dirección. 119

Figura 77: En la captura del programa SAP 2000 se puede observar que el diseño de la columna cumple con un “R = 8” 120

Figura 78: En la captura del programa SAP 2000 se puede observar el momento ultimo máximo para un “R = 8” 120

Figura 79: En la captura del programa SAP 2000 se puede el dimensionamiento de la columna, distribución de acero de la misma y su diagrama de iteración de la misma para un “R = 8”. 121

Figura 80: Se observa que el momento último máximo en “x” (punto rojo) para un “R = 8”, está dentro del diagrama de iteración, por lo que la distribución del acero es la adecuada. 122

Figura 81: Se observa que el momento último máximo en “y” (punto rojo) para un “R = 8”, está dentro del diagrama de iteración, por lo que la distribución del acero es la adecuada. 123

Figura 82: En la captura del programa SAP 2000 se puede observar que el diseño de la columna cumple con un “R = 2.5” 123

Figura 83: En la captura del programa SAP 2000 se puede observar el momento ultimo máximo para un “R = 2.5” 124

Figura 84: En la captura del programa SAP 2000 se puede el dimensionamiento de la columna, distribución de acero de la misma y su diagrama de iteración de la misma para un “R = 2.5”. .. 124

Figura 85: Se observa que el momento último máximo en “x” (punto rojo) para un “R = 2.5”, no está dentro del diagrama de iteración, por lo que la distribución del acero no es la adecuada en esta dirección. 125

Figura 86: Se observa que el momento último máximo en “y” (punto rojo) para un “R = 2.5”, está dentro del diagrama de iteración, por lo que la distribución del acero es la adecuada en esta dirección. 126

Figura 87: En la captura del programa SAP 2000 se puede observar que el diseño de la columna cumple con un “R = 8” 127

Figura 88: En la captura del programa SAP 2000 se puede observar el momento ultimo máximo para un “R = 8” 127

Figura 89: En la captura del programa SAP 2000 se puede el dimensionamiento de la columna, distribución de acero de la misma y su diagrama de iteración de la misma para un “R = 8”. 128

Figura 90: Se observa que el momento último máximo en “x” (punto rojo) para un “R = 8”, está dentro del diagrama de iteración, por lo que la distribución del acero es la adecuada. 129

Figura 91: Se observa que el momento último máximo en “y” (punto rojo) para un “R = 8”, está dentro del diagrama de iteración, por lo que la distribución del acero es la adecuada. 130

Figura 92: En la captura del programa SAP 2000 se puede observar que el diseño de la columna cumple con un “R = 2.5” 131

Figura 93: En la captura del programa SAP 2000 se puede observar el momento ultimo máximo para un “R = 2.5” 131

Figura 94: En la captura del programa SAP 2000 se puede el dimensionamiento de la columna, distribución de acero de la misma y su diagrama de iteración de la misma para un “R = 2.5”. .. 132

Figura 95: Se observa que el momento último máximo en “x” (punto rojo) para un “R = 2.5”, no está dentro del diagrama de iteración, por lo que la distribución del acero no es la adecuada en esta dirección. 133

Figura 96: Se observa que el momento último máximo en “y” (punto rojo) para un “R = 2.5”, está dentro del diagrama de iteración, por lo que la distribución del acero es la adecuada en esta dirección.	134
Figura 97: diagrama de iteración en “x” y momento último máximo en “x” (punto rojo) para un “R=8” – Cobertura N° 1.	141
Figura 98: diagrama de iteración en “y” y momento último máximo en “y” (punto rojo) para un “R=8” – Cobertura N° 1.	141
Figura 99: diagrama de iteración en “x” y momento último máximo en “x” (punto rojo) para un “R=2.5” – Cobertura N° 1.	143
Figura 100: diagrama de iteración en “y” y momento último máximo en “y” (punto rojo) para un “R=2.5” – Cobertura N° 1.	144
Figura 101: diagrama de iteración en “x” y momento último máximo en “x” (punto rojo) para un “R=8” – Cobertura N° 2.	146
Figura 102: diagrama de iteración en “y” y momento último máximo en “y” (punto rojo) para un “R=8” – Cobertura N° 2.	147
Figura 103: diagrama de iteración en “x” y momento último máximo en “x” (punto rojo) para un “R=2.5” – Cobertura N° 2.	149
Figura 104: diagrama de iteración en “y” y momento último máximo en “y” (punto rojo) para un “R=2.5” – Cobertura N° 2.	149
Figura 105: diagrama de iteración en “x” y momento último máximo en “x” (punto rojo) para un “R=8” – Cobertura N° 3.	152

Figura 106: diagrama de iteración en “y” y momento último máximo en “y” (punto rojo) para un “R=8” – Cobertura N° 3..... 152

Figura 107: diagrama de iteración en “x” y momento último máximo en “x” (punto rojo) para un “R=2.5” – Cobertura N° 3..... 154

Figura 108: diagrama de iteración en “y” y momento último máximo en “y” (punto rojo) para un “R=2.5” – Cobertura N° 3..... 155

RESUMEN

Esta investigación se planteó a partir del diseño de techos con coberturas a base de estructuras metálicas apoyadas en columnas de concreto armado, ya que sus diseños son subjetivos, y se basan en criterios personales de los diferentes proyectistas, por lo que se busca contribuir con la estandarización de un factor de reducción sísmica “R”; se planteó la hipótesis de investigación que fue: “Si se compara el factor de reducción de respuesta sísmica “R” entre la norma E.030 (R=8) y el código ASCE/SEI 7-16 (R=2.5), en techos con cubiertas a base de estructuras metálicas apoyadas en columnas de concreto armado, entonces se encontrará que el código ASCE/SEI 7-16 proporciona un factor de reducción de respuesta sísmica “R” más APROPIADO, que el factor de reducción de respuesta sísmica “R” de la norma E.030.”; para ello la investigación se realizó con una muestra de 03 techos con coberturas a base de estructuras metálicas apoyadas en columnas de concreto armado, ubicados en el Perú. Se utilizó los criterios de diseño y cálculo del factor “R” establecidos por la norma E.030 y el código ASCE/SEI 7-16, y se compararon los resultados obtenidos. El estudio tuvo un diseño cuantitativo, analítico y comparativo, y se llevó a cabo en un periodo de 07 meses. el análisis comparativo se realizó con ayuda del software SAP200, obteniendo los resultados, que indican que para un factor de reducción sísmica R=2.5 del código ASCE/SEI 7-16, que los momentos últimos son mayores, por ende, más conservadores y apropiados para los diseños de este tipo de estructuras; además se observa que los momentos últimos para un R=2.5 no caen dentro del diagrama de iteración de las columnas en el eje “X”; por lo que se concluye que el factor de reducción sísmica R=2.5 del código ASCE/SEI 7-16 es el más apropiado para el diseño de techos con coberturas a base de estructuras metálicas apoyadas en columnas de concreto armado.

Palabras Clave: *factor de reducción de respuesta sísmica, momentos últimos, diagrama de iteración, norma E. 030, código ASCE/SEI 7-16, coberturas metálicas, software SAP 2000.*

ABSTRACT

This research was proposed from the design of roofs with coverage based on metal structures supported on reinforced concrete columns, since their designs are subjective, and are based on personal criteria of the different designers, which is why it seeks to contribute to the standardization of a seismic reduction factor “R”; The research hypothesis was raised, which was: “If the seismic response reduction factor “R” is compared between the E.030 standard (R=8) and the ASCE/SEI 7-16 code (R=2.5), in roofs with covers based on metal structures supported on reinforced concrete columns, then it will be found that the ASCE/SEI 7-16 code provides a more APPROPRIATE seismic response reduction factor “R” than the seismic response reduction factor “R” of the E.030 standard.”; for this, the investigation was carried out with a sample of 03 roofs with coverage based on metal structures supported on reinforced concrete columns, located in Peru. The design and calculation criteria of the “R” factor established by the E.030 standard and the ASCE/SEI 7-16 code were used, and the results obtained were compared. The study had a quantitative, analytical and comparative design. The comparative analysis was carried out with the help of SAP2000 software, obtaining the results that indicate that for a seismic reduction factor R=2.5 of the ASCE/SEI 7-16 code, that the ultimate moments are greater, therefore, more conservative and appropriate. for the designs of this type of structures; Furthermore, it is observed that the last moments for R=2.5 do not fall within the iteration diagram of the columns on the “X” axis; Therefore, it is concluded that the seismic reduction factor R=2.5 of the ASCE/SEI 7-16 code is the most appropriate for the design of roofs with coverage based on metal structures supported on reinforced concrete columns.

Keywords: *seismic response reduction factor, ultimate moments, iteration diagram, E. 030 standard, ASCE/SEI 7-16 code, metal roofing, SAP 2000 software.*

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1.Planteamiento el Problema

El factor de reducción de respuesta sísmica “R” es un parámetro que representa la capacidad de disipación de energía de una estructura sometida a un sismo, y que influye en el diseño de las fuerzas sísmicas de diseño. La norma técnica peruana E.030 y el código ASCE/SEI 7-16 son dos de las normativas más utilizadas en el diseño sismorresistente de estructuras en nuestro país, pero tienen diferencias en la forma de definir el factor de reducción Sísmica “R” para techos con coberturas a base de estructuras metálicas apoyadas en columnas de concreto armado, puesto que son sistemas estructurales mixtos que combinan las ventajas de ambos materiales.

Como lo menciona (Ramírez 2014) “existen algunos inconvenientes al diseñar este tipo de estructuras, a saber, que los diseños son subjetivos y frecuentemente se copian de otras experiencias de diseño, es decir, se basan en criterios personales”, este tipo de estructuras como son los techos con coberturas a base de estructuras metálicas apoyadas en columnas de concreto armado, sus diseños son subjetivos, y se basan en criterios personales de los diferentes diseñadores y/o proyectistas, por lo que es necesario realizar un análisis comparativo del factor de reducción sísmica “R” entre las dos normativas para evaluar cual es el valor más apropiado para el factor de reducción sísmica “R” para este tipo de sistemas estructurales (techos con coberturas a base de estructuras metálicas apoyadas en columnas de concreto armado); y a su vez esta investigación busca contribuir con la estandarización del factor de reducción sísmica “R” más apropiado en el diseño de este tipo de estructuras especiales (techos con coberturas a base de estructuras metálicas apoyadas en columnas de concreto armado). Por lo tanto, se puede concluir que el tema de investigación se justifica, es relevante, necesario, original y beneficioso para el avance del conocimiento y la práctica de la ingeniería estructural en este tipo de estructuras como son los techos con coberturas a base de estructuras metálicas apoyadas en columnas de concreto armado.

1.2. Formulación del Problema

La investigación se basa en un análisis comparativo y trata de resolver la siguiente pregunta:

¿El factor de reducción de respuesta sísmica “R” del código ASCE/SEI 7-16 proporciona un valor del factor de reducción de respuesta sísmica “R” más **APROPIADO**, seguro y confiable que el factor de reducción de respuesta sísmica “R” de la norma técnica peruana E.030 en techos con cubiertas a base de estructuras metálicas apoyadas en columnas de concreto armado?

1.3. Hipótesis

Si se compara el factor de reducción de respuesta sísmica “R” entre la norma E.030 y el código ASCE/SEI 7-16, en techos con cubiertas a base de estructuras metálicas apoyadas en columnas de concreto armado, entonces se encontrará que el factor de reducción de respuesta sísmica “R” es significativamente diferente entre las dos normas, y que el código ASCE/SEI 7-16 proporciona un factor de reducción de respuesta sísmica “R” más **APROPIADO**, seguro y confiable que el factor de reducción de respuesta sísmica “R” de la norma E.030.

1.4. Justificación de la Investigación

El factor de reducción de respuesta sísmica “R” es un parámetro que representa la capacidad de disipación de energía de una estructura sometida a un sismo, y que influye en el diseño de las fuerzas sísmicas de diseño, Sin embargo, existen diferencias entre las normas y códigos de diferentes países o regiones, lo que puede afectar el desempeño de las estructuras ante los sismos. En particular, se ha observado que la norma peruana E.030 y el código estadounidense ASCE/SEI 7-16 presentan valores distintos del factor de reducción de respuesta sísmica “R” para algunos sistemas estructurales, lo que puede generar inconsistencias o ineficiencias en el diseño sísmico; Uno de los sistemas estructurales que presenta esta diferencia es el de techos con coberturas a base de estructuras metálicas apoyadas en columnas de concreto armado, que se utiliza comúnmente en edificaciones industriales, comerciales o deportivas.

Este sistema se caracteriza por tener una gran flexibilidad y ligereza, lo que implica una mayor demanda sísmica y una menor capacidad de disipación de energía. Por lo tanto, el valor del factor de reducción de respuesta sísmica “R” que se asigne a este sistema tiene una gran influencia en el diseño y la seguridad de la estructura.

Un análisis comparativo del factor de reducción de respuesta sísmica “R” entre las dos normativas permitiría evaluar cual es el valor más apropiado para el diseño y la seguridad estructural de este tipo de estructuras, como lo son techos con coberturas a base de estructuras metálicas apoyadas en columnas de concreto armado; Por lo tanto, se puede concluir que el tema de investigación se justifica, es relevante, necesario, original y beneficioso para el avance del conocimiento y la práctica de la ingeniería estructural en este tipo de estructuras (techos con coberturas a base de estructuras metálicas apoyadas en columnas de concreto armado).

1.5. Alcances o Delimitación de la Investigación

Las delimitaciones de la investigación son:

1.5.1. Delimitación Espacial

Nuestra delimitación espacial para la investigación está dada para todo el país del Perú, donde se aplica la norma E.030 y el código ASCE/SEI 7-16 y su vez se ubican los techos que se van a estudiar en la investigación.

1.5.2. Delimitación Poblacional

Nuestra delimitación poblacional para la investigación está dada por los diferentes tipos de coberturas metálicas apoyadas en columnas de concreto armado a nivel nacional.

1.5.3. Delimitación Teórica

Nuestra delimitación teórica de la Investigación está dada por un diseño cuantitativo, analítico y comparativo.

1.6.Limites

El tema se enfoca en un tipo específico de estructuras: techos con coberturas a base de estructuras metálicas apoyadas en columnas de concreto armado. Esto limita la aplicabilidad y generalización de los resultados a otras tipologías estructurales.

1.7.Objetivos

1.7.1. *Objetivo General*

- ✓ Realizar el análisis comparativo del factor de reducción de respuesta sísmica “R” entre la Norma E030 y el Código ASCE/SEI 7-16, para evaluar si El factor de reducción de respuesta sísmica “R” del código ASCE/SEI 7-16 proporciona un valor más APROPIADO, que el factor de reducción de respuesta sísmica “R” de la norma técnica peruana E.030 en techos con coberturas a base de estructuras metálicas apoyadas en columnas de concreto armado.

1.7.2. *Objetivos Específicos*

- ✓ Analizar y evaluar columnas de concreto armado, considerando un sismo con factor de reducción “R = 8” según la Norma E.030, en techos con coberturas a base de estructuras metálicas apoyadas en columnas de concreto armado, mediante modelamientos en el programa SAP 2000.
- ✓ Analizar y evaluar columnas de concreto armado, considerando un sismo con factor de reducción “R = 2.5” según el código ASCE/SEI 7-16 en techos con coberturas a base de estructuras metálicas apoyadas en columnas de concreto armado, mediante modelamientos en el programa SAP 2000.
- ✓ Realizar un análisis comparativo y discusión de los resultados obtenidos, para concluir cual es el factor de reducción sísmico apropiado para este tipo de estructuras (techos con coberturas a base de estructuras metálicas apoyadas en columnas de concreto armado).

1.8. Organización del Trabajo de Investigación

Como se muestra a continuación, el proyecto de investigación se divide en cinco capítulos.

Capítulo I: El planteamiento del problema, la formulación, la hipótesis, la justificación, el alcance, los objetivos y la organización de la investigación se presentan en la introducción de la Investigación.

Capítulo II: Esta sección proporciona el marco teórico, que incluye descripciones del estado actual del estudio, fundamentos teóricos y definiciones de términos fundamentales.

Capítulo III: Este capítulo comienza delineando la ubicación precisa y el período de tiempo durante el cual se llevó a cabo la investigación. A continuación, describe la metodología empleada, los pasos seguidos y finalmente realiza un análisis y tratamiento de datos para presentar los hallazgos. El capítulo de Materiales y Métodos se titula como tal.

Capítulo IV: Los resultados de la investigación se describen, analizan y discuten en la sección de análisis y discusión de resultados del Capítulo IV.

Capítulo V: En este capítulo se presentan las conclusiones de la tesis y las sugerencias pertinentes para estudios posteriores. Observaciones finales y sugerencias es el título de este capítulo.

CAPITULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes Teóricos

2.1.1. Antecedentes Teóricos Internacionales

Jacome (2022), en su investigación “Análisis Técnico Económico del Coeficiente de Reducción de Respuesta Estructural con Aplicación y Comparación en Sistemas A porticados de Estructuras Metálicas” realizó el análisis y cálculo del factor de reducción sísmica para una estructura con pórticos especiales a momentos (PEM o SMF) compuestos, a partir de dicha estructura se realizó cuatro diferentes modelos matemáticos donde se cambia el factor de reducción sísmica con valores de $R=8, 6, 4.5$ y 3 ; realizando el análisis estructural lineal dinámico de los cuatro modelos, cada estructura cambia en función de la demanda que requieren las fuerzas sísmicas determinando que en cuanto menor es el valor de R se requieren mayores secciones en la estructura, a pesar de lo anotado el periodo de vibración fundamental de las estructuras se mantuvo para $R= 8, 6$ y 4.5 , mientras que para el factor $R=3$ el periodo se reduce ligeramente resultando una estructura más rígida, a medida que se reduce el factor de respuesta sísmica es necesario secciones más robustas que aporten mayor peso a la estructura para suplir la demanda.

Suquillo & Llumiquinga (2022) en su investigación “Análisis y Comparación de Metodologías de Rehabilitación Sísmica de Estructuras Metálicas”, indican que La rehabilitación sísmica de edificios consiste en la evaluación y diseño de sistemas de rehabilitación, para modificar el desempeño sísmico de edificaciones existentes en base al cumplimiento de un objetivo de desempeño sísmico. El presente artículo analiza las metodologías de rehabilitación sísmica más relevantes para una estructura metálica tipo industrial. En la actualidad no existe una metodología considerada la más eficiente para todas las estructuras bajo una sollicitación dinámica por lo que este artículo nos permitirá conocer la influencia de diferentes parámetros como costo, tiempo, condición arquitectónica/operacional, material/mano de obra disponible en el sitio y

principalmente de su comportamiento estructural para la selección de una metodologías de rehabilitación sísmica, lo cual se realizó mediante el análisis global y local de cada uno de los elementos que conforman una estructura metálica tipo industrial con el fin de comparar y seleccionar la metodología de rehabilitación más óptima para este tipo de sistemas. Así mismo El análisis de la estructura en estado inicial permite conocer el comportamiento de la estructura, así como las patologías, deficiencias o problemas estructurales, incluyendo la relación demanda / capacidad de los elementos. Además, El análisis lineal dinámico indicó que en una estructura industrial los elementos que se necesitan rehabilitar se encuentran en zonas denominadas críticas, debido a que existe una mayor concentración de esfuerzos debido a la interacción entre distintos elementos estructurales, como es el caso de la unión cercha-columna y columna-base. En la unión cercha - columna, la concentración de esfuerzos en los elementos se produce debido a la presencia de cargas de compresión, mismas que son capaces de provocar que el tipo de falla en dichos elementos sea por pandeo, mientras que, en la parte inferior de las columnas, donde la fuerza que predomina sobre los elementos es la tensión, provocarían que los elementos superen su capacidad a tracción y se rompan.

Leng et al. (2017), en su investigación “Modeling Seismic Response of a Full-Scale Cold-Formed Steel-Framed Building”, plantea la importancia del valor de respuesta estructural R en el proceso de diseño sísmico que se encuentra en todas las normas, sin embargo, se explica que este valor no tiene una base científica para los valores adoptados, tomando en cuenta esta crítica se pretende demostrar que la influencia en normas y códigos no hace un análisis minucioso en los valores de R que se determinan en los 5 códigos y que al realizar este estudio pormenorizado se obtendrán diferencias en las dimensiones de las estructuras.

Pinoargote (2014), en su investigación “Verificación del Factor de Reducción Sísmico R, para el Análisis Inelástico de Estructuras de Hormigón Armado de acuerdo al NEC-11,”, indica que

el factor R varía dependiendo del tipo de estructura, para estructuras con buen comportamiento histerético se obtuvo un valor mayor del factor R que las estructuras con moderado y pobre comportamiento histerético.

Wladimir & Carrera (2011), en su investigación “Factores de Reducción de Respuesta Sísmica, Coeficientes de Configuración Estructural y Control de Deformaciones para la Nueva Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2011”, menciona que el factor de resistencia sísmica R depende de algunas variables como, por ejemplo, del tipo de estructura, del tipo de suelo, de los factores de ductilidad, sobre resistencia, redundancia y amortiguamiento de una estructura. Es por esto que el diseñador debe estar facultado para la elección correcta de este factor R, debido a que este, disminuye la fuerza sísmica de diseño, evitando así que una estructura colapse en un evento sísmico, así mismo Realiza un análisis comparativo del factor de reducción de respuesta R entre la norma colombiana NSR-10 y el código de la construcción de los Estados Unidos de América ASCE 7-10 con la normativa ecuatoriana NEC especificando que el factor R depende de variables propias de la edificación, donde se analizará la influencia económica que conlleva en una edificación al utilizar los valores establecidos por código en comparación al realizar el análisis de los parámetros intervinientes.

2.1.2. Antecedentes Teóricos Nacionales

Izquierdo (2021) en su investigación “Análisis Sísmico de una Estructura de Cubierta Diseñado para el Estadio Municipal de Calana”, indica que no se realizan ensayos de control, por lo que se desconoce que cumplan con las especificaciones técnicas y con los códigos de diseño. En tal sentido, se propone este tema de tesis, en el cual realizaremos el análisis sísmico de una estructura de cubierta, en consecuencia, se hará el diseño de todos los elementos estructurales que conforman un estadio, es decir elementos de concreto armado como elementos de acero estructural. Así mismo el objetivo de la investigación está orientado a verificar el correcto diseño de la

estructura metálica. Dado que actualmente no existe un estadio en la zona, creamos una estructura de cubierta que estará apoyada en elementos de concreto armado para lo cual se hizo un dibujo siguiendo varios criterios, luego se analizó la edificación mediante programas estructurales, siguiendo el diseño correspondiente aplicando las normas nacionales como internacionales, obteniendo un diseño final mediante el análisis sísmico. Concluimos que los métodos usados para su diseño lograron identificar las diferencias en cargas y resistencias de los elementos estructurales. El análisis sísmico que se realizó a la estructura metálica dio a conocer que dicha estructura trabaja cumpliendo lo establecido en la Norma E030 de Diseño Sismorresistente.

Lozano (2019) El objetivo de la investigación fue “Diseñar la Estructura de Acero del Techo Parabólico para la Losa Deportiva del Club ACUDESI de Santa Inés – Trujillo”. En cuanto a la metodología que emplea el investigador fue orientar a describir las características de las estructuras de acero del techo parabólico de la losa deportiva del club Acudesi de Santa Inés – Trujillo. Además, todas las estructuras se diseñaron de acuerdo a las normas NTE – 030 Diseño sismorresistente. La investigación concluye en que el diseño no solo se basa en la resistencia y rigidez de los materiales y secciones sino también en la facilidad constructiva, es así que la estructura se diseñó con poca variación de secciones a lo largo del arco, lo que lleva a facilitar la construcción y el montaje además de reducir el número de plantillas usadas para la fabricación.

Cieza y Lazarte (2018), en cuanto a la metodología que emplea el investigador fue de diseño no experimental y de corte transversal. En la cual optó por considerar como población y muestra un solo diseño sísmico estructural del Techo metálico de la losa Multideportiva de Aija, Áncash - 2018. Como instrumento de medición se utilizó ficha de recolección de datos de acuerdo al diseño sismorresistente recomendado por la NTE E.030 y NTE E.090. La investigación concluye en que la aplicación de las normas NTE E.030 y NTE E.090 usadas con el programa SAP 2000 para

obtener la resistencia de la estructura existe es apto la estructura por que se encuentra dentro de los rangos permisibles.

Mamani (2015), desarrolló una investigación titulada “Modelo de Análisis Comparativo para la Optimización del Diseño de Armaduras de Techos en la Ciudad de Juliaca”, de tal forma que permita una correcta elección y diseño de armaduras para tener, mejor costo de diseño, un adecuado tiempo del proceso constructivo y resistentes, para ello analiza y realiza las comparaciones de los modelos de cobertura a dos aguas y en arco, compara el metrados de cargas, esfuerzos y deformaciones, tipos de procesos constructivos, evaluación del presupuesto y programación. Concluyendo que los techos más óptimos para Juliaca son: a dos aguas con armaduras tipo PRATT.

2.1.3. Antecedentes Teóricos Locales

Colunche (2019), desarrolló una investigación titulada “Optimización Del Peso De Coberturas Metálicas Paramétricas Usando Rhinoceros 3D” en la cual indica que, Las estructuras metálicas son diseñadas en base a criterios propios o experiencias pasadas de sus diseñadores, conllevando a obtener diferentes modelos para un mismo proyecto que son aceptados desde el punto de vista de la resistencia estructural y/o del cumplimiento de normas, pero obviamente tendrán costos y pesos diferentes; esto se debe porque no llegan al diseño óptimo (diseño de menor peso), quizás porque se necesita de mucho tiempo para diseñar manualmente o porque no se cuenta con las herramientas necesarias que permita modelar y diseñar al mismo tiempo.

2.2. Bases Teóricas

2.2.1. Factor de reducción de Respuesta Sísmica Según Normas.

2.2.1.1. Factor de Reducción de Respuesta Sísmica “R” – Norma E.030

Para poder realizar un diseño adecuado es necesario la obtención de la fuerza que se debe de emplear; sin embargo, no solo basta con dicha fuerza, es necesario reducir dicha fuerza de diseño para lograr un desempeño adecuado en la estructura.

Existen factores de reducción que están dados por la norma peruana RNE. E.030, estos se usan dependiendo el tipo de estructura que se proyecta a construir y el tipo de material usado en dicha construcción. Se clasifican acorde a la capacidad que tendrán al momento de soportar las fuerzas sísmicas. (Ramirez, 2022).

Tabla 1

Factor básico de Reducción de Respuesta Sísmica “R” en los diferentes Sistemas Estructurales – Norma E.030

Sistema Estructural	Coefficiente Básico De Reducción R_0
<i>Acero</i>	
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
<i>Concreto Armado</i>	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
<i>Albañilería Armada o Confinada</i>	3
<i>Madera (Por esfuerzos admisibles)</i>	7

NOTA: NORMA TÉCNICA E.030 “DISEÑO SISMO RESISTENTE”
(MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO, 2016).

2.2.1.2. Factor de Reducción de Respuesta Sísmica “R” – ASCE 7-16

Según Ramírez (2022), en su investigación menciona que, el factor de reducción de fuerzas sísmicas estimado por la norma se define como la relación que existe entre la fuerza generada por el sismo y la capacidad de fuerza cortante que puede soportar la edificación dentro del rango elástico. Estas fuerzas también están relacionadas con los desplazamientos que son generados durante los sismos.

Tabla 2

Factor básico de Reducción de Respuesta Sísmica “R” en los diferentes Sistemas Estructurales – CODIGO ASCE/SEI 7-16

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, R^a	Overstrength Factor, Ω_0^b	Deflection Amplification Factor, C_d^c	Structural System Limitaciones				
					Seismic Desing Category				
					B	C	De	Ee	Ef
A. BEARING WALL SYSTEMS									
1. Special reinforced concrete shear walls ^{g,h}	14.2	5	2½	5	NL	NL	160	160	100
2. Ordinary reinforced concrete shear walls ^g	14.2	4	2½	4	NL	NL	NP	NP	NP
3. Detailed plain concrete shear walls ^g	14.2	2	2½	2	NL	NP	NP	NP	NP
4. Ordinary plain concrete shear walls ^g	14.2	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
5. Intermediate precast shear walls ^g	14.2	4	2½	4	NL	NL	40 ⁱ	40 ⁱ	40 ⁱ
6. Ordinary precast shear walls ^g	14.2	3	2½	3	NL	NP	NP	NP	NP
7. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5	2½	3½	NL	NL	160	160	100
8. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	3½	2½	2¼	NL	NL	NP	NP	NP
9. Ordinary reinforced masonry shear walls	14.4	2	2½	1¾	NL	160	NP	NP	NP
10. Detailed plain masonry shear walls	14.4	2	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP
11. Ordinary plain masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¼	NL	NP	NP	NP	NP
12. Prestressed masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP
13. Ordinary reinforced AAC masonry shear walls	14.4	2	2½	2	NL	35	NP	NP	NP
14. Ordinary plain AAC masonry shear walls	14.4	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
15. Light-frame (wood) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance	14.5	6½	3	4	NL	NL	65	65	65

16. Light-frame (cold-formed steel) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance or steel sheets	14.1	6½	3	4	NL	NL	65	65	65
17. Light-frame walls with shear panels of all other materials	14.1 and 14.5	2	2½	2	NL	NL	35	NP	NP
18. Light-frame (cold-formed steel) wall systems using flat strap bracing	14.1	4	2	3½	NL	NL	65	65	65
B. BUILDING FRAME SYSTEMS									
1. Steel eccentrically braced frames	14.1	8	2	4	NL	NL	16 0	16 0	10 0
2. Steel special concentrically braced frames	14.1	6	2	5	NL	NL	16 0	16 0	10 0
3. Steel ordinary concentrically braced frames	14.1	3¼	2	3¼	NL	NL	35 ^j	35 ^j	NP _j
4. Special reinforced concrete shear walls ^{g,h}	14.2	6	2	5	NL	NL	16 0	16 0	10 0
5. Ordinary reinforced concrete shear walls ^g	14.2	5	2½	4½	NL	NL	NP	NP	NP
6. Detailed plain concrete shear walls ^g	14.2 and 14.2.2.7	2	2½	2	NL	NP	NP	NP	NP
7. Ordinary plain concrete shear walls ^g	14.2	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
8. Intermediate precast shear walls ^g	14.2	5	2½	4½	NL	NL	40 ⁱ	40 ⁱ	40 ⁱ
9. Ordinary precast shear walls ^g	14.2	4	2½	4	NL	NP	NP	NP	NP
10. Steel and concrete composite eccentrically braced frames	14.3	8	2½	4	NL	NL	16 0	16 0	10 0
11. Steel and concrete composite special concentrically braced frames	14.3	5	2	4½	NL	NL	16 0	16 0	10 0
12. Steel and concrete composite ordinary braced frames	14.3	3	2	3	NL	NL	NP	NP	NP
13. Steel and concrete composite plate shear walls	14.3	6½	2½	5½	NL	NL	16 0	16 0	10 0
14. Steel and concrete composite special shear walls	14.3	6	2½	5	NL	NL	16 0	16 0	10 0

15. Steel and concrete composite ordinary shear walls	14.3	5	2½	4½	NL	NL	NP	NP	NP
16. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5½	2½	4	NL	NL	16 0	16 0	10 0
17. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	4	2½	4	NL	NL	NP	NP	NP
18. Ordinary reinforced masonry shear walls	14.4	2	2½	2	NL	16 0	NP	NP	NP
19. Detailed plain masonry shear walls	14.4	2	2½	2	NL	NP	NP	NP	NP
20. Ordinary plain masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¼	NL	NP	NP	NP	NP
21. Prestressed masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP
22. Light-frame (wood) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance	14.5	7	2½	4½	NL	NL	65	65	65
23. Light-frame (cold-formed steel) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance or steel sheets	14.1	7	2½	4½	NL	NL	65	65	65
24. Light-frame walls with shear panels of all other materials	14.1 and 14.5	2½	2½	2½	NL	NL	35	NP	NP
25. Steel buckling-restrained braced frames	14.1	8	2½	5	NL	NL	16 0	16 0	10 0
26. Steel special plate shear walls	14.1	7	2	6	NL	NL	16 0	16 0	10 0
C. MOMENT-RESISTING FRAME SYSTEMS									
1. Steel special moment frames	14.1 and 12.2.5.5	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
2. Steel special truss moment frames	14.1	7	3	5½	NL	NL	16 0	10 0	NP
3. Steel intermediate moment frames	12.2.5.7 and 14.1	4½	3	4	NL	NL	35 ^k	NP _k	NP _k
4. Steel ordinary moment frames	12.2.5.6 and 14.1	3½	3	3	NL	NL	NP _l	NP _l	NP _l

5. Special reinforced concrete moment frames ^m	12.2.5.5 and 14.2	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
6. Intermediate reinforced concrete moment frames	14.2	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	NP
7. Ordinary reinforced concrete moment frames	14.2	3	3	2½	NL	NP	NP	NP	NP
8. Steel and concrete composite special moment frames	12.2.5.5 and 14.3	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
9. Steel and concrete composite intermediate moment frames	14.3	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	NP
10. Steel and concrete composite partially restrained moment frames	14.3	6	3	5½	160	160	100	NP	NP
11. Steel and concrete composite ordinary moment frames	14.3	3	3	2½	NL	NP	NP	NP	NP

D. DUAL SYSTEMS WITH SPECIAL MOMENT FRAMES CAPABLE OF RESISTING AT LEAST 25% OF PRESCRIBED SEISMIC FORCES	12.2.5.1								
1. Steel eccentrically braced frames	14.1	8	2½	4	NL	NL	NL	NL	NL
2. Steel special concentrically braced frames	14.1	7	2½	5½	NL	NL	NL	NL	NL
3. Special reinforced concrete shear walls ^{g,h}	14.2	7	2½	5½	NL	NL	NL	NL	NL
4. Ordinary reinforced concrete shear walls ^g	14.2	6	2½	5	NL	NL	NP	NP	NP
5. Steel and concrete composite eccentrically braced frames	14.3	8	2½	4	NL	NL	NL	NL	NL
6. Steel and concrete composite special concentrically braced frames	14.3	6	2½	5	NL	NL	NL	NL	NL
7. Steel and concrete composite plate shear walls	14.3	7½	2½	6	NL	NL	NL	NL	NL
8. Steel and concrete composite special shear walls	14.3	7	2½	6	NL	NL	NL	NL	NL
9. Steel and concrete composite ordinary shear walls	14.3	6	2½	5	NL	NL	NP	NP	NP
10. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5½	3	5	NL	NL	NL	NL	NL
11. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	4	3	3½	NL	NL	NP	NP	NP
12. Steel buckling-restrained braced frames	14.1	8	2½	5	NL	NL	NL	NL	NL
13. Steel special plate shear walls	14.1	8	2½	6½	NL	NL	NL	NL	NL

E. DUAL SYSTEMS WITH INTERMEDIATE MOMENT FRAMES	12.2.5.1								
CAPABLE OF RESISTING AT LEAST 25% OF PRESCRIBED SEISMIC FORCES									
1. Steel special concentrically braced frames ^p	14.1	6	2½	5	NL	NL	35	NP	NP
2. Special reinforced concrete shear walls ^{g,h}	14.2	6½	2½	5	NL	NL	160	100	100

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, R^a	Overstrength Factor, Ω_0^b	Deflection Amplification Factor, C_d^c	Structural System Limitaciones				
					Seismic Design Category				
					<i>B</i>	<i>C</i>	<i>De</i>	<i>Ee</i>	<i>Ff</i>
5. Steel and concrete composite special concentrically braced frames	14.3	5½	2½	4½	NL	NL	160	100	NP
6. Steel and concrete composite ordinary braced frames	14.3	3½	2½	3	NL	NL	NP	NP	NP
7. Steel and concrete composite ordinary shear walls	14.3	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	NP
8. Ordinary reinforced concrete shear walls ^g	14.2	5½	2½	4½	NL	NL	NP	NP	NP
F. SHEAR WALL-FRAME INTERACTIVE SYSTEM WITH	12.2.5.8 and 14.2	4½	2½	4	NL	NP	NP	NP	NP

ORDINARY REINFORCED CONCRETE MOMENT FRAMES AND ORDINARY REINFORCED CONCRETE SHEAR WALLS ^g									
G. CANTILEVERED COLUMN SYSTEMS DETAILED TO CONFORM TO THE REQUIREMENTS FOR:	12.2.5.2								
1. Steel special cantilever column systems	14.1	2½	1¼	2½	35	35	35	35	35
2. Steel ordinary cantilever column systems	14.1	1¼	1¼	1¼	35	35	NP /	NP /	NP /
3. Special reinforced concrete moment frames ^m	12.2.5.5 and 14.2	2½	1¼	2½	35	35	35	35	35
4. Intermediate reinforced concrete moment frames	14.2	1½	1¼	1½	35	35	NP	NP	NP
5. Ordinary reinforced concrete moment frames	14.2	1	1¼	1	35	NP	NP	NP	NP
6. Timber frames	14.5	1½	1½	1½	35	35	35	NP	NP

Nota: - (ASCE/SEI 7-16, 2018) - Para el presente estudio en el código ASCE/SEI 7-16, Existen factores de reducción R para columnas en voladizo, ya que al isostatizar la cercha principal de la armadura, se tiene 6 tipos los cuales dependen del nivel de detallamiento y del material; esto se encuentra en el Ítem G. Cantilevered columns systems detailed to conform (Sistemas de columnas en voladizo detallados en forma)

2.2.2. Cobertura Metálica.

2.2.2.1. Definición.

En estos últimos años el uso de cubiertas metálicas se ha vuelto una tendencia, ya que son estructuras espaciales, que pueden cubrir grandes y medianas luces sin ningún tipo de apoyo en el centro, pudiendo así aprovechar al máximo las áreas. Es por ello que sus usos van desde hangares de aeropuertos, hasta campos sintéticos de fútbol donde sus usos en el sector público mayormente se dan en colegios, plataformas, piscinas y/o coliseos. Esta gran demanda a generado el interés de los ingenieros civiles y estructuristas para realizar los Cálculos y Diseños de coberturas Metálicas en sus diferentes tipos, donde se tocan temas como el diseño de conexiones, análisis y diseño por temperatura y sismo incluyendo sus estructuras en los extremos con un apoyo móvil y fijo sobre las que se colocará la cobertura.

De manera global podemos concebir a las cubiertas en dos grupos en función de la condición de soporte como un todo, ya sean muros o columnas, en cubiertas autoportantes y cubiertas con estructura de soporte. Como sus nombres lo dicen, existe una gran diferencia entre un grupo y el otro grupo dado que los elementos de cubierta del primer grupo pueden soportar su propio peso, cargas y transmitirlas directamente a la estructura principal, mientras que el elemento de cubierta del otro grupo necesita una estructura de soporte que transmita las cargas a la estructura principal.

Es un sistema formado por barras rectas articuladas en sus extremos y arregladas de manera que formen triángulos y dado que los enlaces articulados impiden desplazamientos relativos y no permiten transmitir momentos flectores de unas piezas a otras, es fácil deducir que las barras o elementos de una armadura trabajan básicamente a esfuerzo axial, ya que la única flexión a la que pueden estar sometidas es la debida a las cargas transversales que actúan directamente sobre ellas.

(Cervera & Blanco, 2002)

2.2.2.2. Cubiertas de Techo

La cubierta de techo es la superficie que sirve de protección de todos los agentes externos producidos. Dado que estará expuesto directamente a la intemperie, debe estar fabricado con materiales altamente resistentes a los cambios climáticos. Deben tener capacidad térmica, impermeabilidad y pendiente hidráulica para un drenaje suficiente del agua de lluvia.

Las opciones disponibles en el país para coberturas de diversos materiales y formas que se adaptan a las necesidades de cada tipo de edificio y estructuras. Además del peso por metro cuadrado, que ayudará a calcular las cargas que las cubiertas transmitirán por su propio peso a las vigas, a la hora de elegir es importante tener en cuenta la pendiente mínima necesaria para un adecuado drenaje del agua de lluvia. La resistencia de la cubierta a los esfuerzos de presión debe tenerse en cuenta a la hora de distribuir las vigas en la cobertura.

Se muestran algunos ejemplos de los distintos tipos de coberturas que se pueden encontrar en medio nacional y que se utilizan en las construcciones de coberturas metálicas a nivel nacional.

Calaminon: Para evitar la oxidación, se combinan láminas de acero de diferentes espesores para formar láminas galvanizadas que se utilizaran en las coberturas.

Cubiertas de Fibrocemento: Las coberturas de fibrocemento tienen excelentes cualidades de resistencia a la intemperie y al fuego, así como un comportamiento mecánico satisfactorio. Sin embargo, debe recordarse que este estilo de cubierta es engorrosamente frágil y pesado.

Techos Acoplables: Los techos acoplables están hechos de láminas de acero galvanizado y son un sistema en el sitio para techos de estructuras industriales o comerciales.

Techos Termo Acústicos: Este tipo de coberturas está hecha de materiales de chapa galvanizada con núcleo de espuma de poliuretano que reduce la transferencia de calor componen la cubierta termoacústica.

2.2.2.3. Estructura de Techo

La estructura principal son los que reciben las cargas de la cobertura, pudiendo distinguirse dos tipos diferentes de elementos de sustentación: las vigas principales o vigas de cubierta, y las secundarias, también conocidas como largueros o correas. Los elementos secundarios se distribuyen a lo largo de la viga del techo y sirven para sostener y fijar la plataforma de la cobertura; comúnmente, están ubicados perpendiculares a la pendiente del techo. Las vigas principales son aquellas que soportan las vigas y transfieren las cargas de éstas a los elementos estructurales principales, como lo son las columnas de Concreto armado y muros de albañilería.

Pueden estar sometidos a otro tipo de esfuerzos dependiendo de las combinaciones de carga y disposición de los elementos, los elementos (vigas principales y correas) están sometidos mayormente a flexión. De esta manera, algunos de los componentes de las vigas del techo pueden ser sometidos por una carga axial o cortante.

Las propiedades del acero tienen muchos beneficios sobre otros materiales estructurales, incluyendo su alta elasticidad para deformaciones bajo carga, alta ductilidad para grandes deformaciones antes de la falla y alta resistencia por metro lineal para un peso más ligero en los elementos, que es una característica muy deseada en las coberturas estructurales en el rubro de construcción, los miembros hechos de acero se ensamblan de forma rápida y sencilla mediante dispositivos de conexión sencillos, lo que ayuda a reducir los costos relacionados con el tiempo de ejecución; además, se adaptan fácilmente a potenciales ampliaciones futuras, y los componentes dañados son fácilmente reforzados o reemplazados, esto último da la posibilidad de reutilizarlos ya que el acero es reciclable.

Pero desde otro punto de vista, el acero presenta inconvenientes cuando se utiliza como material estructural, por su vulnerabilidad a la corrosión al agua y sustancias químicas y esto genera la pérdida de resistencia al igual que cuando se expone a altas temperaturas de calor. Estos pequeños

inconvenientes con el acero se pueden resolver agregando pinturas anticorrosivas para proteger cada elemento, pero hacerlo resulta en mayores costos de mantenimiento. Cuando se analiza el comportamiento del acero bajo cargas, los miembros esbeltos en compresión son vulnerables al pandeo debido a la fatiga del material después de haber sido sometido a numerosos ciclos.

El acero como material estructural se ha adoptado en todas las construcciones de una u otra manera, debido a la gran variedad de productos existentes, su economía, resistencia, ductilidad y otras propiedades que lo hacen conveniente para elementos utilizados en las diferentes estructuras.

Secciones de Acero Utilizadas

Debido a la capacidad estructural de algunos perfiles, pero no todas las opciones de acero estructural son aplicables en estructuras de techo, para obtener una amplia gama de opciones para diversas condiciones que facilitan el proceso de diseño.

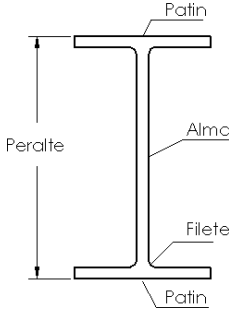
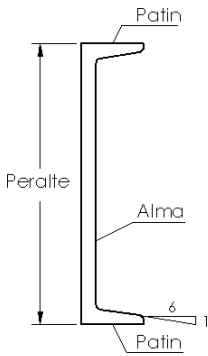
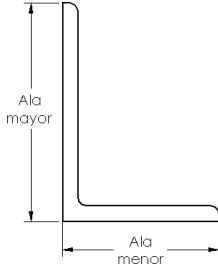
Según cómo se fabricaron, los perfiles de acero estructural se dividen en dos categorías: perfiles de acero laminados en caliente y perfiles de acero conformados en frío. A continuación, encontrará una lista de los perfiles más populares de las estructuras de techo.

✓ *Perfiles de acero laminados en caliente:*

Son perfiles fabricados a partir de barras que han pasado por trenes de laminación conocidos como trenes de acabado, que le dan a la barra su forma particular. Como ejemplo, los laminadores estructurales se utilizan para formar I, C, L y otros perfiles estructurales. Los trenes de laminación de barras se utilizan para formar barras redondas, cuadradas, hexagonales y octogonales. Los laminadores de tubos se utilizan para formar tubos y los laminadores de placas se utilizan para formar placas. El Manual de Construcción en Acero del American Institute of Steel Construction (AISC) contiene información sobre las dimensiones y características de las secciones, y la especificación ASTM A6 especifica las tolerancias máximas. Los tipos comunes de secciones de acero laminado en caliente se enumeran en la tabla 3.

Tabla 3

Secciones de acero comunes en techos.

<i>Sección</i>	<i>Descripción</i>	<i>Usos</i>
	<p>Consiste en dos elementos rectangulares horizontales llamados patines y uno vertical llamado alma, conectados por filetes, el alma por lo general tiene un espesor menor que el de los patines Se designa por la letra W seguido del peralte nominal en pulgadas.</p>	<p><i>Se utilizan como elementos primarios en techos de edificaciones de un nivel con conexiones rígidas, por ejemplo en naves industriales.</i></p>
	<p>Consiste en dos elementos horizontales paralelos llamados patín y un vertical llamado alma, las superficies internas de ambos patines tienen una pendiente aproximada del 1 en vertical a 2 en horizontal (162/3 %). Se designan por la letra C seguido de su peralte nominal en pulgadas y su peso por unidad lineal en libras por pie lineal. Comúnmente se utilizan en pares.</p>	<p><i>Se observan como Elementos secundarios (largueros) en naves industriales y utilizadas en pares como elementos diagonales en armaduras.</i></p>
	<p>Consiste en dos elementos perpendiculares entre sí llamados alas, unidos en uno de sus extremos. Las alas pueden ser de igual o diferente longitud, pero con el mismo espesor. Las superficies interna y externa de las alas son paralelas. Se designan por la letra L seguido por la longitud del ala mayor, la del ala menor y su espesor en pulgadas.</p>	<p><i>Usados en pares como miembros de armaduras pequeñas, en elementos de soporte atiesado y en conexiones atornilladas.</i></p>

Además, existen varios tipos de aceros estructurales con diversas cualidades, como mejor soldabilidad, mejor resistencia a la corrosión y mejor resistencia a la fractura. Las especificaciones de ASTM, que tienen en cuenta las siguientes categorías de aceros estructurales: acero de uso general (A36), aceros estructurales de baja aleación y alta resistencia (A992) y aceros estructurales de baja aleación y alta resistencia resistentes a la corrosión (A588)., establecer diferentes porcentajes en peso de los componentes de acero para lograrlo. Algunas de las clasificaciones de acero estructural que podrían usarse para estructuras de techo se describen brevemente en la tabla 4.

Tabla 4
Clasificación de aceros estructurales

Designación ASTM	Formas	Usos recomendados	Esfuerzo mínimo de fluencia (ksi)^a	Resistencia mínima especificada (ksi)^b
A36	Perfiles, barras y placas	Construcción atornillada o soldada.	36, 32 para espesores mayores a 8 pulg.	58-80
A992	Perfiles, placas y barras hasta de 6 pulg.	Construcción atornillada o soldada.	50	65
A588	Placas y barras hasta de 4 pulg.	Construcción atornillada.	50, para espesores mayores a 4 pulg. 42-46	63-70

Nota: a. Los valores de fluencia varían de acuerdo al espesor.

b. Los valores de resistencia varía de acuerdo al grado.

✓ ***Perfiles de Acero Formados en Frio***

A temperatura ambiente, se doblan tiras de acero con bajo contenido de carbono o de baja aleación para crearlas. Sus esquinas redondeadas y elementos planos delgados y de espesor uniforme los diferencian de los elementos de acero laminado en caliente. Los miembros estructurados y de tipo superficial se pueden distinguir entre ellos.

Miembros Estructurales

Se asemejan a elementos de acero laminado en caliente en forma. Pueden ser de alas planas, también conocidas como secciones no rigidizadas (figuras 1: a, b, c y d), o de alas rigidizadas mediante alas en los bordes exteriores, también conocidas como secciones rigidizadas (figuras 1: e, f, g y h). La adaptabilidad de la técnica de formación en frío permite la creación de formas únicas como el sombrero (figura i), caja abierta (figura j) y tipo "U" (figura k). Los peraltes pueden variar de 2 a 12 pulgadas (5 a 30 cm), y el espesor de calibre puede variar de 18 a 8 pulgadas.

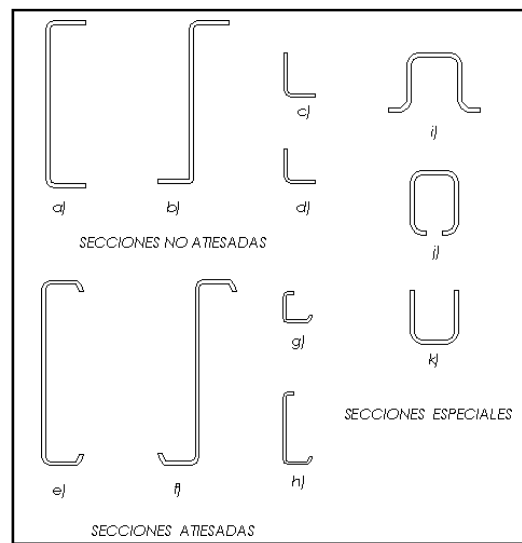


Figura 1: Perfiles Estructurales formados en frío.

✚ **Miembros de Superficie**

Se utilizan en paredes, pisos, techos y elementos divisorios. Son aptos para cualquier tipo de estructura que requiera un peso propio mínimo debido a sus excelentes relaciones peso-resistencia y peso-rigidez. Pueden ser de chapa pintada (ASTM A446) o chapa galvanizada (ASTM A445), prefiriéndose esta última por su mayor resistencia a la corrosión atmosférica. La figura 2.6 muestra la nervadura estrecha (a), la nervadura intermedia (b) y la nervadura ancha (c), tres secciones típicas de estos elementos.

El límite elástico del metal original aumenta en los elementos formados en frío, pero esto también implica una disminución de la ductilidad. Hay que tener en cuenta que la extrema esbeltez de este tipo de elementos genera problemas de inestabilidad por pandeo.

Por esta razón, hay refuerzos a lo largo de los bordes. Puede que no haya una serie estándar de secciones estructurales trabajadas en frío de la misma manera que para el laminado en caliente debido a la relativa simplicidad del proceso de conformado en frío, aunque se han creado algunas secciones para comparar.

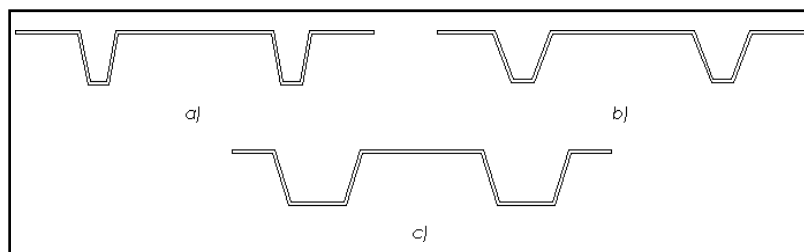


Figura 2: Perfiles de Superficie Formadas en Frío.

2.2.2.4. Vigas de Techo.

✓ Armaduras

Se compone de varios componentes lineales que se han dispuesto en configuraciones triangulares para crear una estructura plana rígida. Se compone de los siguientes miembros: la cuerda superior, la cuerda inferior, que pueden ser paralelas o no, y los miembros del alma, que son los miembros verticales y diagonales. Los miembros pueden ser tees estructurales, canales, tubulares, perfiles tipo "W" o "L" (sencillos o dobles). Los nodos son los lugares donde se unen dos o más miembros, y la longitud del panel es el espacio entre dos nodos adyacentes. Por lo general, se ve como una estructura simplemente apoyada con conexiones articuladas en todos los puntos entre los miembros. Soporta cargas que resultan en efectos de flexión; los miembros del alma transmiten el cortante a los apoyos mientras que los cordones superior e inferior absorben los esfuerzos provocados por el par interno.

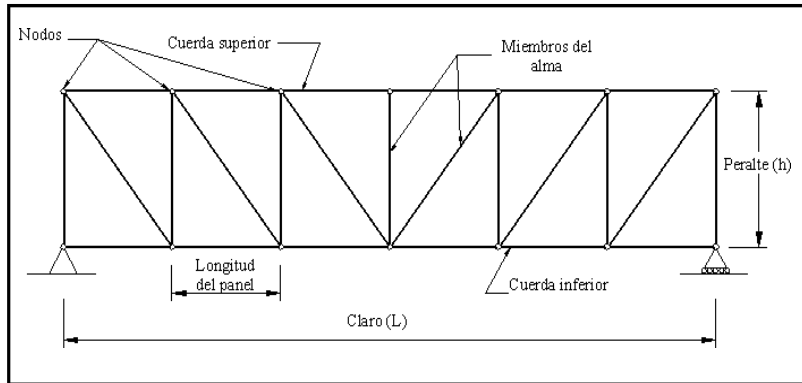


Figura 3: Partes de Armadura.

✚ Tipos de Armaduras Planas

Las armaduras más usadas para las cubiertas de techo son las Warren, Pratt, Howe y Fink.

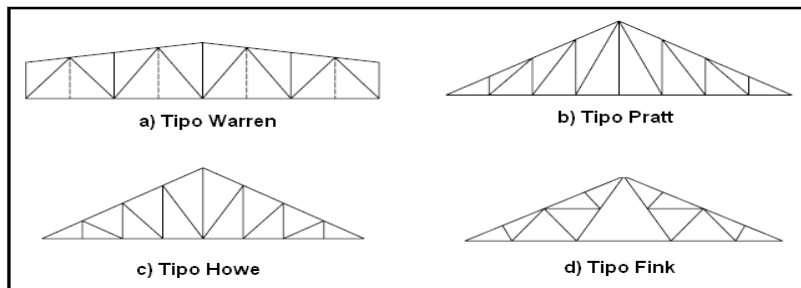


Figura 4: Armaduras Comunes en Techos

✚ Armaduras Espaciales

También llamadas vigas en celosía multiplano están, en general, representadas por vigas triangulares y cuadrangulares. Son inherentemente estables, es decir, no requieren arriostramientos externos de ninguna clase, y constituyen elementos autónomos para soportar las cargas. Estas vigas ofrecen una resistencia de tipo espacial, lo que significa que pueden soportar cargas y momentos flectores en todas las direcciones (ITEA, s.f., págs. 14-15).

✚ Vigas de Alma Abierta

Los miembros de las vigas de alma abierta pueden estar hechos de una variedad de perfiles y son producidos por una variedad de fabricantes en peraltes y capacidades de carga estándar.

Son armaduras de acero armado o prefabricado, como se muestra en la figura 4, formadas por dos largueros (cordón superior e inferior) unidos por varillas que se ensamblan y sueldan a los mismos (elementos de alma o celosía). Se considera una estructura simplemente apoyada y se permiten luces de cubierta de hasta 24 veces el peralte ($h/L = 1/24$). Su luz máxima es de 60 pies (18 punto 3 metros). Los miembros del alma son típicamente del tipo Warren y su altura varía de 8 a 30 pulgadas (20 a 76 cm) con incrementos de 2 pulgadas (5 cm). Aunque también se utilizan otros perfiles, como placas, barras laminadas en caliente o perfiles laminados en frío (figura 5), esto se hace con el fin de aligerar los cables. Las cuerdas son típicamente perfiles en "L" o angulares. Por lo general, las barras de acero corrugado o liso forman la red.

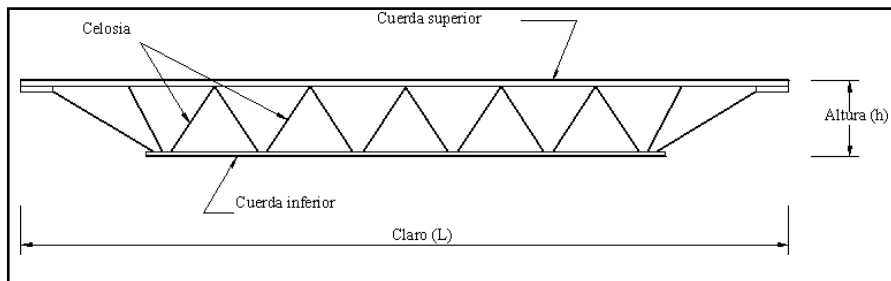


Figura 5: Viga de Acero con Alma Abierta.

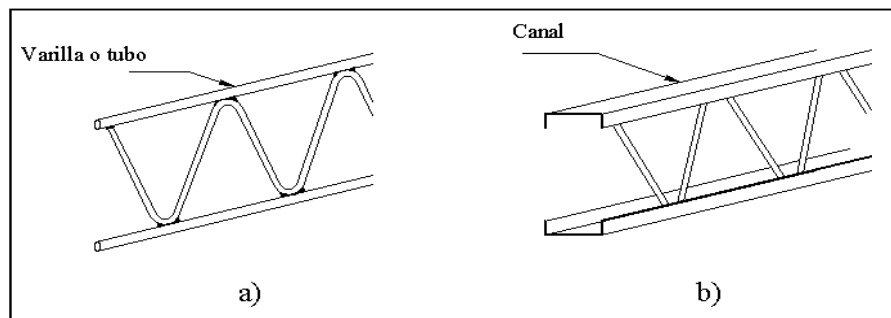


Figura 6: Cuerdas de una Viga de Alma Abierta

En comparación con otros sistemas, las vigas de alma abierta tienen una alta relación resistencia-peso. Aunque las vigas de alma completa son menos costosas para algunos tramos y cargas, las vigas de alma abierta tienen la ventaja de permitir espacios libres para los conductos y el trabajo eléctrico.

Vigas de Alma Llena.

Se componen de perfiles laminados en caliente de tipo I, C o T (ver Figura 7). Este tipo de elemento solo está disponible en versiones prefabricadas y se comporta como una viga-columna al estar sometido tanto a cargas axiales como a flexión. En estructuras de un nivel con conexiones rígidas en todas partes, se ven. También existen las vigas de alma entera con canto variable, que se utilizan para reducir el tamaño de la sección transversal en las zonas donde no están sujetas a cargas elevadas y con ello reducir el peso debido a que estos componentes tienen un peso por unidad lineal mayor que las vigas de alma entera. Se eligen por su alta resistencia, capacidad para rellenar grandes huecos y sencillez de montaje.

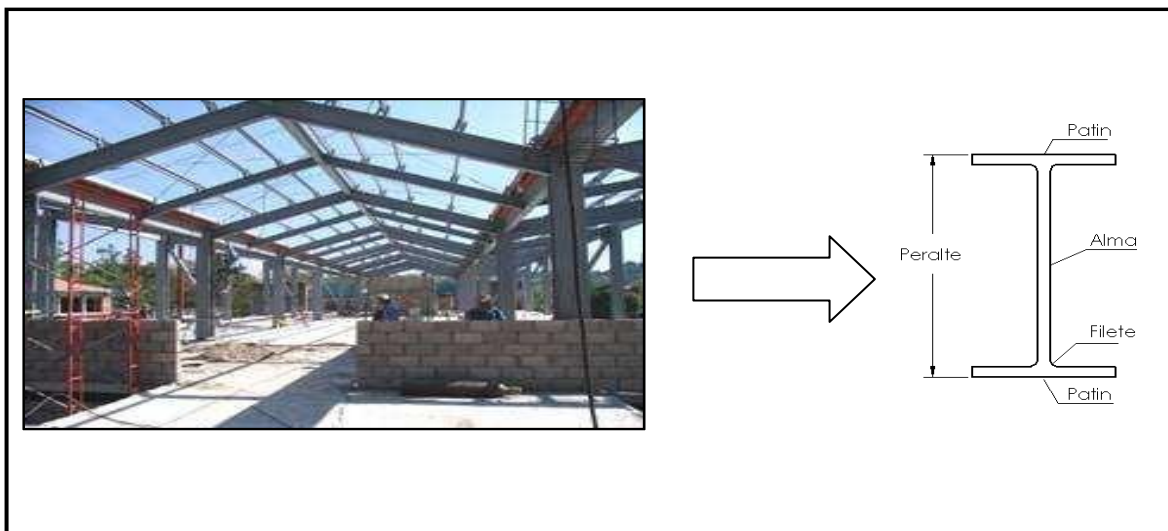


Figura 7: Viga de Alma Llena de Sección Constante Tipo I

Largueros de Techo

Perfiles Laminados. - Su propósito principal es soportar y fijar la cubierta del techo.

Son elementos propensos a la flexión. Se considera la situación en la que la estructura del techo está simplemente soportada por las cerchas principales, las vigas de alma abierta o las vigas de alma completa. Las secciones de acero pueden ser laminadas en caliente o conformadas en frío, siendo las más populares las C, I o Z (consulte la figura 8).

La relación peralte mínima recomendada debe estar entre $1/30$ y $1/24$. El espacio varía en función de las condiciones de carga, pero suele oscilar entre 2 y 6 pies (60 y 180 cm). Dado que el diseño de ésta debe ser por flexión y carga axial, se debe considerar el efecto que provoca tener larguerillos intermedios entre nudos del cordón superior cuando se apoyan sobre armaduras.

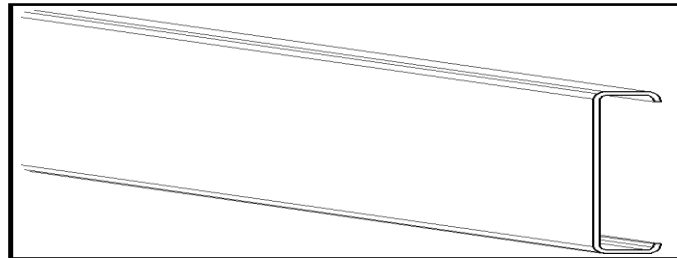


Figura 8: Larguero Laminado Tipo "C"

Polines espaciales. - Son elementos sensibles a la flexión formados por dos cuerdas paralelas superiores y una inferior conectadas por una celosía (figura 9). El comportamiento de este tipo de elemento se asemeja al de una viga de alma abierta: los cordones superiores absorben los efectos de compresión provocados por el momento flector, mientras que el cordón inferior absorbe los de tracción; la celosía absorbe y transmite el cortante a los apoyos; la celosía superior sirve únicamente para mantener la forma geométrica del elemento. Las varillas se pueden usar para crear tanto las cuerdas como la celosía. A diferencia de los elementos laminados, estos elementos se pueden reforzar y ofrecen la ventaja de proporcionar la capacidad necesaria para estructuras particulares.

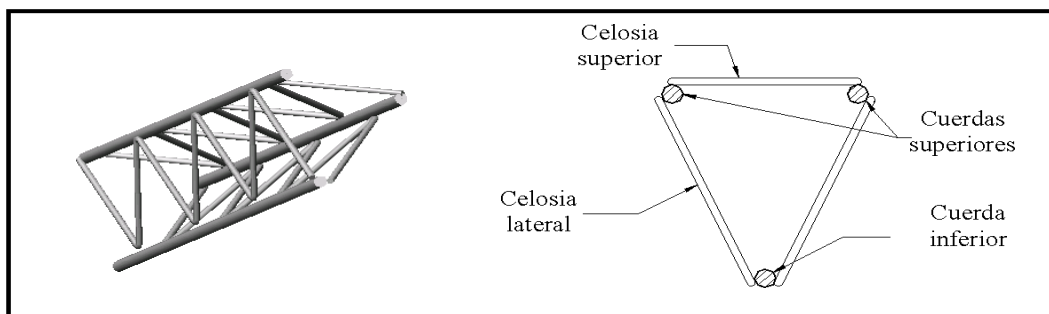


Figura 9: Detalle de Polín Espacial.

2.2.2.5. Conexiones

Para evitar fallas en los puntos de conexión de los distintos miembros que componen la estructura, es imperativo que las estructuras de acero para techos se formen con conexiones adecuadas entre los miembros estructurales que las componen.

Las conexiones atornilladas y las conexiones soldadas son los dos tipos más comunes de conexiones que se pueden usar para unir elementos estructurales en estructuras de techo de acero.

✓ *Conexión Tipo Atornillada*

Dado que la transferencia de carga se realiza a través de puntos específicos de los elementos estructurales a conectar, también se les conoce como conexiones puntuales.

La estructura básica de un tornillo es una barra de metal con una sección transversal circular, una cabeza en un extremo y un cuerpo o pasador roscado en el otro extremo que puede acomodar una tuerca. A veces, de acuerdo con las especificaciones, es necesario agregar un accesorio de sistema de tornillo para proporcionar una superficie endurecida no abrasiva debajo del elemento atornillado (en la cabeza del tornillo o en la tuerca).

Estos tornillos deben tener una determinada resistencia mínima a la tracción, que se rige por:

- ✚ Los pernos que cumplan con la especificación ASTM A325 deben tener una resistencia a la tracción mínima de 120/105 ksi. para pernos estructurales tratados térmicamente.

- ✚ Para cargas más altas, pernos con una resistencia a la tracción mínima de 150 ksi: Especificación ASTM A490 para pernos estructurales tratados térmicamente.

✓ *Conexión Tipo Soldadura*

Mediante el uso de metal fundido que se crea mediante la aplicación de altas temperaturas, las piezas de acero se conectan entre sí durante el proceso de soldadura. El método más común de

producir calor para soldar es pasar un arco eléctrico entre los componentes que deben unirse y un alambre o varilla. un electrodo, que es un disco de acero.

Desde la perspectiva de la transferencia de carga, las soldaduras también se pueden clasificar de la siguiente manera.

- ✚ Las soldaduras lineales, como las soldaduras de filete, implican la transferencia de carga a lo largo de una o más líneas (a lo largo del eje de la soldadura).

- ✚ Soldadura de superficie: por ejemplo, soldaduras de ranura, en las que la carga se transfiere sobre una superficie.

A continuación, se muestran algunos procesos de soldadura de elementos de acero estructural, aunque la soldadura por arco eléctrico es la que se utiliza con mayor frecuencia.

En el proceso de soldadura por arco de metal protegido, se usa un electrodo de metal que tiene una membrana de cubierta hecha de un compuesto similar a la arcilla hecho de aglutinantes de silicato y materiales en polvo que se derrite más lentamente que el núcleo de metal y permite que la corriente del arco se dirija y canalice.

El método de soldadura por arco sumergido esparce una sustancia granular llamada fundente sobre el canal que se va a soldar y utiliza un electrodo de alambre desnudo continuo como electrodo.

La soldadura por resistencia es una técnica de calentamiento y prensado en la que los componentes a soldar se calientan hasta el punto de fusión a través de la resistencia eléctrica producida por el flujo de una corriente muy alta y la aplicación de presión. cuando alcanza esta temperatura, los mecánicos realizan la unión.

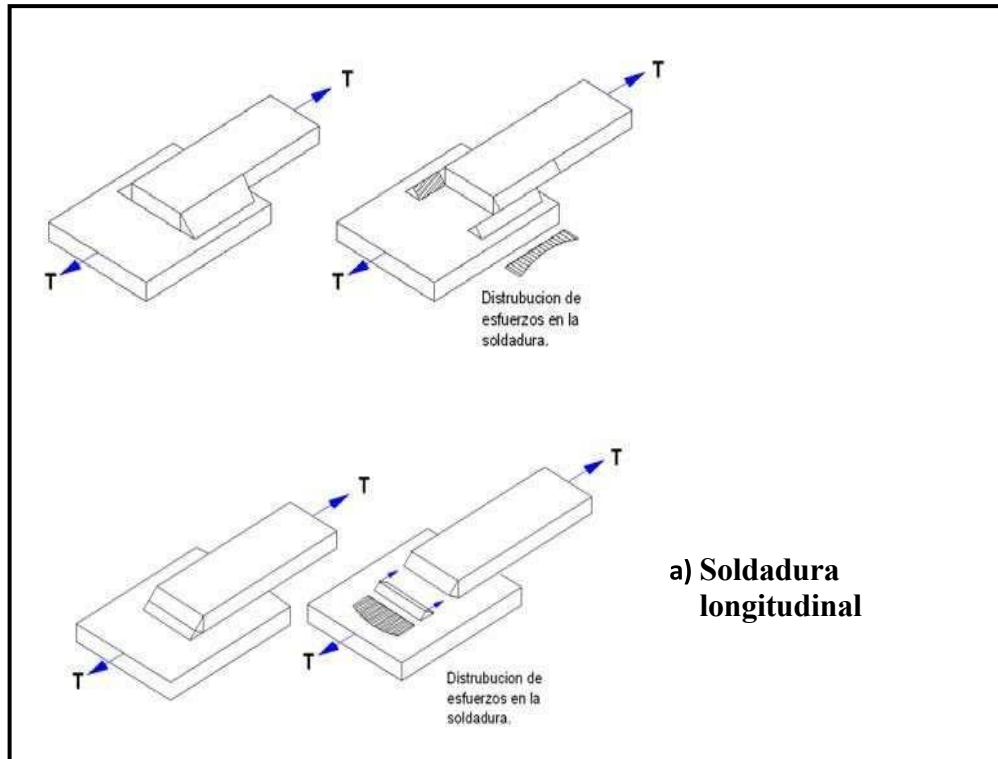


Figura 10: Tipos y Distribución de Esfuerzos en las Soldaduras.

2.2.2.6. Apoyos

Existen varios tipos de conexiones en los apoyos, dependiendo de la estructura del techo y de la estructura principal, las cuales pueden ser de columnas de acero, columnas de hormigón o muros de mampostería. Estas conexiones ayudan a que la estructura del techo permanezca estable además de transmitir la carga a la estructura principal.

El tipo de conexión más frecuente es cuando una estructura metálica se empotra en hormigón y normalmente se conecta a los refuerzos de la pared mediante soldadura antes de ser colada. Se pueden utilizar muros de hormigón o mampostería y columnas de hormigón para crear la estructura principal. En la Figura 11 se ve una viga de techo empotrada en una pared. tanto en una viga de canal (a) como en (b).

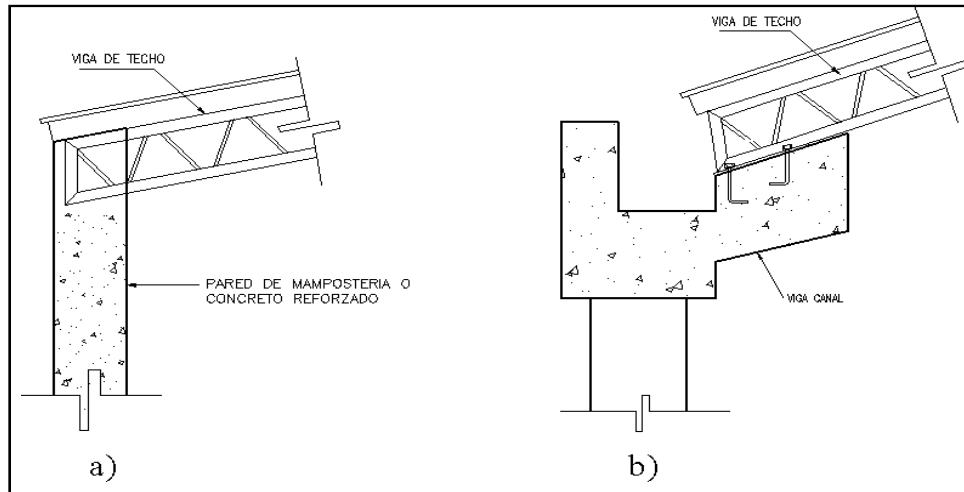


Figura 11: Vigas de Techo Embebidas en los Elementos de Apoyo.

Como alternativa a las estructuras de soporte de hormigón o mampostería, la conexión de la estructura del techo se suele realizar mediante la fijación de una placa de acero mediante pernos empotrados en el hormigón, como se muestra en las figuras 12 y 13.

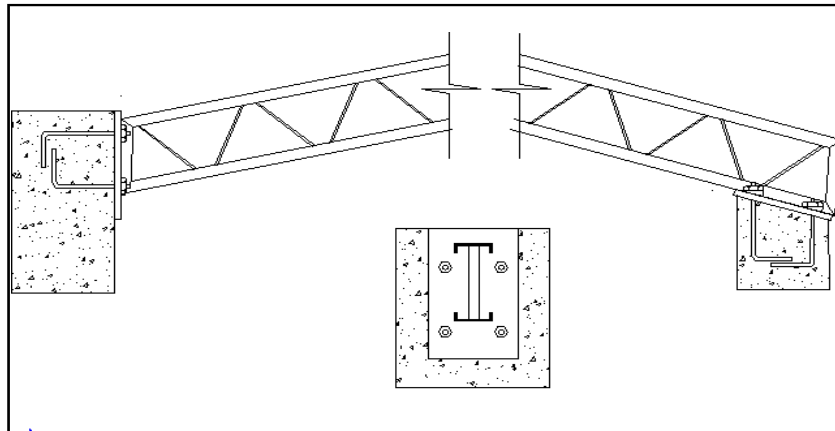


Figura 12: Apoyo de Viga de Techo por medio de Placa de Unión.

Como alternativa a las estructuras de soporte de hormigón o mampostería, la conexión de la estructura del techo se suele realizar mediante la fijación de una placa de acero mediante pernos empotrados en el hormigón, como se muestra en la figura 13.

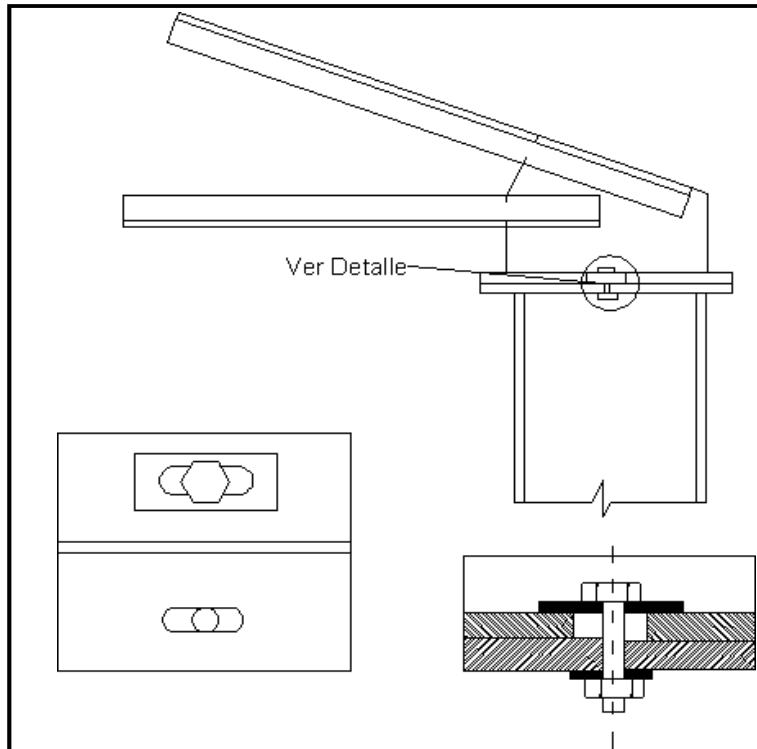


Figura 13: Apoyo Móvil

El uso de asientos no rigidizados o rigidizados es otro método de soportar refuerzos metálicos (ver figura 14); una ventaja de este tipo de soporte de armazón es que el ensamblador puede sostener el asiento de inmediato. El extremo de la armadura descansa sobre el ángulo conocido como ángulo de asiento en unión no rigidizada, mientras que el otro lado está soldado o atornillado al elemento de apoyo. El asiento no rigidizado solo es capaz de soportar cargas relativamente ligeras. Para mayores exigencias, se pueden utilizar conexiones de asientos rígidos.

Estas conexiones consisten en una placa de asiento, un ángulo superior y un elemento de refuerzo que es mucho más rígido que el lado saliente del asiento y, por lo tanto, se supone que soporta todas las cargas. ver Figura 15, por favor.

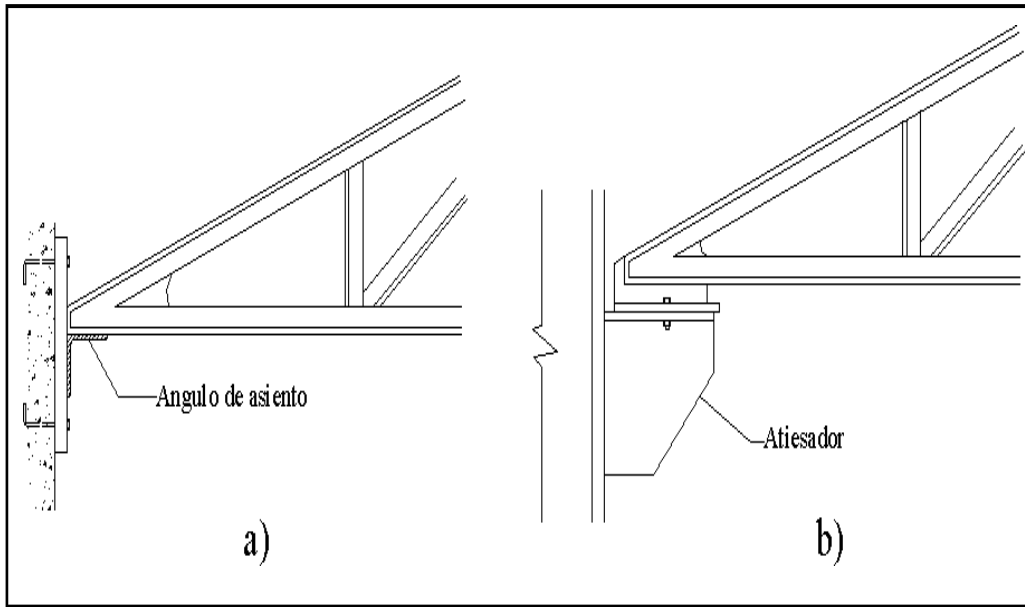


Figura 14: Apoyos No Atiesado y Apoyo Atiesado

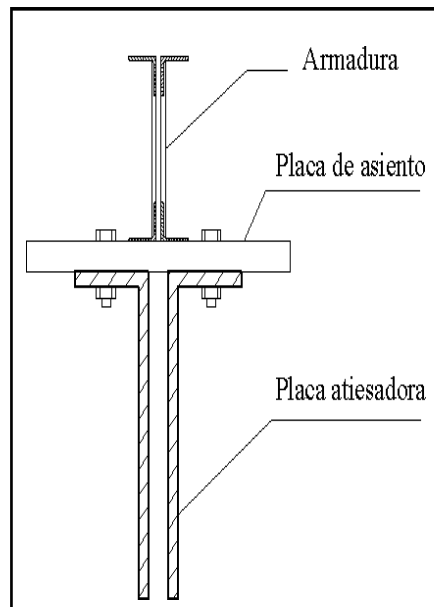


Figura 15: Detalle de Apoyo Atiesado o Móvil

2.2.2.7. Tensores

Los tirantes son elementos tensados que se utilizan para soportar los largueros lateralmente. La mayoría de las cargas colocadas sobre los largueros son verticales, por lo que existirá un componente (W_x) paralelo a un techo inclinado, lo que hará que los rodillos se flexionen en esa dirección (ver figura 16).

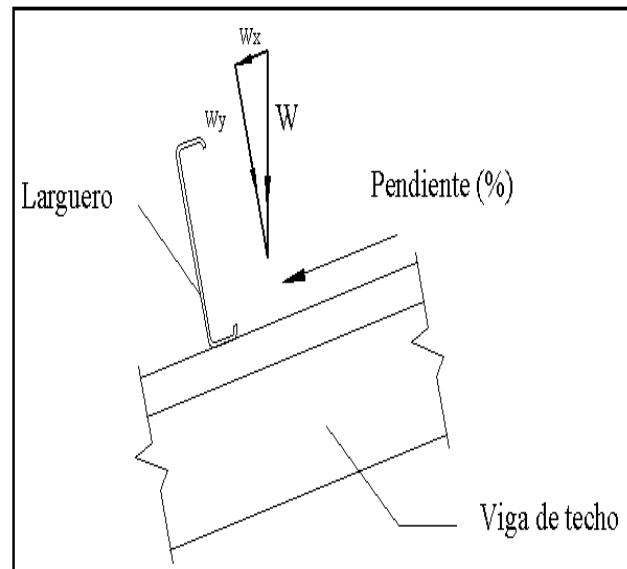


Figura 16: Cargas Sobre Larguero

2.2.3. Software SAP2000®

Un programa especializado llamado SAP2000 permite a los usuarios realizar modelado, análisis y dimensionamiento integrados de problemas de ingeniería estructural. Tiene una interfaz gráfica soportada por visualización 3D y es un programa orientado a objetos.

Es una herramienta reconocida por la precisión y confiabilidad de sus cálculos. Además, ofrece flexibilidad en relación a los diversos tipos de estructuras que permiten el análisis; como resultado, la adaptabilidad de la herramienta en el modelado de estructuras permite su uso en el análisis y dimensionamiento de puentes, edificios, estadios, presas, estructuras industriales, estructuras marítimas y todo tipo de infraestructura. Adicionalmente, permite a los usuarios generar automáticamente cargas sísmicas, eólicas y vehiculares, permitiendo dimensionar y verificar

automáticamente estructuras de hormigón armado, perfiles metálicos, de aluminio y conformados en frío, entre otros, de acuerdo con las normativas europeas, así como Estándares estadounidenses, canadienses, turcos, indios y chinos.

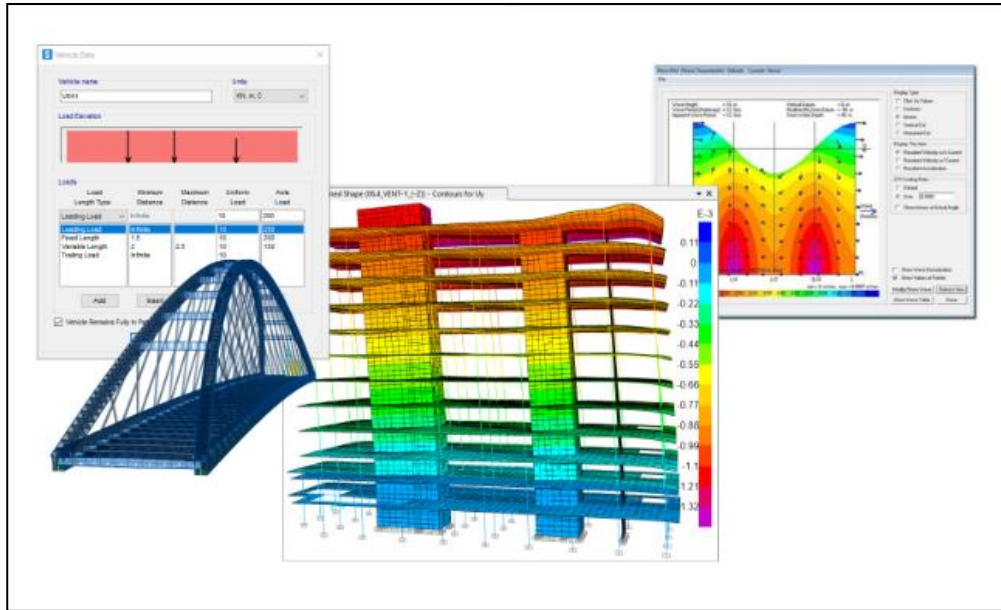


Figura 17: diferentes pantallas del Software SAP2000

2.2.3.1. Funcionalidades.

Los diversos métodos y herramientas de análisis creados por SAP2000 permiten la evaluación de grandes desplazamientos en cada etapa de la estructura, el análisis a través de vectores propios (Eigen y Ritz) basados en casos de carga no lineales, el análisis del comportamiento de catenaria en cables, la no linealidad del material (juntas de fibra), el análisis de objetos de área no lineales (cáscara en capas), el análisis de pandeo o colapso progresivo, el uso de "enlaces" no lineales para modelado de fricción, amortiguamiento e aislamiento.

Los análisis no lineales tienen opciones para FNA dinámico (Análisis no lineal rápido), temporal (tiempo-historia) y análisis de integración directa. Los análisis no lineales también pueden ser estáticos o basados en el tiempo.

Para los ingenieros estructurales generales, el software SAP2000 es la opción más eficaz y productiva, independientemente del modelo: modelos estáticos simples utilizados para análisis 2D, modelos complejos de gran dimensión que requieren un análisis no lineal avanzado.

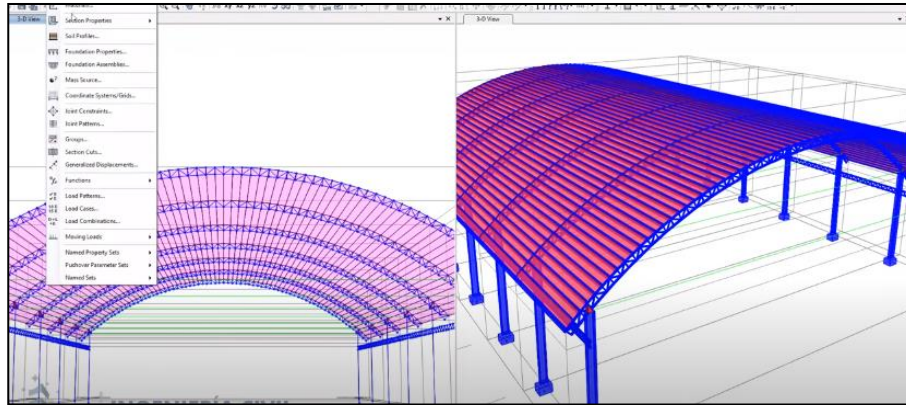


Figura 18: Modelamiento 3D de una estructura en el Software SAP2000

2.2.3.2. Componentes Estructurales.

Al mallar objetos estructurales, SAP2000 crea automáticamente juntas internas o juntas donde se cruzan los objetos estructurales. Las asignaciones de juntas, los desplazamientos y las coordenadas se pueden mostrar en formato tabular o de pantalla.

Vigas/Pilares. La formulación viga-columna utilizada por el elemento de pórtico es una formulación tridimensional general que tiene en cuenta los efectos de flexión biaxial, torsión, deformación axial y deformación cortante biaxial. En SAP2000 se encuentra disponible una biblioteca integrada de propiedades estándar para secciones de hormigón, acero y compuestas que cumplen con las secciones estándar estadounidenses e internacionales.

Secciones que no son Prismáticas. Es sencillo definir incluso secciones de acero reforzado y no prismáticas. Para secciones más complejas, utilice nuestro Diseñador de secciones.

Diseñador de la sección. El modelado y el análisis de secciones transversales personalizados son posibles gracias a Section Designer, una utilidad integrada que forma parte de SAP2000, CSiBridge y ETABS. El Diseñador de secciones es útil para evaluar las características de los miembros y la respuesta no lineal, incluido el comportamiento de las bisagras no lineales y las bisagras PMM.

Análisis y Diseño de Componentes Estructurales. SAP2000 tiene una amplia gama de componentes estructurales que están totalmente integrados para su uso en análisis y diseño.

- ✓ Caparazón.
- ✓ Sólidos.
- ✓ Elementos de cable.
- ✓ Elementos de enlace.
- ✓ Cargas.
- ✓ Muelles.
- ✓ Capas no lineales.
- ✓ Bisagras.

Carga. De acuerdo con numerosos códigos nacionales e internacionales, SAP2000 generará y aplicará automáticamente cargas sísmicas y de viento. Además, SAP2000 tiene un sofisticado generador de cargas en movimiento que permite a los usuarios aplicar cargas en movimiento a los rieles en los componentes del techo y la estructura.

- ✓ ***Carga Sísmica.*** Un evento sísmico. El tipo de carga sísmica tiene varios códigos de carga lateral automáticos disponibles. El usuario puede revisar y modificar los valores y configuraciones predeterminados que se completan automáticamente en el formulario Patrón de carga sísmica después de elegir un código.

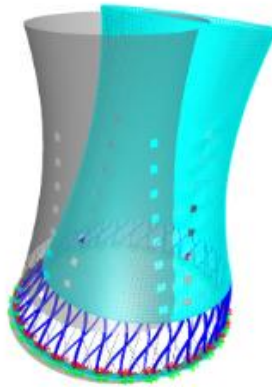


Figura 19: Modelamiento Sísmico en el Software SAP2000

✓ **Carga de Viento.** En SAP2000, los diafragmas, las carcasas y los marcos pueden estar sujetos a cargas de viento determinadas automáticamente. Los planos de los objetos en el área reciben todas las cargas de viento normalmente. Se pueden especificar diferentes coeficientes C_p para cada objeto de caparazón para regular la presión del viento aplicada.

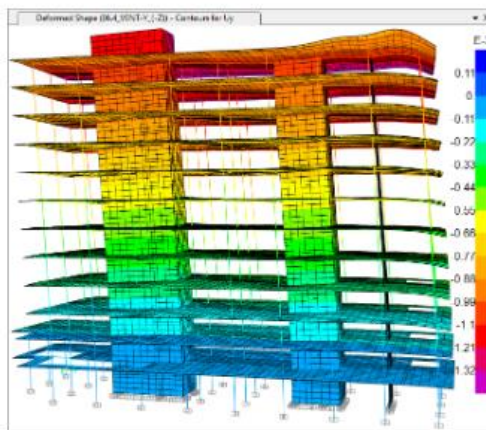


Figura 20: Modelamiento de las diferentes Cargas de Viento en el Software SAP2000

✓ **Cargas Específicas.** Usando las opciones de carga de usuario integradas de SAP2000, defina cargas específicas para modelar una variedad de condiciones de carga.

✓ **Fuerza/Momento.** Para aplicar fuerzas y momentos concentrados en las juntas y a lo largo de los miembros del marco, se utiliza la carga de fuerza. Las cargas distribuidas y trapezoidales caen bajo esto. Los valores se pueden especificar en el sistema de coordenadas locales conjuntas o en un sistema de coordenadas fijo (coordenadas globales o alternativas).

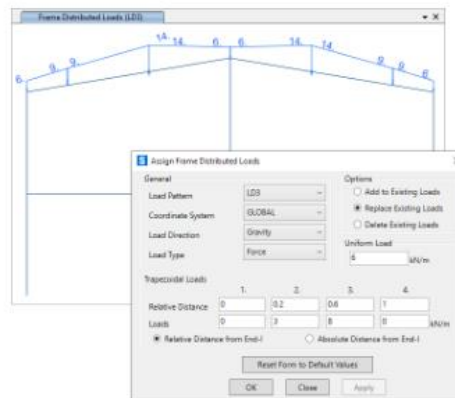


Figura 21: Análisis de las Cargas Específicas en el Software SAP2000

✓ **Desplazamiento.** El efecto del asentamiento del soporte y otros desplazamientos impuestos externamente sobre la estructura está representado por la carga de desplazamiento. Las restricciones, los soportes de resorte lineales y no lineales, así como las restricciones, pueden verse afectados por la carga de desplazamiento. Para estructuras soportadas en diversas condiciones de suelo o sobre grandes luces, se puede tener en cuenta la excitación dinámica de múltiples soportes.

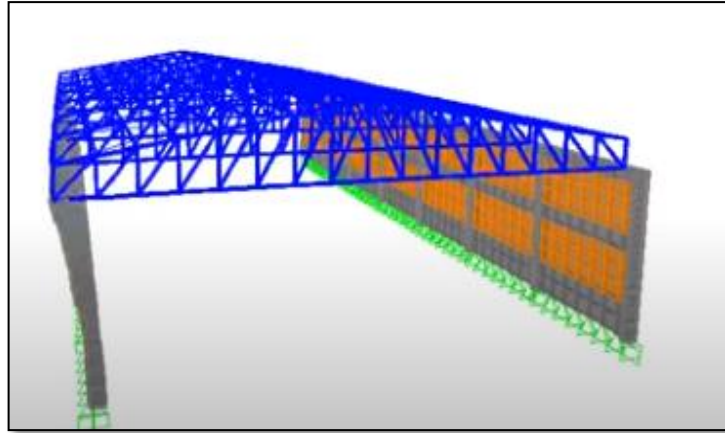


Figura 22: Modelamiento de los Desplazamientos de una Estructura en el Software SAP2000.

Diseño. Los procesos de análisis y diseño están completamente integrados, y los resultados se concluyen antes de que los miembros de acero se dimensionen automáticamente y se diseñen las secciones de hormigón armado. Las comprobaciones automáticas de códigos de diseño para estructuras de acero, hormigón, aluminio y formadas en frío garantizan que los edificios cumplan con las normas estadounidenses, canadienses y otras normas internacionales.

- ✓ Diseño de marco de acero.
- ✓ Diseño de marco de hormigón.
- ✓ Diseño de marco de aluminio.
- ✓ Diseño de marco formado en frío.
- ✓ Listas de selección automática.

Salida y Visualización. Las opciones de salida y visualización son sencillas y prácticas. El diseño de miembros terminados, la geometría deformada por combinación de carga o forma modal, momento, cortante y diagramas de fuerza axial, pantallas de respuesta de cortante de sección y animación de desplazamientos dependientes del tiempo son algunos de los gráficos. disponible al final del análisis. Los informes para la visualización de imágenes y

datos son generados automáticamente por SAP2000. Los usuarios tienen acceso a plantillas prediseñadas y editables para un formato especializado. (Páez Navarrete, 2023)

2.2.4. Concreto Confinado

Es posible aumentar considerablemente la ductilidad del concreto utilizando confinamiento mediante acero de refuerzo transversal espaciado. En este sentido, los aceros más utilizados para el aumento de ductilidad son los estribos, aros o espirales cerradas. El refuerzo del concreto no afecta el comportamiento del mismo en condiciones bajas de compresión. Puesto que, al incrementarse los esfuerzos actuantes en el concreto las deformaciones transversales del elemento aumenta de manera rápida ocasionando un agrietamiento interno, lo cual genera esfuerzos en los elementos de acero de confinamiento. Las espirales cerradas confinan el concreto con una mayor efectividad que los estribos rectangulares o los aros, debido a que forman una presión radial uniforme al concreto. (Ramirez, 2022)

2.2.5. Estructura Isostática

Estructura que puede ser analizada mediante los principios de la estática; la supresión de cualquiera de sus ligaduras conduce al colapso. También llamada estructura estáticamente determinada. (Gonzalez, 2013)

2.2.6. Acero Estructural

El acero es una aleación que está compuesta casi por completo de hierro (generalmente más del 98%). Contiene también pequeñas cantidades de carbono, silicio, manganeso, azufre, fósforo y otros elementos. El carbono es el elemento que tiene la mayor influencia en las propiedades del acero. La dureza y la resistencia del acero aumentan con el 8 porcentaje de carbono. Un incremento del 0.01 por ciento del contenido de carbono causará que la resistencia de fluencia del acero se eleve aproximadamente 0.5 klb/plg² (ksi). Desafortunadamente, sin embargo, una mayor cantidad de carbono hará que el acero sea más frágil y afectará adversamente su soldabilidad. Si se reduce

el contenido de carbono, el acero se hará más suave y más dúctil, pero también más débil. La adición de elementos tales como cromo, silicio y níquel produce aceros con resistencias considerablemente más altas. Aunque con frecuencia son muy útiles, estos aceros son considerablemente más caros y con frecuencia no son tan fáciles de fabricar. (McCorman, 2012, pág. 18)

Propiedades del Acero

Según Orihuela & Dávila (2016), El acero tiene distintas propiedades las cuales son:

- ✓ Coeficiente de Poisson (ν): 0.3
- ✓ Coeficiente de dilatación térmica (α): $1.2 \times 10^{-5} \text{ (C}^\circ\text{)}^{-1}$
- ✓ Módulo de elasticidad (E): $2.10 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ Esfuerzo de fluencia (F_y): 2.53 ton/cm²
- ✓ Peso específico (δ): 7.85 kg/m³
- ✓ Esfuerzo de fractura (F_u): 4.08 ton/cm²

Se sabe que todas las estructuras conformada por estructuras de acero a consecuencia de las fuerzas de los vientos, son propensas a sufrir agites, esto sucede también con las fuerzas de sismo y hasta el propio peso de la estructura, es así que todas estas cargas perjudican a la estructura 24 metálica y teniendo en cuenta la ubicación en donde se construirá dicha cobertura, de tal manera es necesario implementar un buen diseño estructural el cual permitirá resistir tales daños y así garantizar que la cobertura metálica tenga un control de resistencia, ductilidad y rigidez. Se tiene una variedad de perfiles de acero, dentro de los más principales están se sección tipo S, L, W, C y T, de los cuales se pueden establecer características, esto dependiendo del uso y solicitud del usuario.

Materiales para Acero Estructural

Según la Norma AISC 360 (2016, pág. 69), se muestra las diferentes designaciones de los Aceros para los cuáles es necesario los informes de ensayos de materiales realizados por el fabricante o por un laboratorio de ensayos y serán considerados como evidencia suficiente mientras se realicen de acuerdo con los estándares de la norma ASTM.

✓ Designaciones ASTM que nos muestra la Norma:

Perfiles Estructurales Laminados en Caliente. - ASTM A36/A36M ASTM A709/A709M - ASTM A529/A529M ASTM A913/A913M - ASTM A572/A572M ASTM A992/A992M - ASTM A588/A588M ASTM A1043/A1043M.

Tubos Estructurales (HSS). - ASTM A53/A53M, Gr. B ASTM A847/A847M - ASTM A500/A500M ASTM A1065/A1065M - ASTM A501/A501M ASTM A1085/A1085M - ASTM A618/A618M

La Norma ASTM A500 es la especificación estándar para tubos estructurales de acero al carbono conformados en frío, electrosoldado y sin costura de forma redonda, cuadrada, rectangular o estructural especial formas tubulares para la construcción soldada, remachada o atornillada de puentes y edificios, y para fines estructurales generales (USI 2018).

2.3.Marco Conceptual.

2.3.1. Techos Autoportantes y Soportados.

En general, las cubiertas se pueden dividir en dos grupos en función de la condición de soporte con el edificio como un todo, ya sean muros o columnas, en cubiertas autoportantes y cubiertas con estructura de soporte. Como sugieren sus nombres, existe una diferencia entre el primer grupo y el segundo grupo de elementos de cubierta en que el elemento de cubierta del primer grupo puede soportar su propio peso y cargas y transmitirlos directamente a la estructura principal, mientras que el elemento de cubierta del segundo grupo necesita una estructura de soporte que transmite las cargas a la estructura principal.

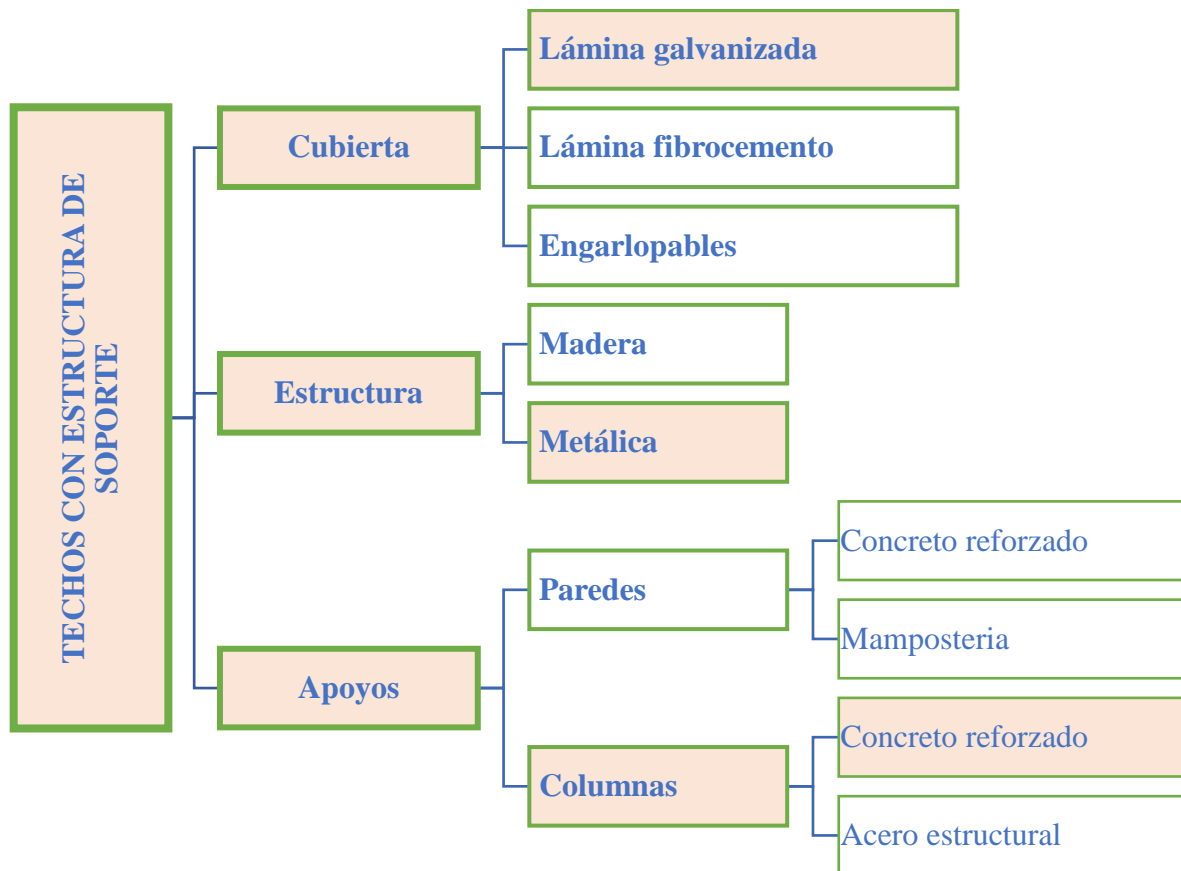
Aunque las losas de techo de hormigón armado pertenecen al grupo de techos autoportantes, ambos grupos de techos se clasifican como diafragmas flexibles. La clasificación de los techos según la rigidez se muestra en el siguiente diagrama, junto con algunos ejemplos que muestran si cada tipo de techo es autoportante o no.



2.3.2. Techos con Cubierta y Estructura de Soporte

Es conveniente reconocer el techo, la estructura de soporte y los soportes como sus tres componentes principales para estudiar techos que están soportados por una estructura (en adelante, estructura de techo). La disposición de estos componentes, así como algunos de los materiales utilizados localmente para cada uno, se muestran en el diagrama en orden descendente. Estructura utilizada como soporte que transfiere cargas a la estructura principal.

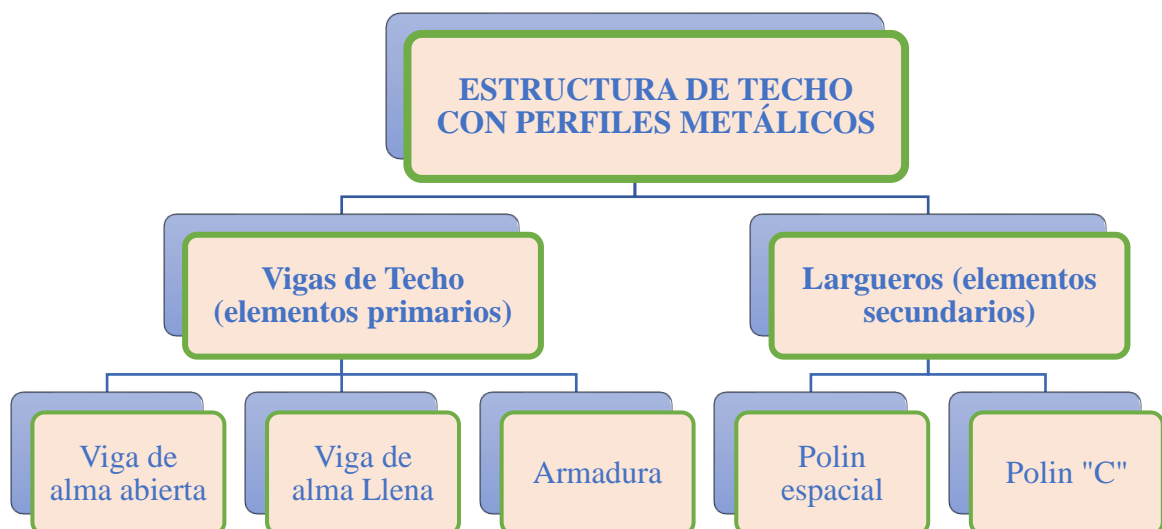
Aunque las losas de techo de hormigón armado se clasifican como parte del grupo de techos autoportantes, ambos grupos de techos son diafragmas flexibles. La clasificación de los techos basada en la rigidez se muestra en el siguiente diagrama, con algunos ejemplos que indican si los techos son autoportantes o no.



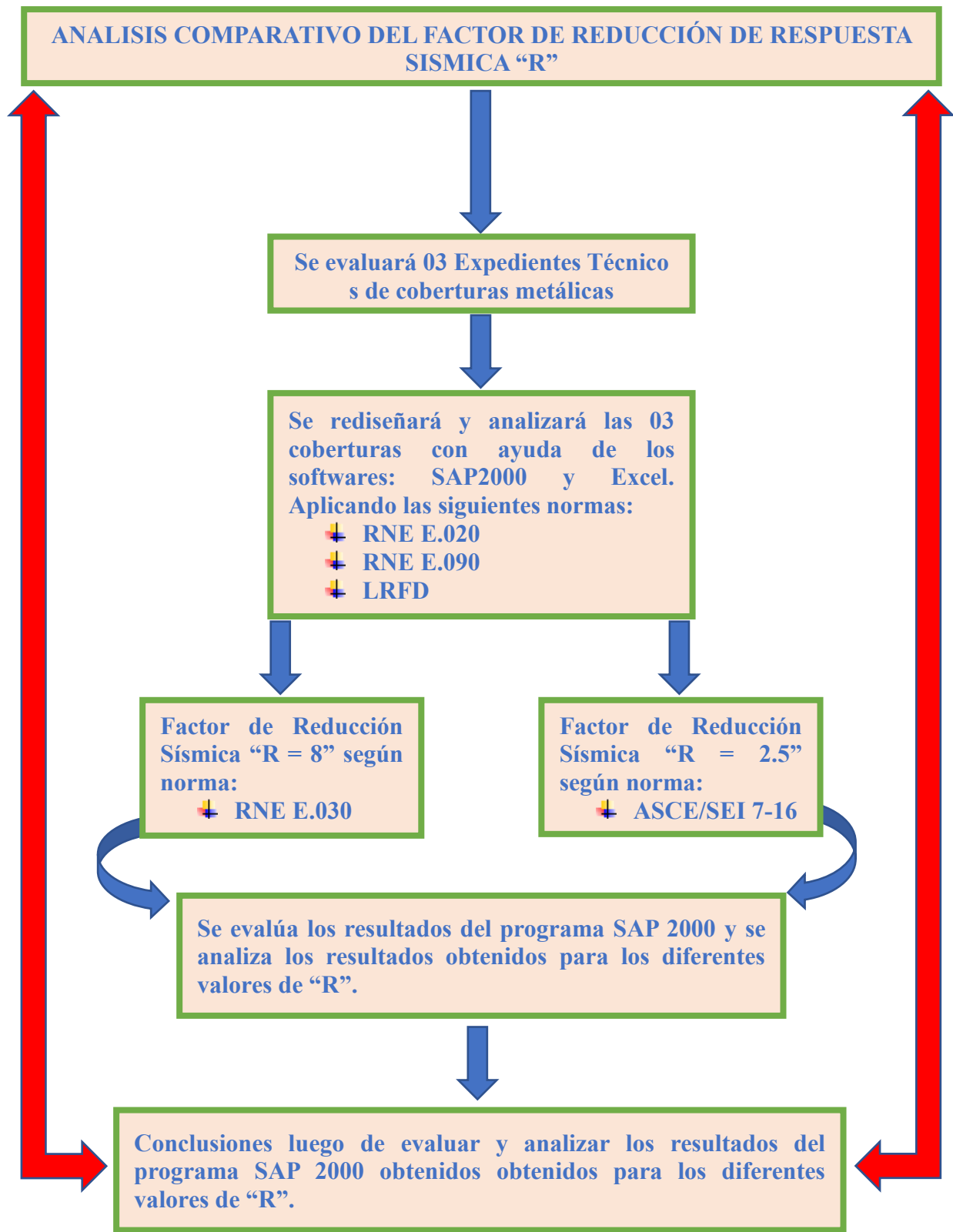
2.3.3. Componentes de Estructuras de Techo con Elementos Metálicos

Los componentes principales pueden ser vigas de alma completa, vigas de alma abierta o refuerzo, como se muestra en el diagrama. Como componentes secundarios se pueden utilizar rodillos espaciales o rodillos fabricados con perfiles laminados en caliente o en frío de tipo C o I.

Según su nivel de elaboración, los componentes metálicos que componen la estructura de la cubierta se pueden dividir en dos grupos: laminados y reforzados. Los elementos reforzados se fabrican con especificaciones específicas que no están presentes en la selección de perfiles laminados, por lo que se diferencian entre sí. Los elementos armados se "ensamblan" en obra, mientras que los laminados se utilizan exactamente como se sacan de fábrica. El refuerzo, los postes espaciales y las vigas de alma abierta son algunos ejemplos de los elementos armados. Las secciones angulares, las barras corrugadas y las vigas en "C", que se usan con frecuencia en estructuras de techo, tienen sus propiedades geométricas y pesos unitarios enumerados.



2.3.4. Proceso de la Presente Tesis



2.4. Definición de Términos Básicos

R: *factor de reducción de respuesta sísmica.*

RNE 0.30: *reglamento nacional de edificaciones E.030 – Diseño Sismo Resistente.*

ASCE/SEI 7-16: *Code American Society Of Civil Engineers / Structural Engineering Institute.*

ASCE/SEI 7-16: *Código de la sociedad Americana de Ingenieros Civiles / Instituto de Ingeniería Estructural 7 -16.*

RNE 0.20: *reglamento nacional de edificaciones E.020 – Cargas.*

RNE 0.90: *reglamento nacional de edificaciones E.090 – Estructuras Metálicas.*

LRFD: *diseño por factores de Carga y Resistencia, el cual consiste en incorporar el margen de seguridad en el proceso de diseño en las diferentes combinaciones de carga al igual que el reglamento nacional de edificaciones E.020 – Cargas.*

Acero A36: *La Sociedad Estadounidense de Pruebas y Materiales (ASTM) designó al acero A36 como el nombre comercial del acero al carbono. Al ser simple de doblar y fácil de soldar con cualquier técnica, es uno de los tipos más populares en la construcción.*

Fc' 210 kg/cm²: *Cuando el concreto se cura adecuadamente, puede soportar una cierta cantidad de resistencia a la compresión. En este caso, se utilizan kilogramos por centímetro cuadrado (kg/cm²) para medir la presión con el fin de determinar la resistencia del hormigón.*

Acero Corrugado: *El acero que se ha enrollado en una barra con corrugaciones o relieves a lo largo de la misma, generalmente en una medida de 6 o 12 metros, se conoce como acero corrugado. El objetivo principal de las ondulaciones es adherirse al hormigón para que pueda cooperar. Las corrugaciones son otra característica distintiva del acero corrugado.*

Fy: *La propiedad conocida como punto de fluencia hace posible un rango definido de tensión constante frente a deformación. cepa. Cuando no hay límite elástico, los aceros de alta resistencia tienen límite elástico.*

Cobertura Metálica: *Recientemente ha ganado atención el uso de cubiertas metálicas, un tipo especial de estructura, para cubrir áreas con capacidades medianas y grandes.*

Calaminon: *Para evitar la oxidación, se combinan láminas de acero de diferentes espesores para formar láminas galvanizadas.*

Apoyo Móvil: *Es un soporte que no tiene restricciones en su capacidad de moverse lateralmente y girar alrededor de la superficie sobre la que descansa. Se puede utilizar cualquier superficie para instalar los soportes de los rodillos, incluidas superficies verticales, horizontales e inclinadas.*

Apoyo Fijo: *Las reacciones del apoyo vertical y horizontal están presentes en apoyo fijo, respectivamente. Gira el miembro estructural pero no permite la traslación en ninguna dirección. Los soportes fijos solo permiten una dirección de rotación, lo que impide la rotación en todas las demás direcciones.*

Apoyo Empotrado: *Es un soporte que puede soportar cargas de cualquier tipo, incluidos momentos, cargas horizontales y cargas verticales. Los miembros estructurales no pueden moverse en rotación o traslación debido al soporte empotrado.*

Columna de Concreto Armado: *las columnas de hormigón armado son las estructuras verticales encargadas de transmitir los esfuerzos y cargas de un edificio al suelo.*

CAPITULO III: MATERIALES Y MÉTODOS

3.1.Ubicación Geográfica de la Investigación

La investigación se realizó en:

- ✓ País : Perú.
- ✓ Departamento : Cajamarca.
- ✓ Provincia : Cajamarca.
- ✓ Distrito : Cajamarca.

3.2.Época de la Investigación

La investigación se desarrolló desde el mes de febrero del 2023, con la recopilación de la muestra, para luego dar inicio a la recopilación de las bases teóricas, luego se realizó el procedimiento de la investigación con ayuda de los softwares SAP 2000, Excel y Word, para finalmente realizar el análisis, discusión de resultados y contraste de nuestra hipótesis de investigación, dándola por finalizada la investigación en el mes de agosto del 2023.

3.3.Metodología de la investigación

3.3.1. Tipo, Nivel, Diseño y Método de Investigación

Tipo de Investigación

Investigación Cuantitativa, porque usaremos la estadística inferencial para los cálculos de las derivas (desplazamientos), fuerzas y momentos; para luego proceder a realizar un análisis comparativo y poder cuantificar el problema de la investigación.

Nivel de Investigación

El tipo de nivel de la investigación será: *Descriptiva Correlacional*.

Diseño de Investigación

El diseño de la Investigación será: *Comparativo*, porque se realizará el recojo y análisis de los cálculos obtenidos en base al factor de reducción sísmica “R” entre el valor de la norma E.030 del reglamento nacional de edificaciones del Perú y el valor del código ASCE/SEI 7-16

Método de Investigación

La metodología que se utilizará, para el desarrollo de la Investigación es: *Análisis Comparativo*; porque se realizará el recojo y análisis de datos con el programa SAP 2000 a partir de los valores para el factor de reducción sísmica “R” en techos con coberturas a base de estructuras metálicas apoyadas en columnas de concreto; los valores de factor de reducción sísmica “R” será, el valor de la norma E.030 del reglamento nacional de edificaciones del Perú y el valor del código ASCE/SEI 7-16.

Luego se realizará el análisis de los resultados obtenidos como son las derivas(desplazamientos), fuerzas y dimensionamiento de las columnas de concreto armado donde se apoya la estructura, etc. Para finalmente discutir las variaciones de estos resultados a partir de los diferentes valores del factor de reducción Sísmica “R”, y concluir este análisis comparativo con cual es el valor más adecuado y/o apropiado para el factor de reducción sísmica para este tipo de estructuras, si el de la norma E.030 o la del código ASCE/SEI 7-16.

Para definir cuál es el valor más adecuado y/o apropiado para el factor de reducción “R”, lo realizaremos con las siguientes condiciones:

$$\text{Coeficiente de comparación} = \frac{\text{Momento Ultimo Maximo para un "R = 8"}}{\text{Momento Ultimo Maximo para un "R = 2.5"}}$$

El valor del factor de reducción “R = 8” es el más apropiado Si:

$$\text{Coeficiente comparación} > 1$$

El valor del factor de reducción “R = 2.5” es el más apropiado Si:

$$\text{Coeficiente comparación} < 1$$

Los valores del factor de reducción “R = 2.5” y “R = 8” serían los más apropiados

Si:

$$\text{Coeficiente comparación} = 1$$

Crearemos una tabla en base a las condiciones anteriores para poder sustentar, cuantificar y contrastar la hipótesis de la presente investigación. Como se observa:

Tabla 5

Valor más apropiado de factor de Reducción "R"

	COEFICIENTE DE COMPARACIÓN (CC)		VALOR MAS APROPIADO	
	Eje X	Eje Y	E.030	ASCE / SEI 7-16
			R=8	R=2.5
Expediente técnico N°1	CC - X ₁	CC - Y ₁	sí, CC > 1	sí, CC < 1
Expediente técnico N°2	CC - X ₂	CC - Y ₂	sí, CC > 1	sí, CC < 1
Expediente técnico N°3	CC - X ₃	CC - Y ₃	sí, CC > 1	sí, CC < 1

3.4.Población de Estudio

Para la presente Investigación el Universo está dado por los diferentes tipos de coberturas metálicas apoyadas en columnas de concreto armado a nivel nacional.

3.5.Muestra

Para la presente Investigación la muestra está dado por: 03 Expedientes Técnicos de Techos con coberturas a base de estructuras metálicas apoyadas en columnas de concreto armado.

Evidencias de la Muestra.

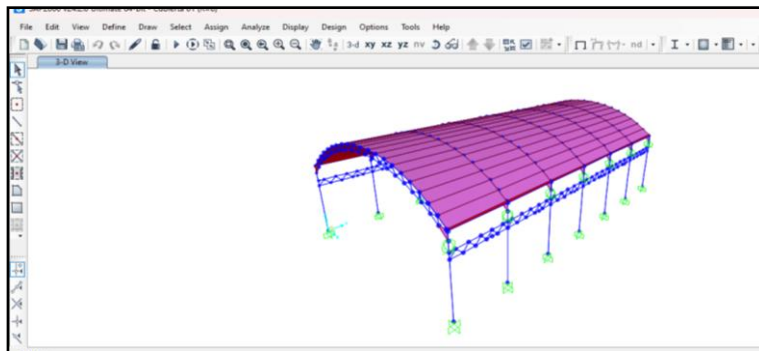


Figura 23: Muestra – Expediente Técnico N°1: “Construcción de cobertura de instalaciones deportivas; en el (la) caserío Vista Alegre Zonanga, distrito de Jaén, provincia de Jaén, departamento de Cajamarca” con CUI 2505486

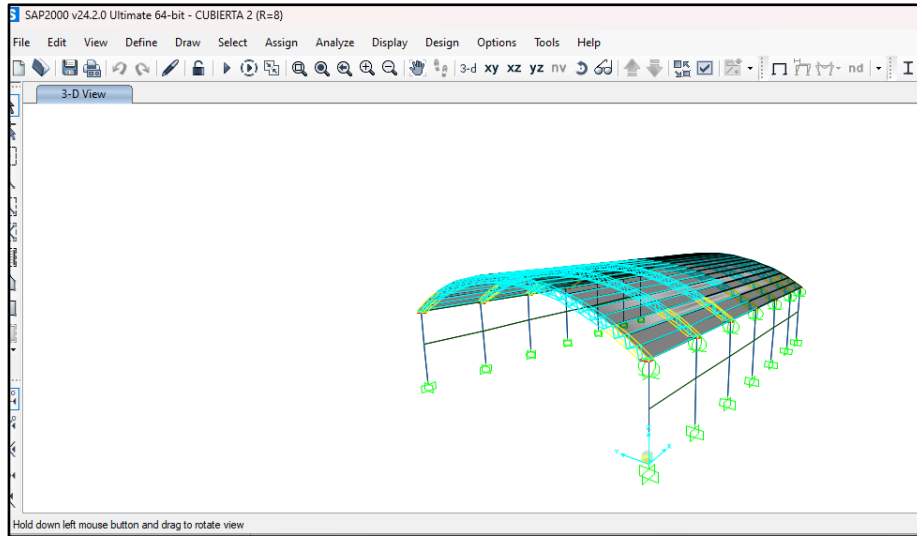


Figura 24: Muestra – Expediente Técnico N°2: “Construcción de techos duros; en el (la) IE Nicanor Reatigui del Águila – Nuevo Progreso en la localidad Nuevo Progreso, distrito Nuevo Progreso, provincia Tocache, departamento San Martín”, con CUI 2466733

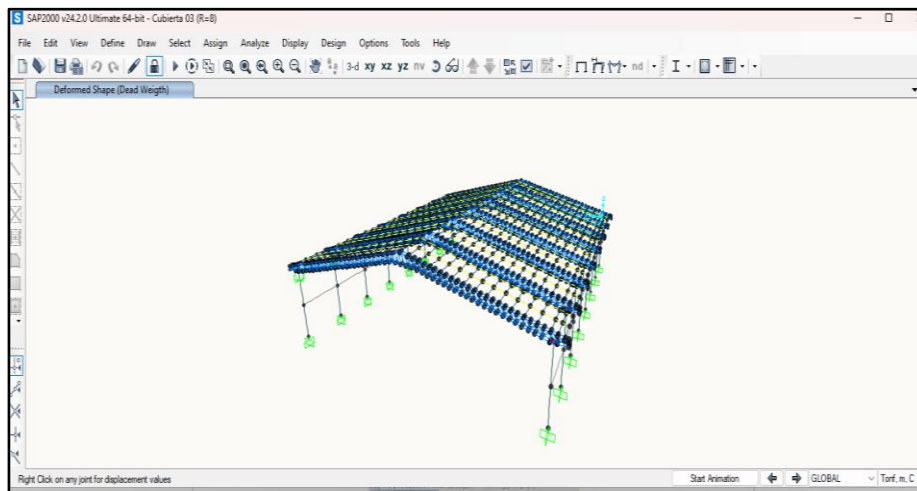


Figura 25: Muestra – Expediente Técnico N°3: “Construcción de cobertura; en el (la) losa deportiva (techo metálico) Gregorio Lecca Franco en la localidad Huaylillas, provincia Pataz, departamento La Libertad” con CUI 2480483

3.6.Unidad de Análisis

La unidad de análisis es el techo con cobertura a base de Tijerales metálicos apoyado en columnas de concreto armado.

3.7. Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos

Las técnicas serán, análisis comparativo y análisis documental, pues usare los expedientes técnicos de tres techos metálicos.

Los instrumentos serán los expedientes técnicos, normas, reglamento y Softwares.

La recolección de datos se realizará mediante la utilización de Hojas de Excel, y el Software SAP2000, donde se determinarán todas las características estructurales y geométricas de los elementos que la componen para su posterior análisis comparativo.

3.8. Análisis e interpretación de Datos

Una vez realizado el análisis de los modelos mediante el uso del software, se procederá a interpretar los resultados obtenidos. En esta fase se realizará la recopilación de toda la información teórica necesaria y los resultados obtenidos e interpretados del análisis de las estructuras (techos con coberturas a base de estructuras metálicas apoyadas en columnas de concreto armado).

3.9. Procedimiento

3.9.1. Recopilación de Información (Muestra)

Expediente Técnico N°1:

“Construcción de cobertura de instalaciones deportivas; en el (la) caserío Vista Alegre Zonanga, distrito de Jaén, provincia de Jaén, departamento de Cajamarca” con CUI 2505486; el cual *cuenta con Resolución de aprobación:* RESOLUCIÓN DE GERENCIA MUNICIPAL N°238-2021-3PJ/GM.

Expediente Técnico N°2:

“Construcción de techos duros; en el (la) IE Nicanor Reatigui del Águila – Nuevo Progreso en la localidad Nuevo Progreso, distrito Nuevo Progreso, provincia Tocache, departamento San Martín”, con CUI 2466733; el cual *cuenta con Resolución de aprobación:* RESOLUCIÓN DE GERENCIA N°0016-2020-GRSM-GTAH-T-MRAH-T/G.

Expediente Técnico N°3:

“Construcción de cobertura; en el (la) losa deportiva (techo metálico) Gregorio Lecca Franco en la localidad Huaylillas, provincia Pataz, departamento La Libertad” con CUI 2480483; el cual *cuenta con Resolución de Aprobación:* RESOLUCIÓN DE ALCALDÍA N°0114-2020-MDH.

3.9.2. *Calculo y Reasignación de Cargas a la Muestra*

Expediente Técnico N°1:

Carga Viva:

De acuerdo a la RNE E.020; en su artículo 7.1: Carga Viva, inciso d). Para techos con coberturas livianas de planchas onduladas o plegadas, calaminas, fibrocemento, etc. Para cualquier pendiente 30 kgf/m².

Carga Muerta:

Se asumirá el peso del Calaminon TR4, el cual según especificaciones técnicas su peso es de 1.5 Kg/m², asimismo de acuerdo a criterio de diseñador se considerará el peso de accesorios y/o conexiones metálicas 10 kg/m².

Cargas de Nieve:

No Aplica.

Cargas de Viento:

De acuerdo a la RNE E.020; en su artículo 12.4. menciona que la carga ejercida por el viento se supondrá estática y perpendicular a la superficie en la cual actúa. Se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$P_h = 0.005 CV_h^2$$

Donde:

P_h : Presión o succión del viento a una altura h en kg/m^2

V_h : Velocidad de diseño a la altura h , en Km/h definida por la formula:

$$V_h = V \left(\frac{h}{10} \right)^{0.22}$$

Donde:

V : es la velocidad de diseño, la cual es de $75 Km/h$

h : es la altura sobre el terreno, la cual es de $6.65 m$

C : Factor de forma adimensional indicado en la RNE E.020, articulo 12.4 – tabla

5.4. para nuestra primera cobertura de estudio los valores son:

Tabla 6

Factor de forma (C)*

CONSTRUCCIÓN	BARLOVENTO	SOTAVENTO
Superficies verticales de edificios	+ 0.8	- 0.6
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en la dirección del viento.	+ 1.5	
Tanques de agua, chimeneas y otro de sección circular elíptica	+ 0.7	
Tanques de agua, chimeneas y otro de sección cuadrada o rectangular	+ 2.0	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda 45°	± 0.8	- 0.5
Superficies inclinadas a 15° o menos	+ 0.3	- 0.6

Nota: fuente - RNE E.020, articulo 12.4 – tabla 5.4.

Remplazando valores en las fórmulas anteriores tenemos los siguientes valores:

 Velocidad de Diseño:

$$V_h = 68.562 Km/h$$

 Barlovento y Sotavento:

Barlovento	: ± 18.80286561
Sotavento	: $- 11.75179101$

Cuadro Resumen de Cargas:

Tabla 7

Valores de cargas de diseño.

Descripción	Símbolo	Valores
Carga Muerta	D	11.5 kg/m ²
Carga Viva	L	30 kg/m ²
Barlovento	WB	±18.8028656 kg/m ²
Sotavento	WS	-11.751791 kg/m ²

Expediente Técnico N°2:

Carga Viva:

De acuerdo a la RNE E.020; en su artículo 7.1: Carga Viva, inciso d). Para techos con coberturas livianas de planchas onduladas o plegadas, calaminas, fibrocemento, etc. Para cualquier pendiente 30 kgf/m².

Carga Muerta:

Se asumirá el peso del Calaminon TR4, el cual según especificaciones técnicas su peso es de 1.5 Kg/m², asimismo de acuerdo a criterio de diseñador se considerará el peso de accesorios y/o conexiones metálicas 10 kg/m².

Cargas de Nieve:

De acuerdo a la RNE E.020; en su artículo 11.3. menciona que para techos a una o dos aguas con inclinaciones menores o iguales a 15° la carga de diseño (Q_T) es:

$$Q_t = Q_s$$

Donde el valor mínimo de la carga básica sobre el suelo (Q_s) es de 40kgf/m² que equivalen a 0.40 m de nieve fresca. Por lo tanto, la carga de diseño será:

$$Q_t = 40 \text{ kg/m}^2$$

Cargas de Viento:

De acuerdo a la RNE E.020; en su artículo 12.4. menciona que la carga ejercida por el viento se supondrá estática y perpendicular a la superficie en la cual actúa. Se calcula mediante la siguiente formula:

$$P_h = 0.005 C V_h^2$$

Donde:

P_h: Presión o succión del viento a una altura *h* en kg/m²

V_h: Velocidad de diseño a la altura *h*, en Km/h definida por la formula:

$$V_h = V \left(\frac{h}{10} \right)^{0.22}$$

Donde:

V: es la velocidad de diseño, la cual es de 75 Km/h

h: es la altura sobre el terreno, la cual es de 6.00 m

C: Factor de forma adimensional indicado en la RNE E.020, artículo 12.4 – tabla

5.4. para nuestra primera cobertura de estudio los valores son:

Tabla 8

*Factor de forma (C)**

CONSTRUCCIÓN	BARLOVENTO	SOTAVENTO
Superficies verticales de edificios	+ 0.8	- 0.6
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en la dirección del viento.	+ 1.5	
Tanques de agua, chimeneas y otro de sección circular elíptica	+ 0.7	
Tanques de agua, chimeneas y otro de sección cuadrada o rectangular	+ 2.0	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda 45°	± 0.8	- 0.5
Superficies inclinadas a 15° o menos	+ 0.3	- 0.6

Nota: fuente - RNE E.020, artículo 12.4 – tabla 5.4.

Remplazando valores en las fórmulas anteriores tenemos los siguientes valores:

✚ Velocidad de Diseño:

$$V_h = 67.028 \text{ Km/h}$$

✚ Barlovento y Sotavento:

$$\begin{aligned} \text{Barlovento} & : + 6.739075718 \\ \text{Sotavento} & : - 13.47815144 \end{aligned}$$

Cuadro Resumen de Cargas:

Tabla 9

Valores de cargas de diseño.

Descripción	Símbolo	Valores
Carga Muerta	D	11.5 kg/m ²
Carga Viva	L	30 kg/m ²
Carga de Nieve	T	40 kg/m ²
Barlovento	WB	6.73907572 kg/m ²
Sotavento	WS	-13.478151 kg/m ²

3.9.3. Análisis Sísmico Estático: RNE E.030 – Diseño Sismo Resistente.

$$\text{Fuerza cortante de la estructura: } V = \frac{ZUCS}{R} \times P$$

Donde:

Z: Factor de zona “Z”

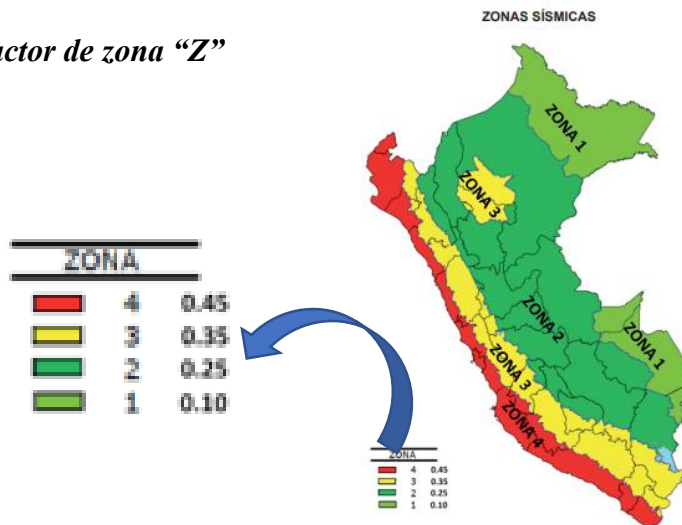


Figura 26: Zona Sísmica.

A cada zona se asigna un valor de factos Z , de acuerdo a la tabla 9, este factor se interpreta como aceleración máxima horizontal al suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en unos 50 años.

Tabla 10
Factores de zona “Z”

ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.1

Nota: fuente RNE E.030 – “Diseño Sismo Resistente”.

U: Factor de Uso.

Tabla 11
Factores de Uso.

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
B Edificaciones importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1.30
C Edificaciones comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes	1.00
D Edificaciones temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	ver nota

S: Factor de Suelo.

Tabla 12

Factores de Suelo.

ZONA	SUELO			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
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	1.60	2.00

Nota: fuente RNE E.030 – “Diseño Sismo Resistente”.

C: Factor de Amplificación Sísmica

Periodo Fundamental de Vibración:

$$T = h_n / C_T$$

Donde:

$C_T = 35$ para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:

- Pórticos de concreto armado sin muros de corte.*
- Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos sin arrostramiento*

$$T = 0.19$$

Tabla 13

Periodos “TP” y “TL”

ZONA	SUELO			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _P (S)	0.30	0.40	0.60	1.00
T _L (S)	3.00	2.50	2.00	1.60

Nota: fuente RNE E.030 – “Diseño Sismo Resistente”.

Factor de Amplificación Sísmica (C)

$$T < T_p ; C = 2.5$$

$$T_P < T < T_L ; C = 2.5 \times \left(\frac{T_P}{T} \right)$$

$$T > T_L ; C = 2.5 \times \left(\frac{T_P \times T_L}{T^2} \right)$$

Para el factor de reducción de respuesta sísmica $R = 2.50$, según código ASCE/SEI 7-16.

$$\frac{ZUCS}{R} = \frac{0.35 \times 1.30 \times 2.5 \times 1.15}{2.50} = 0.5232$$

Factor estático “x”: 0.5232

Factor estático “y”: 0.5232

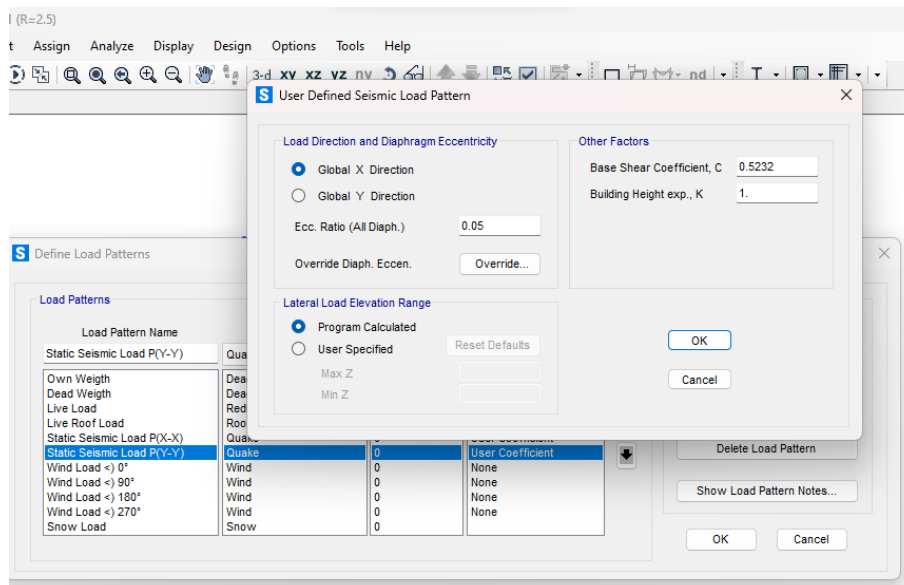


Figura 27: factor estático en $R = 2.5$

Para el factor de reducción de respuesta sísmica $R = 8.00$, según norma E.030.

$$\frac{ZUCS}{R} = \frac{0.35 \times 1.30 \times 2.5 \times 1.15}{8} = 0.1635$$

Factor estático “x”: 0.1635

Factor estático “y”: 0.1635

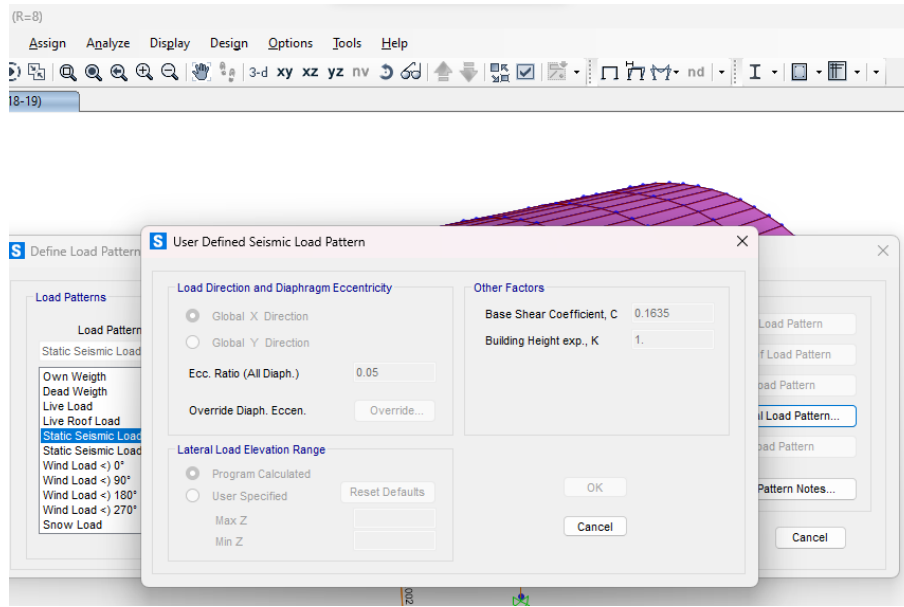


Figura 28: factor estático en $R = 8$

3.9.4. Cargas y Combinaciones de Carga

De acuerdo al RNE. E.090; se utilizará la aplicación de las combinaciones de carga del LRFD, las cuales son:

- ✓ 1.4 D
- ✓ $1.2D + 1.6 L + 0.5 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$
- ✓ $1.2D + 1.6 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (0.5L \text{ ó } 0.8 W)$
- ✓ $1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$
- ✓ $1.2D \pm 1.0E + 0.5L + 0.2S$
- ✓ $0.9D \pm (1.3W \text{ ó } 1.0 E)$

Donde:

D: Carga muerta debida al peso propio de los elementos y los efectos permanentes sobre la estructura.

L: Carga viva.

L_r: Carga viva en las azoteas.

W: Carga de viento.

S: Carga de nieve.

E: Carga de sismo.

R: Carga por lluvia o granizo.

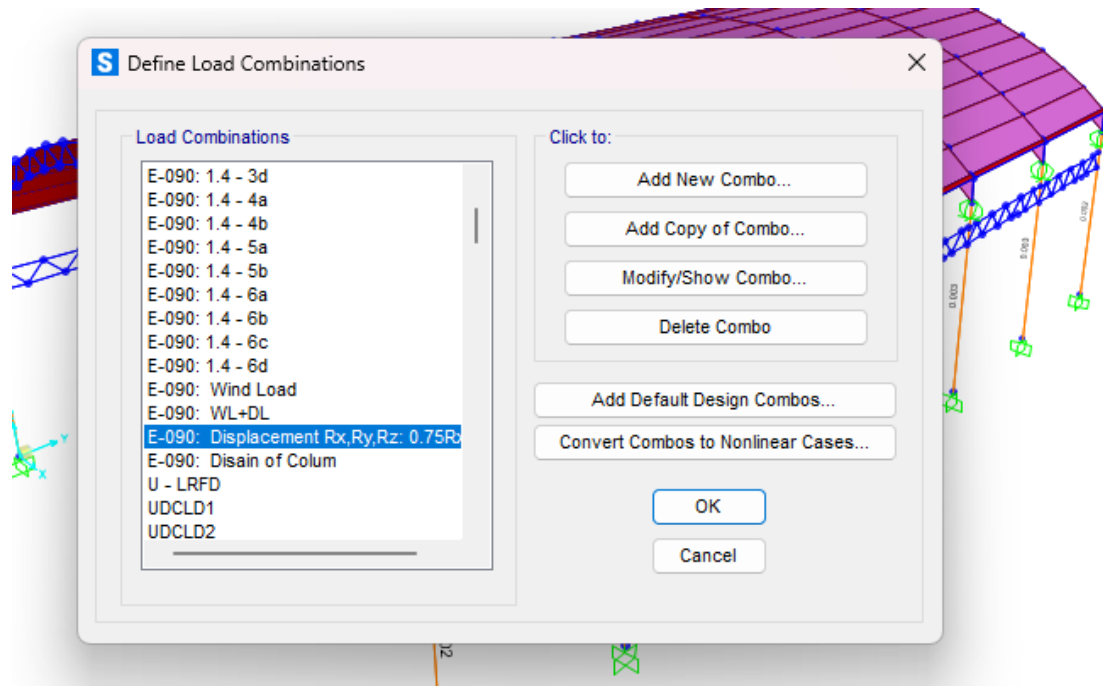


Figura 29: Combinaciones de carga LRFD y RNE. E 0.90.

3.9.5. Espectro de Respuesta Sísmica

R = 8; RNE. Norma E.030 – “Diseño Sismo Resistente”

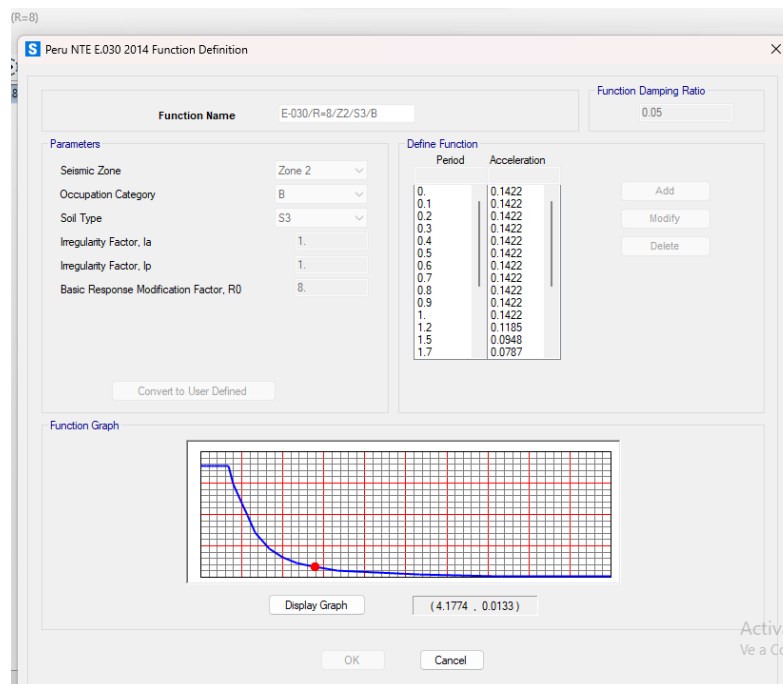


Figura 30: Espectro de respuesta sísmica.

R = 2.5; Código ASCE/SEI 7-16

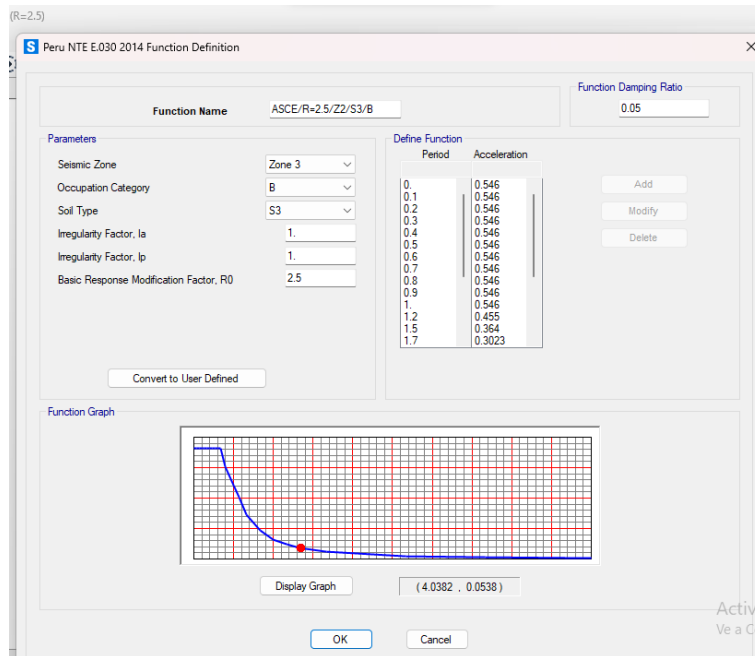


Figura 31: Espectro de respuesta sísmica.

3.9.6. Definición de Materiales

En el programa **SAP 2000** se definirán los materiales a trabajar, el acero de los perfiles, uniones entre otros a partir de lo que indica la norma **RNE E.090**, el cual será el acero **ASTM A36**; además que la resistencia del concreto para los diseños será de **f'c = 210 Kg/cm²**. Y la resistencia del acero **f'y = 4200 Kg/cm²**

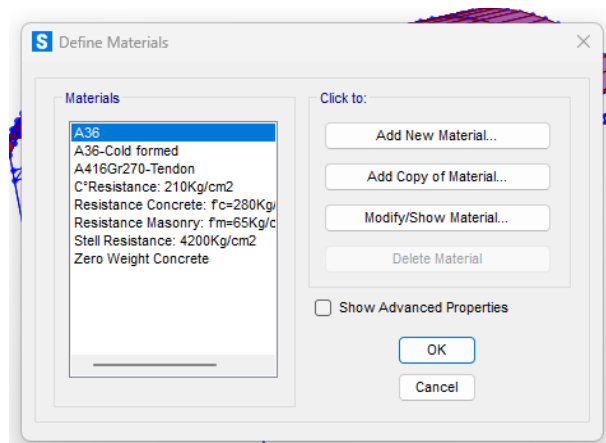


Figura 32: Definición de materiales.

3.9.7. Propiedades de las diferentes Secciones:

En el programa *SAP 2000* se asignará las diferentes secciones que involucran a las 03 coberturas metálicas en estudio.

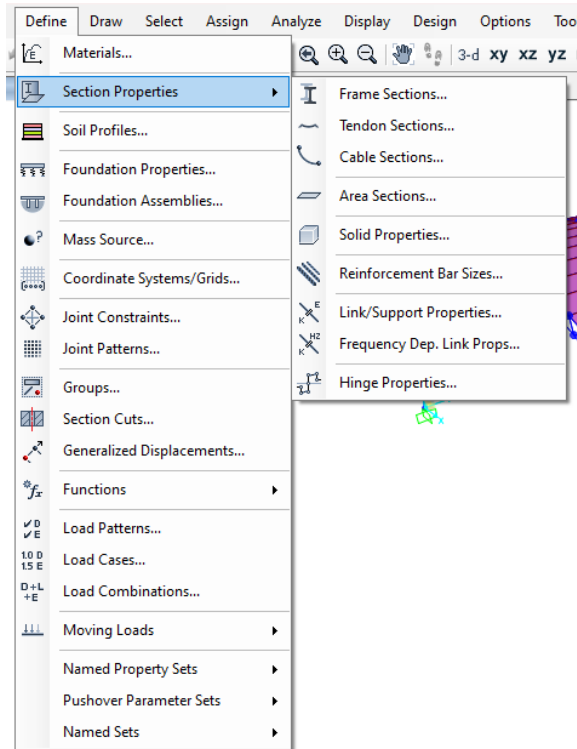


Figura 33: Asignación de Secciones.

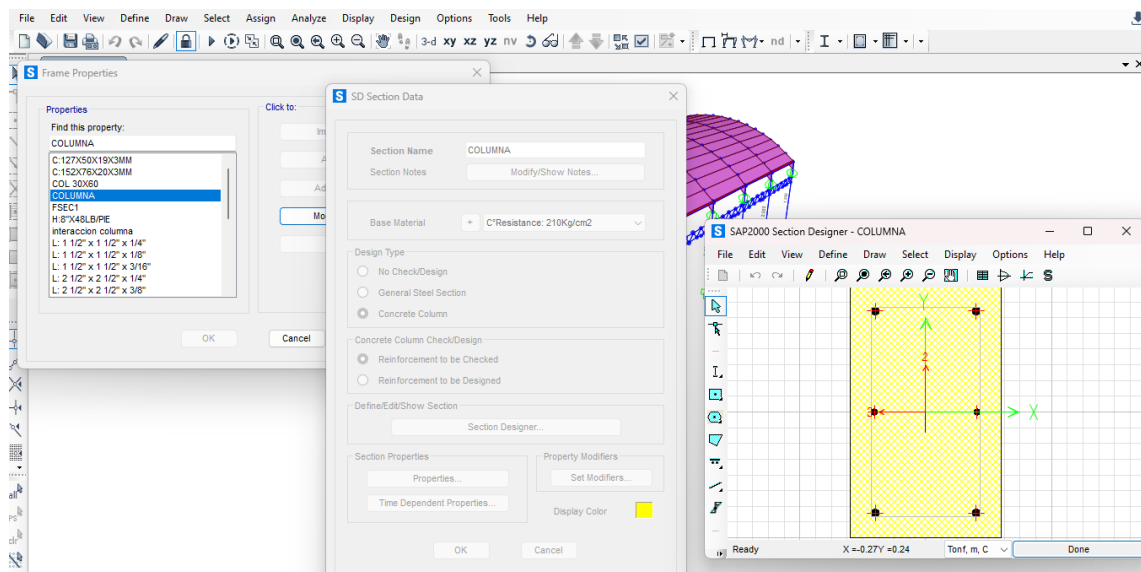


Figura 34: Asignación de acero y dimensionamiento de columna.

3.9.8. Asignación de grupos de cargas

En el programa *SAP 2000* se asignarán los diferentes grupos de carga.

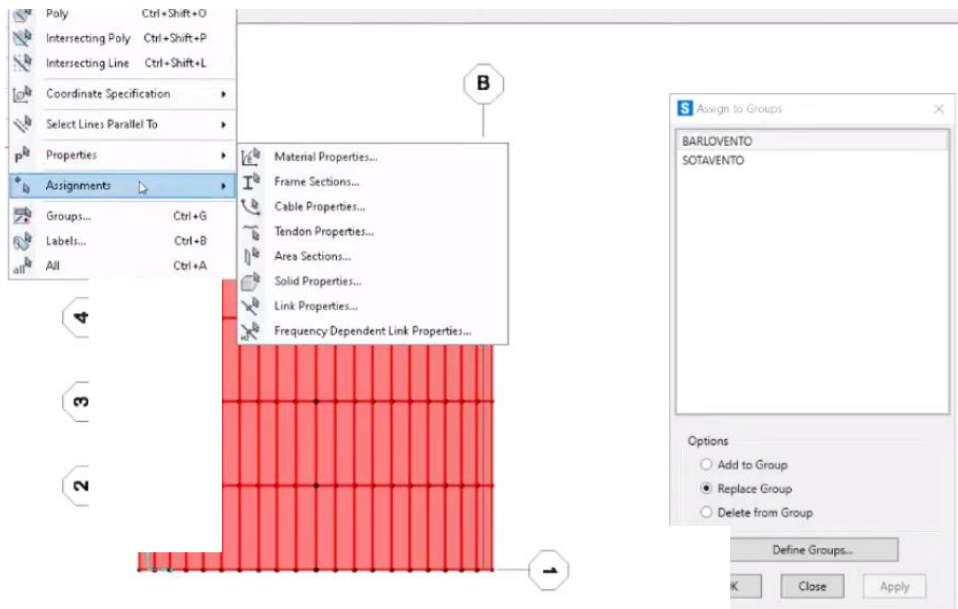


Figura 35: Asignación de grupos de carga – Barlovento y sotavento

3.9.9. Se procesa los datos.

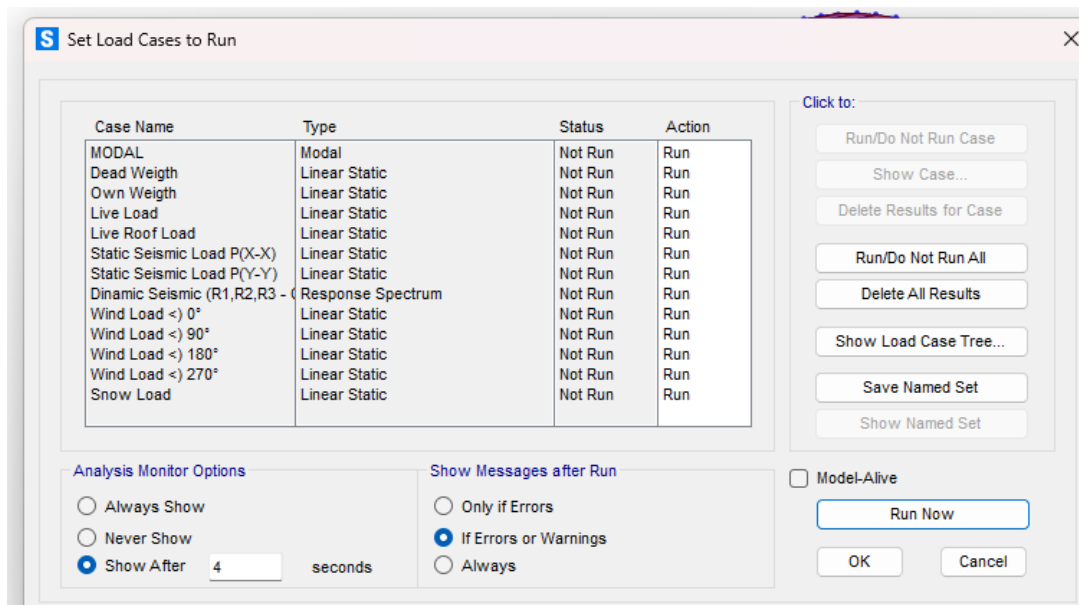


Figura 36: Procesamiento de datos – RUN NOW

3.9.10. Verificación y comparación de combinaciones de carga de la Norma E.090.

Expediente Técnico N°1:

Análisis por cargas de gravedad (Peso propio de armaduras + carga viva):

Combinación de carga: $(1.2D + 1.6 L + 0.5 (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R))$.

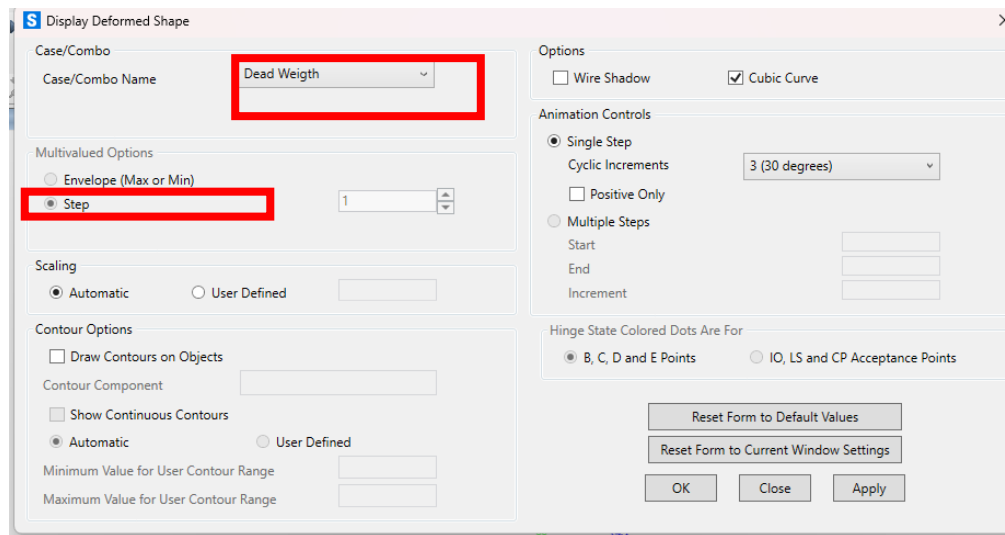


Figura 37: Pantalla de ingreso de combinaciones y/o datos, para mostrar la forma deformada de la estructura de estudio del Expediente N°1

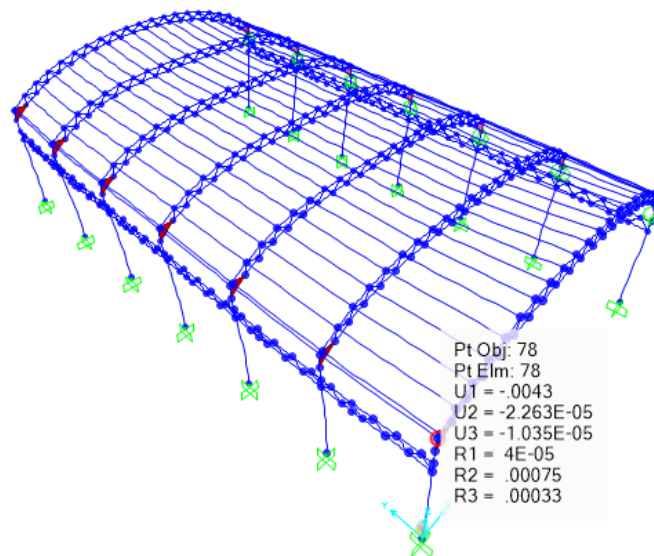


Figura 38: Forma deformada de la estructura de estudio del Expediente N°1

Análisis por cargas de gravedad + Carga de viento:

Combinación de carga: $(1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5 (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R))$.

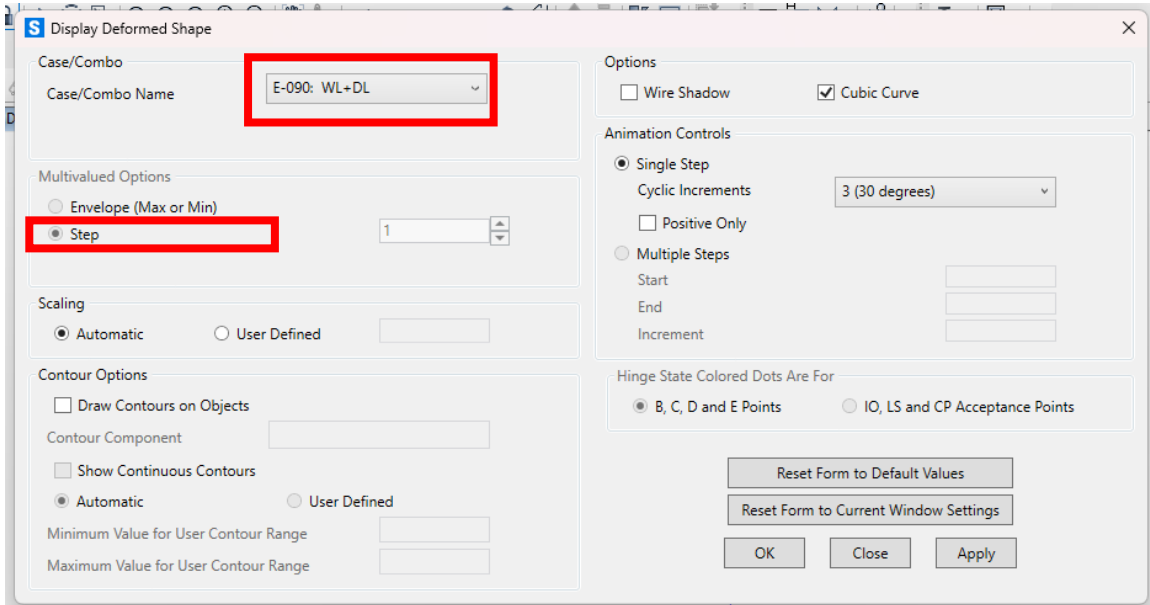


Figura 39: Pantalla de ingreso de combinaciones y/o datos, para mostrar la forma deformada de la estructura de estudio del Expediente N°1 .

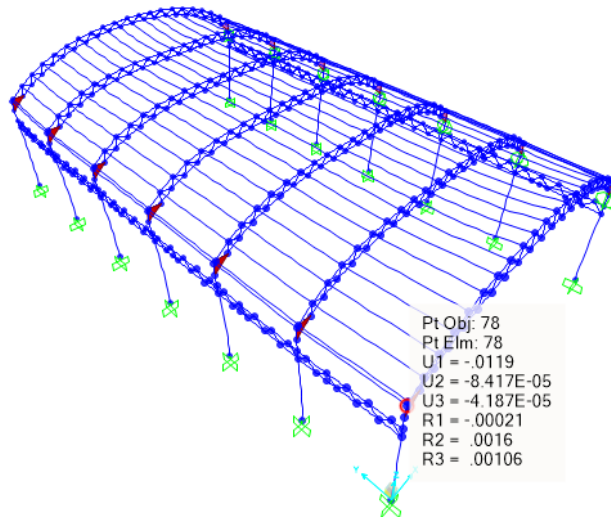


Figura 40: Forma deformada de la estructura de estudio del Expediente N°1

Análisis por cargas de gravedad + Sismo:

Combinación de carga: (1.2D + 1.0E + 0.5L + 0.2S).

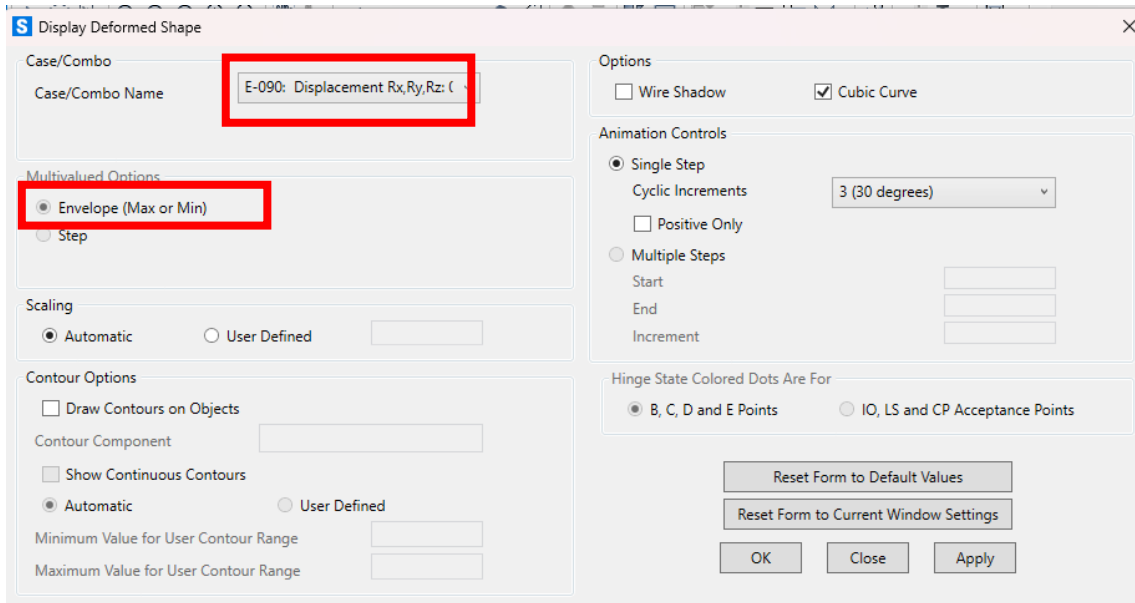


Figura 41: Pantalla de ingreso de combinaciones y/o datos, para mostrar la forma deformada de la estructura de estudio del Expediente N°1 .

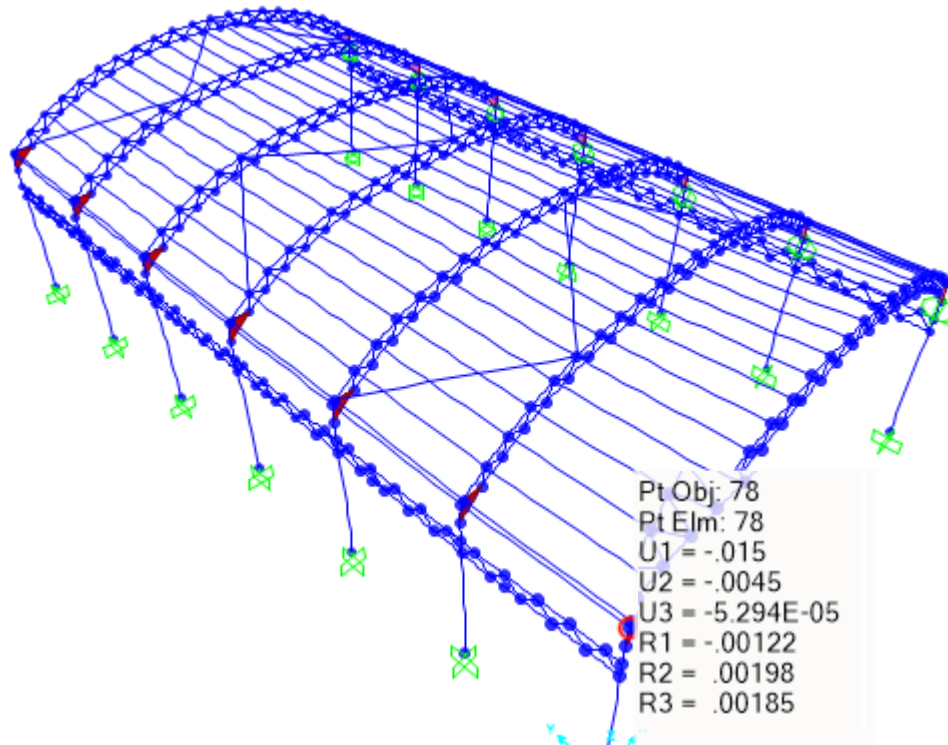


Figura 42: Forma deformada de la estructura de estudio del Expediente N°1

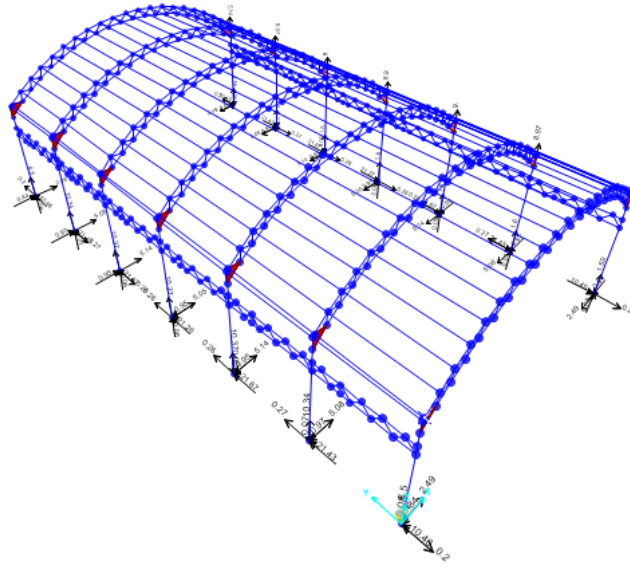


Figura 43: Reacciones de la estructura de estudio del Expediente N°1

Expediente Técnico N°2:

Análisis por cargas de gravedad (Peso propio de armaduras + carga viva):

Combinación de carga: $(1.2D + 1.6L + 0.5(Lr \text{ ó } S \text{ ó } R))$.

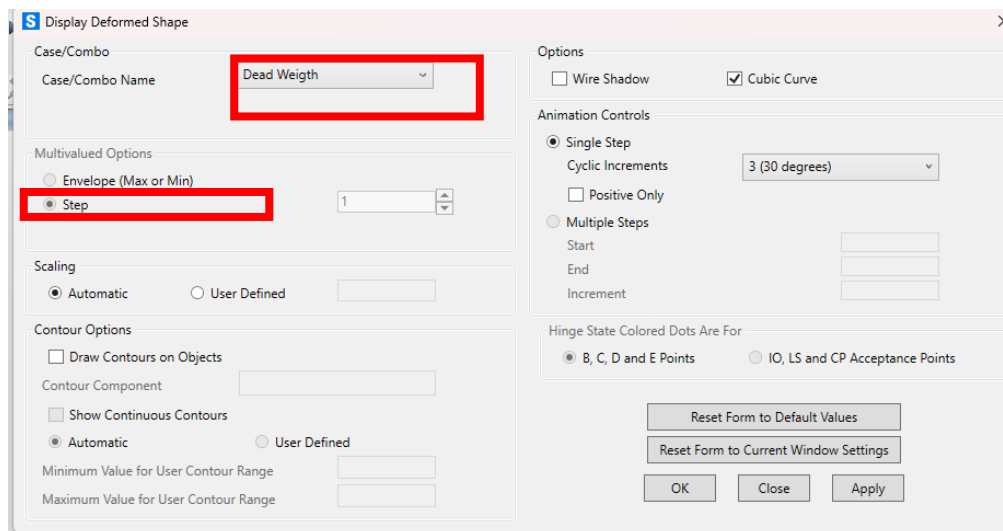


Figura 44: Pantalla de ingreso de combinaciones y/o datos, para mostrar la forma deformada

de la estructura de estudio del Expediente N°2

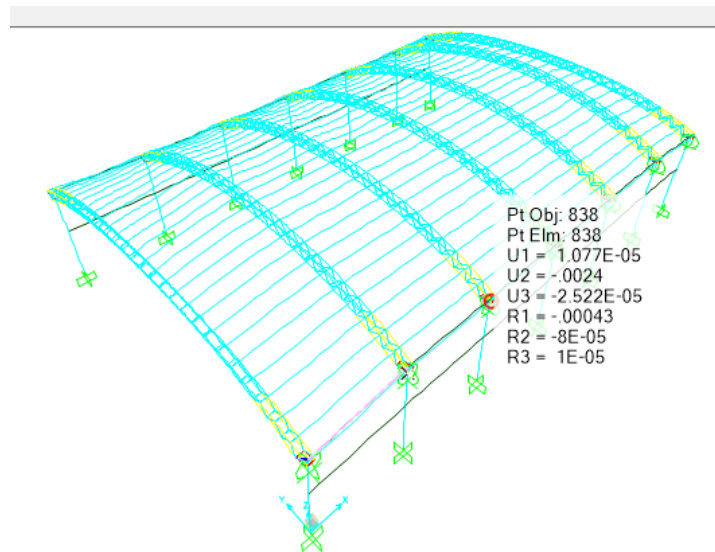


Figura 45: Forma deformada de la estructura de estudio del Expediente N°2

Análisis por cargas de gravedad + Carga de viento:

Combinación de carga: $(1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5 (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R))$.

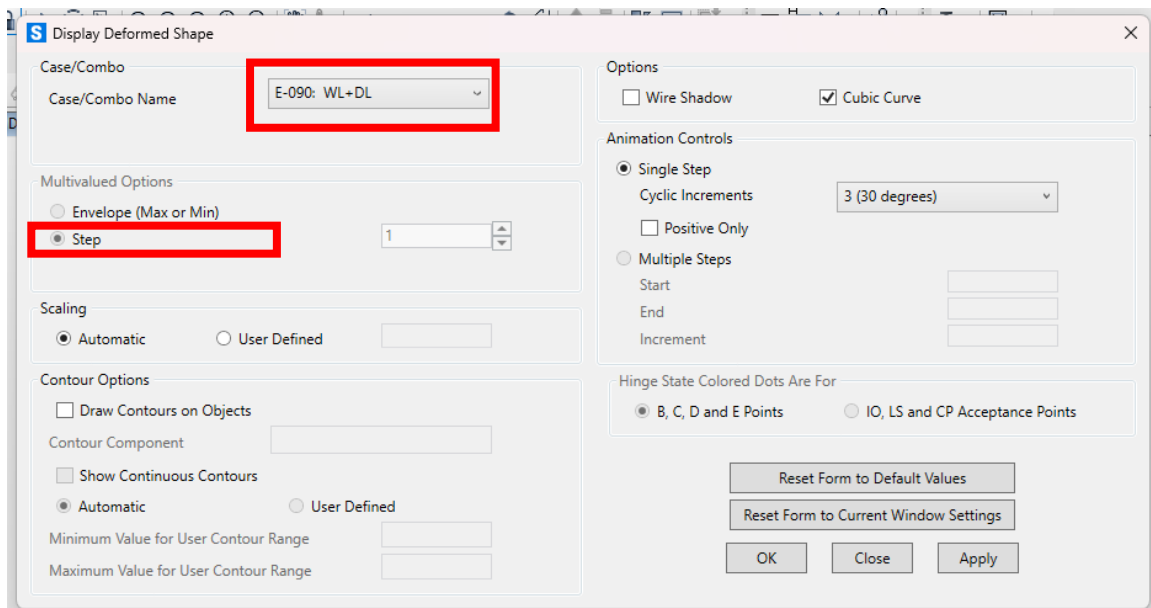


Figura 46: Pantalla de ingreso de combinaciones y/o datos, para mostrar la forma deformada de la estructura de estudio del Expediente N°2 .

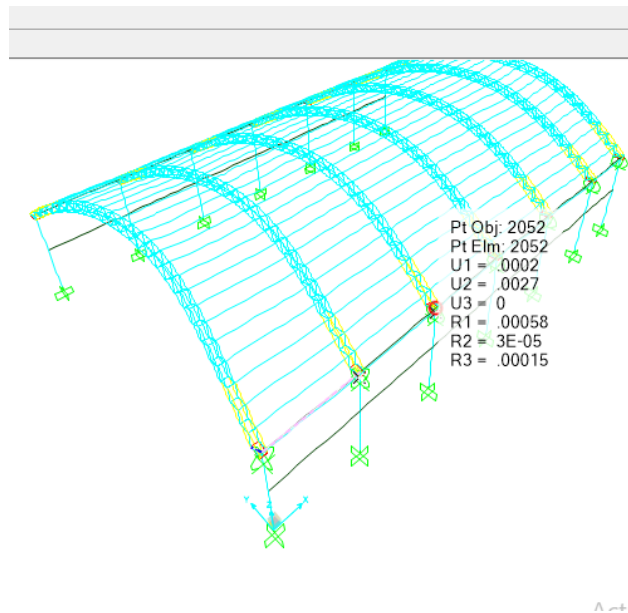


Figura 47: Forma deformada de la estructura de estudio del Expediente N°2

Análisis por cargas de gravedad + Sismo:

Combinación de carga: $(1.2D + 1.0E + 0.5L + 0.2S)$.

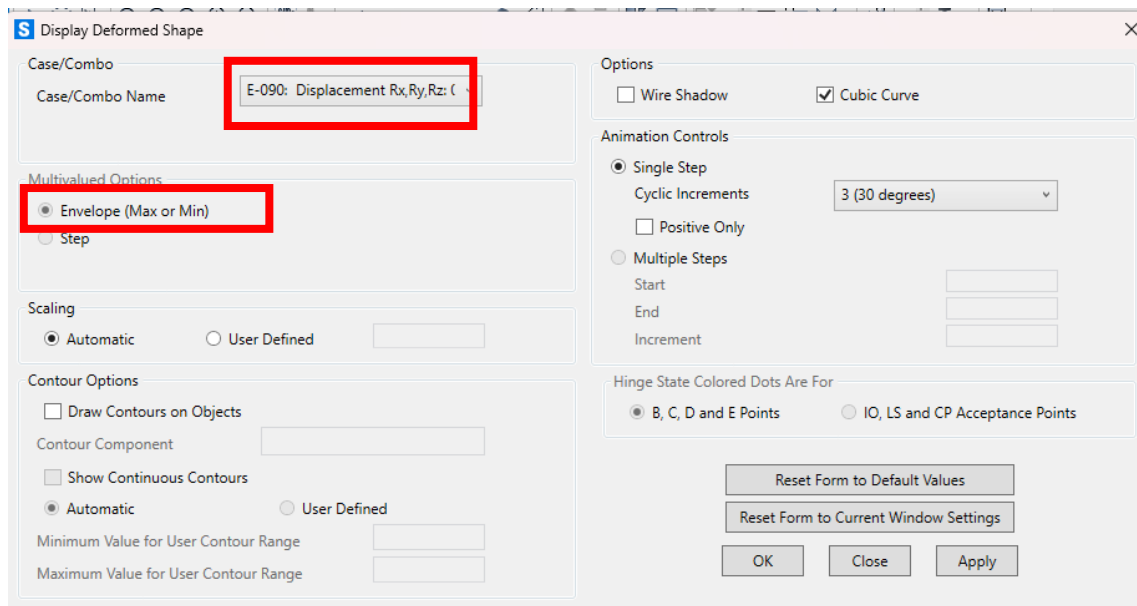


Figura 48: Pantalla de ingreso de combinaciones y/o datos, para mostrar la forma deformada de la estructura de estudio del Expediente N°2 .

Expediente Técnico N°3:

Análisis por cargas de gravedad (Peso propio de armaduras + carga viva):

Combinación de carga: (1.2D + 1.6 L + 0.5 (Lr ó S ó R)).

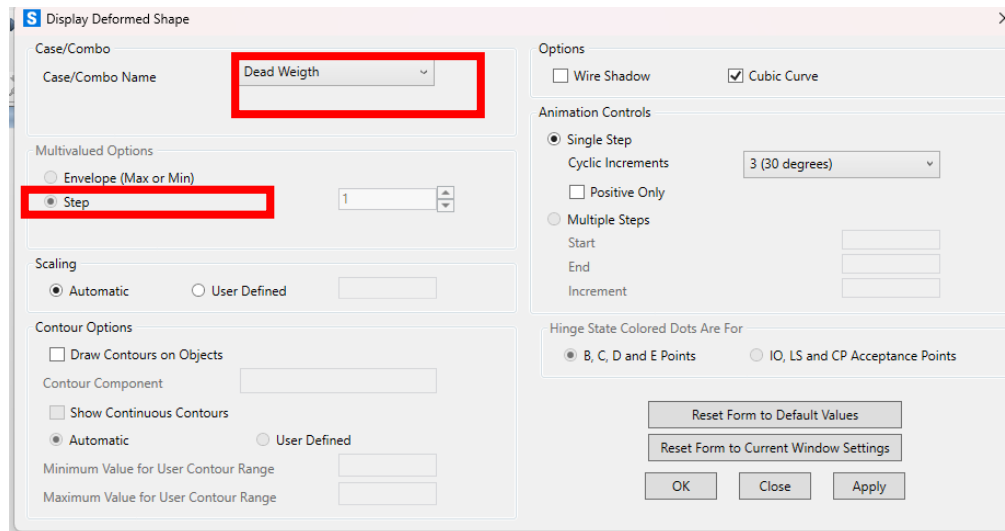


Figura 51: Pantalla de ingreso de combinaciones y/o datos, para mostrar la forma deformada de la estructura de estudio del Expediente N°3 .

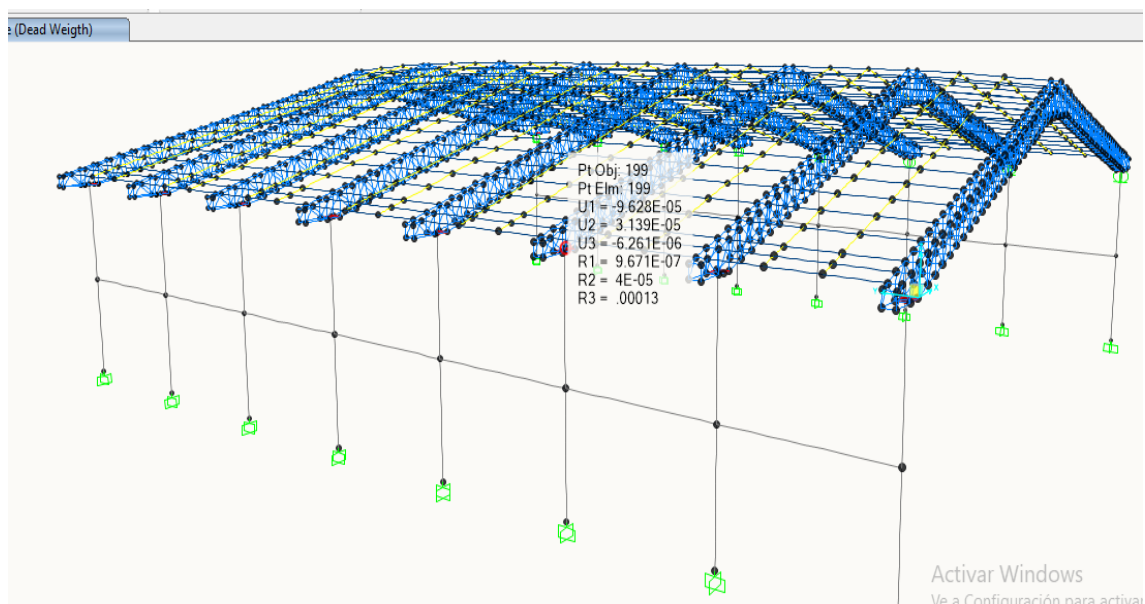


Figura 52: Forma deformada de la estructura de estudio del Expediente N°3

Análisis por cargas de gravedad + Carga de viento:

Combinación de carga: (1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5 (Lr ó S ó R)).

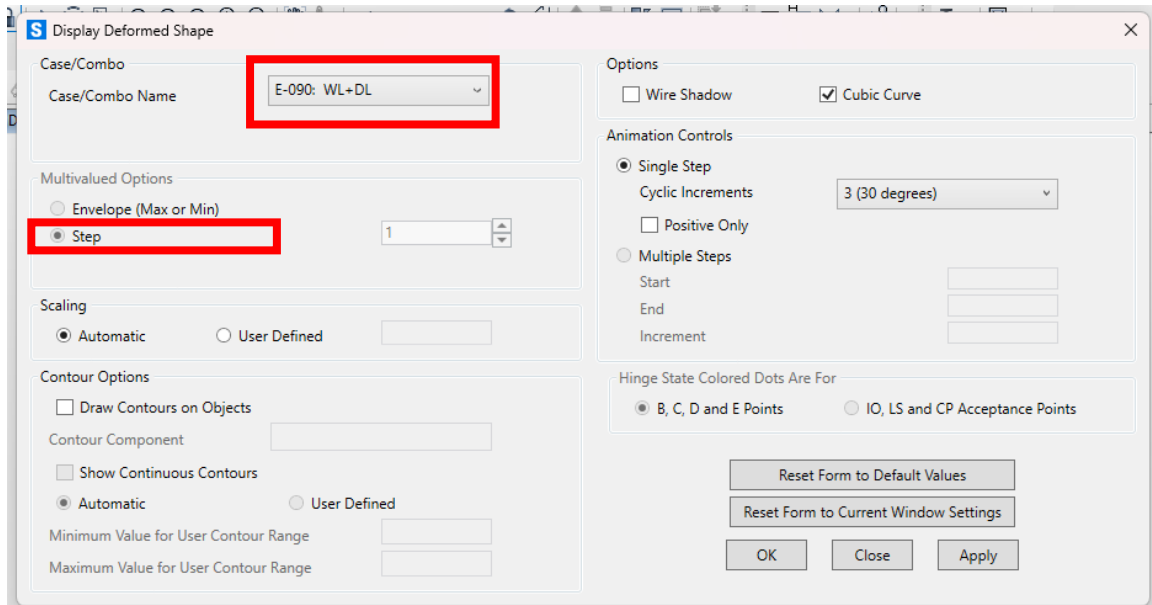


Figura 53: Pantalla de ingreso de combinaciones y/o datos, para mostrar la forma deformada de la estructura de estudio del Expediente N°3.

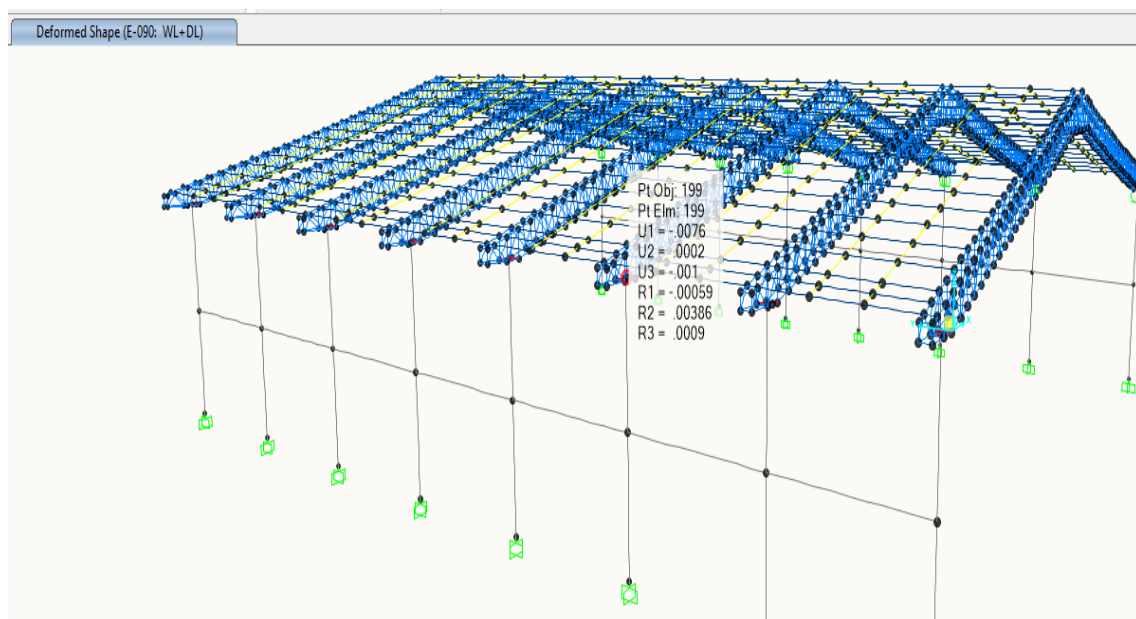


Figura 54: Forma deformada de la estructura de estudio del Expediente N°3

Análisis por cargas de gravedad + Sismo:

Combinación de carga: (1.2D + 1.0E + 0.5L + 0.2S).

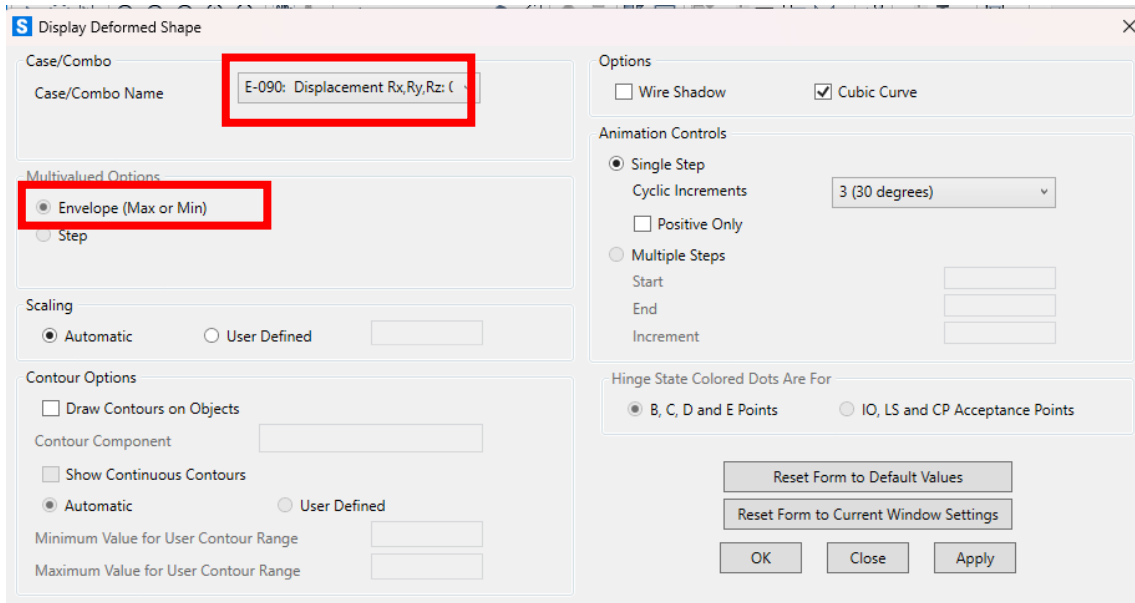


Figura 55: Pantalla de ingreso de combinaciones y/o datos, para mostrar la forma deformada de la estructura de estudio del Expediente N°3 .

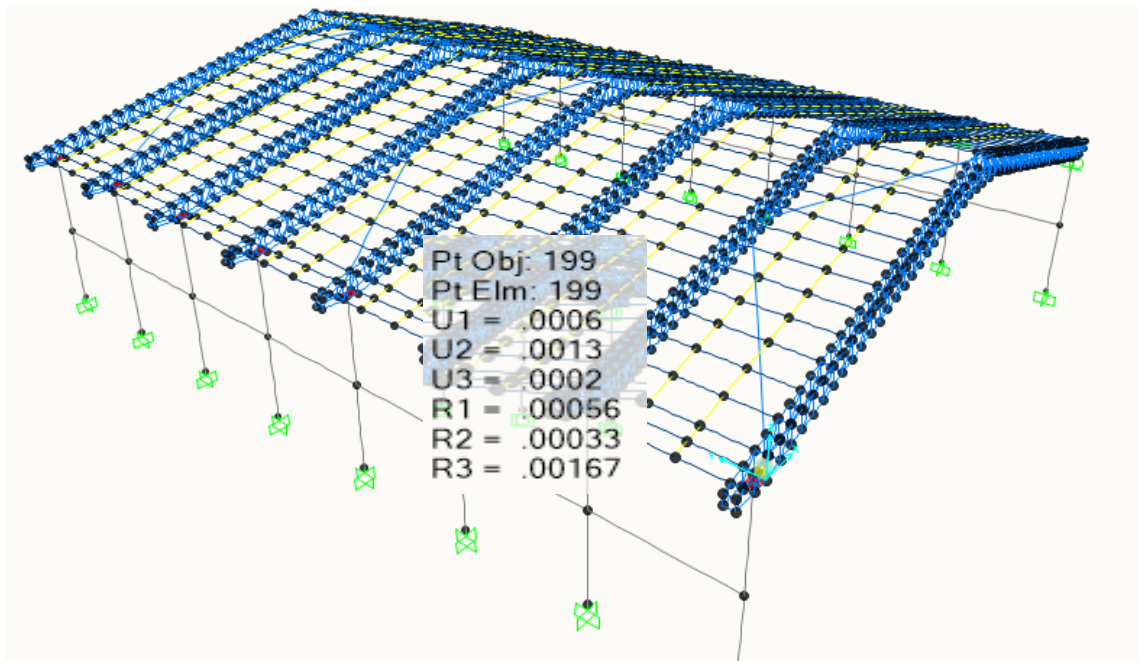


Figura 56: Forma deformada de la estructura de estudio del Expediente N°3

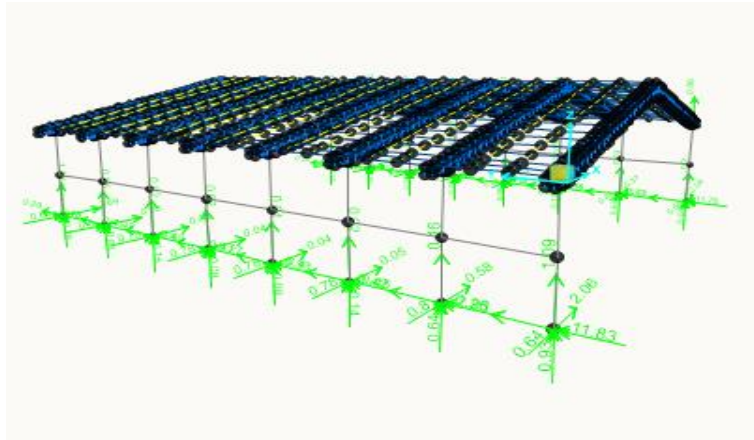


Figura 57: Reacciones de la estructura de estudio del Expediente N°3 .

Para la presente verificación y comparación se tomará el valor máximo de desplazamiento de cada cobertura de estudio en el centro de la cobertura (punto libre). Como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 14

Desplazamientos máximos de las diferentes combinaciones de carga

	Desplazamientos máximos					
	Cargas de gravedad		Cargas de gravedad + Carga de viento		Cargas de gravedad + Carga de Sismo	
	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y
Expediente N°1	0.001	0.0000028	0.036	0.00109	0.048	0.0015
Expediente N°2	0.0021	0.000078	0.023	0.014	0.0273	0.018
Expediente N°3	0.004	0.000013	0.0852	0.018	0.0882	0.0192

De la Tabla 14, y de las figuras 37, 38, 39, 40, 41, 42, 43, 44, 45, 46, 47, 48, 49, 50, 51, 52, 53, 54, 55, 56, 57; se muestran los desplazamientos máximos por las diferentes combinaciones de carga como lo son: cargas de gravedad, cargas de gravedad + carga de viento, cargas de gravedad + carga de sismo para nuestras tres muestras los cuales son 03 Expedientes técnicos; con estos valores obtenidos del Software SAP2000; procederemos a realizar los coeficientes de comparación para cada muestra en base a las diferentes combinaciones de carga; como se muestra a continuación.

Tabla 15

Coefficiente de comparación entre las diferentes combinaciones de Carga para cada muestra de estudio.

	Coeficiente de comparación					
	Expediente N°1		Expediente N°2		Expediente N°3	
	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y
Cargas de gravedad vs Cargas de gravedad + Carga de viento	0.028	0.003	0.091	0.006	0.047	0.001
Cargas de gravedad vs Cargas de gravedad + Carga de Sismo	0.021	0.002	0.077	0.004	0.047	0.001
Cargas de gravedad + Carga de viento vs Cargas de gravedad + Carga de Sismo	0.750	0.727	0.842	0.778	0.966	0.938

De la tabla 15, se realizó la verificación y la comparación entre las diferentes combinaciones de carga (Norma E.090). con los coeficientes de comparación obtenidos de los diferentes resultados en la dirección X y Y; se verifica que la combinación más adecuada y/o conservadora es la combinación de carga donde se implica la carga de sismo ya que ningún coeficiente de comparación supero la unidad (01), siendo el denominador la carga de gravedad + carga de sismo. Por lo que se concluye que la combinación de cargas donde se encuentra la carga de sismo es la más adecuada de utilizar para este tipo de análisis, además que se desarrollara la presente investigación con cargas dinámica y se trabajara con la “envolvente”, como se aprecia en la figura 41, 48 y 45.

CAPITULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1. Presentación de Resultados

4.1.1. Desplazamientos Máximos

Expediente Técnico N°1:

“Construcción de cobertura de instalaciones deportivas; en el (la) caserío Vista Alegre Zonanga, distrito de Jaén, provincia de Jaén, departamento de Cajamarca” con CUI 2505486; el cual *cuenta con Resolución de aprobación*: RESOLUCIÓN DE GERENCIA MUNICIPAL N°238-2021-3PJ/GM.

Tabla 16

Desplazamientos Máximos en el Eje X y Y.

Columna EJE Y	Eje X		Eje y	
	R = 8	R = 2.5	R = 8	R = 2.5
1	0.0154	0.015	0.036	0.0171
2	0.0316	0.0308	0.034	0.0172
3	0.0319	0.0322	0.035	0.0172
4	0.0313	0.0339	0.034	0.0172
5	0.0319	0.0322	0.035	0.0172
6	0.0316	0.0308	0.034	0.0172
7	0.0154	0.015	0.036	0.0171

En la tabla 16 y en las figuras 58, 59, 60, se observa que todas las columnas su desplazamiento en la dirección del eje X es similar entre el factor de reducción de respuesta sísmica “R =8” y “R=2.5”; pero hay un aumento considerable en el desplazamiento en la dirección del eje Y, llegando haber una diferencia de hasta 2 veces más entre los valores de desplazamiento obtenidos con un “R = 8” vs “R = 2.5”

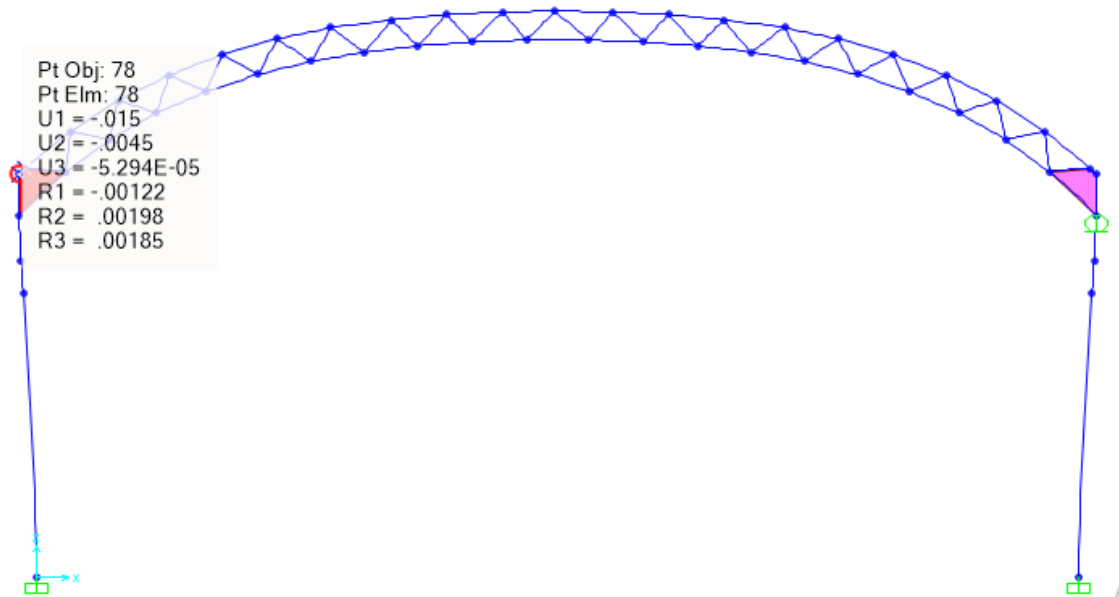


Figura 58: Desplazamientos en el programa SAP 2000 con $R = 8$

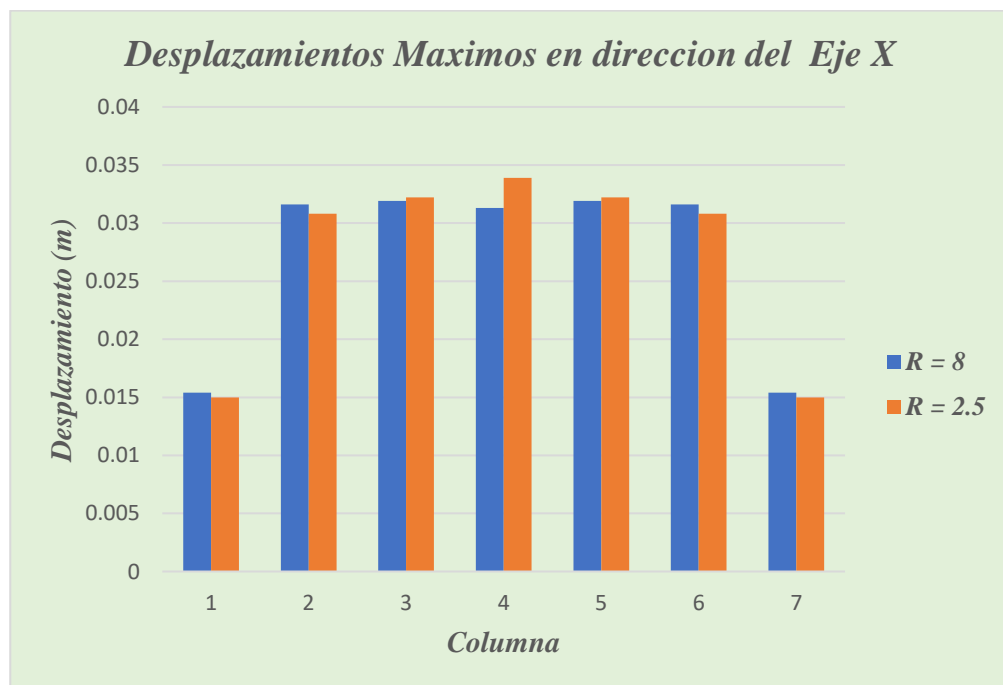


Figura 59: Desplazamientos Máximos en dirección al eje x, en las diferentes columnas de la cobertura

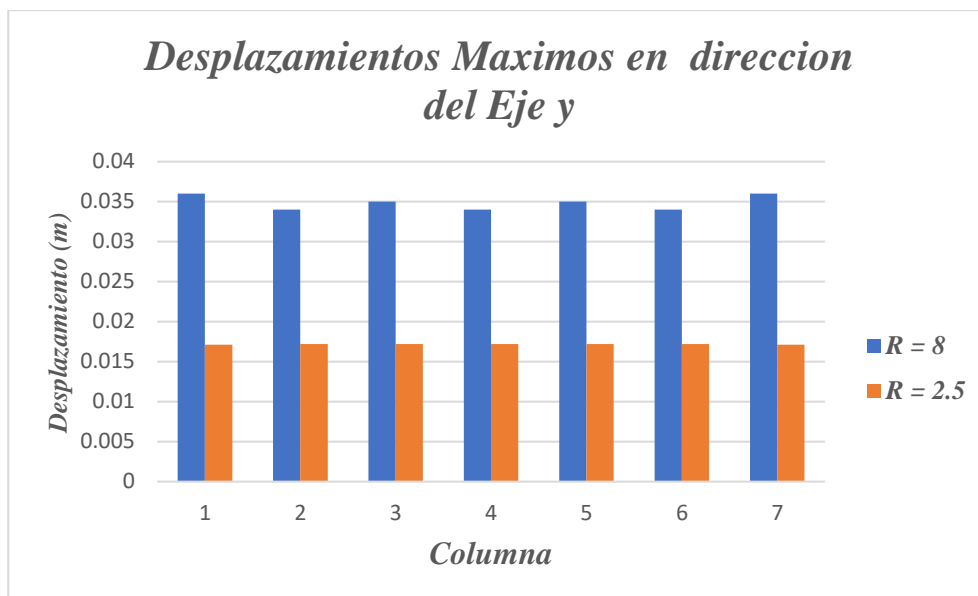


Figura 60: Desplazamientos Máximos en dirección al eje “Y”, en las diferentes columnas de la cobertura.

Expediente Técnico N°2:

“Construcción de techos duros; en el (la) IE Nicanor Reatigui Del Águila – Nuevo Progreso en la localidad Nuevo Progreso, distrito Nuevo Progreso, provincia Tocache, departamento San Martín”, con CUI 2466733; el cual *cuenta con Resolución de aprobación:* RESOLUCIÓN DE GERENCIA N°0016-2020-GRSM-GTAH-T-MRAH-T/G.

Tabla 17

Desplazamientos Máximos en el Eje X y Y.

Columna EJE Y	Eje X		Eje y	
	R = 8	R = 2.5	R = 8	R = 2.5
1	0.012	0.032	0.0018	0.0063
2	0.012	0.032	0.0013	0.0049
3	0.012	0.032	0.0027	0.0049
4	0.012	0.032	0.0033	0.005
5	0.012	0.032	0.0025	0.0048
6	0.012	0.032	0.0013	0.0046
7	0.012	0.032	0.0017	0.0059

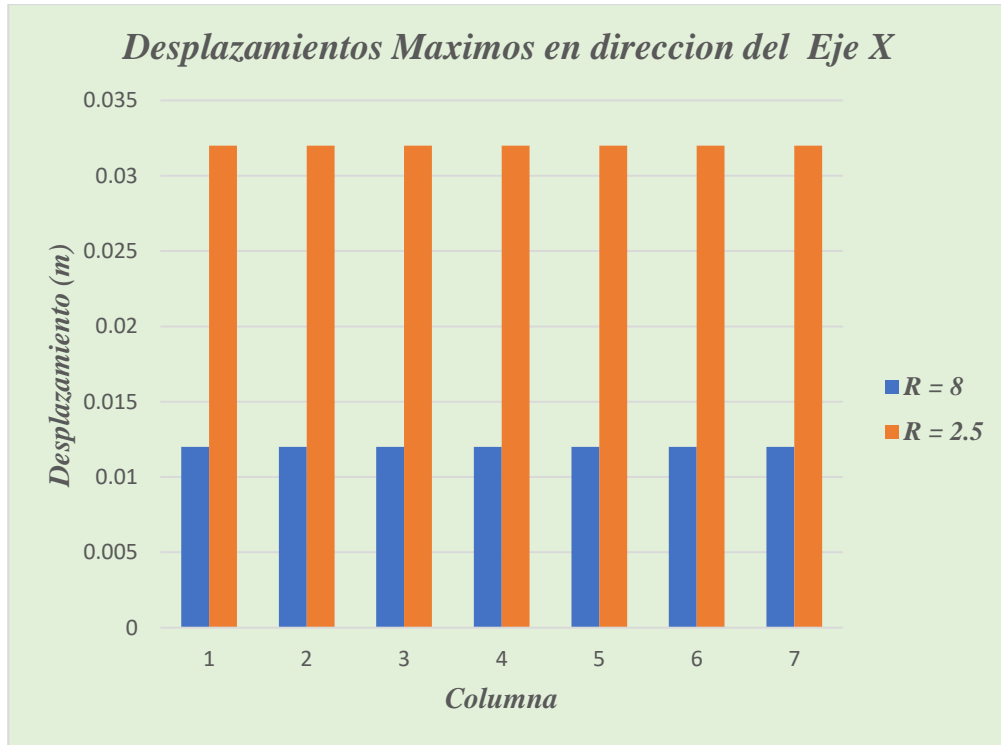


Figura 61: Desplazamientos Máximos en dirección al eje x, en las diferentes columnas de la cobertura.

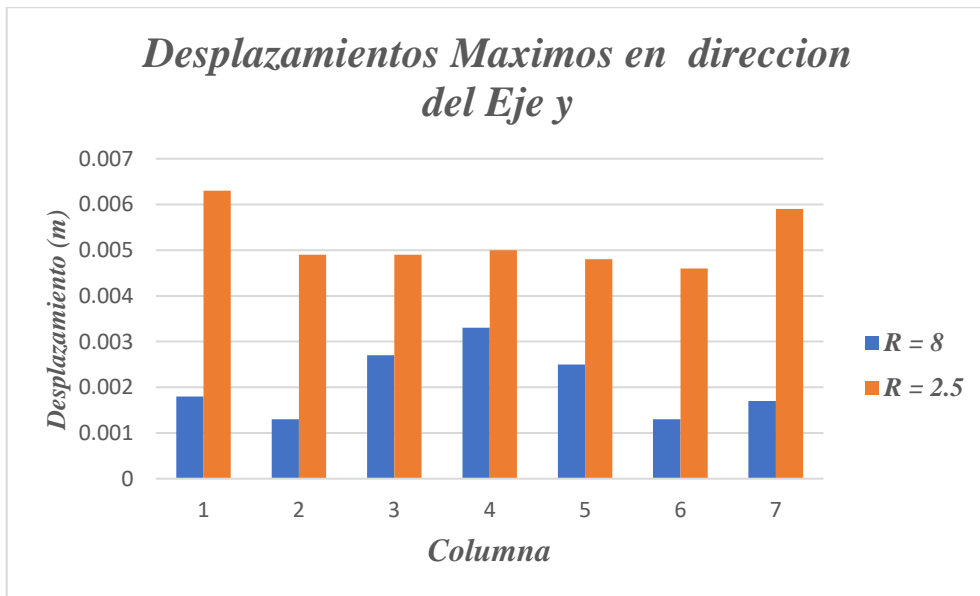


Figura 62: Desplazamientos Máximos en dirección al eje “Y”, en las diferentes columnas de la cobertura

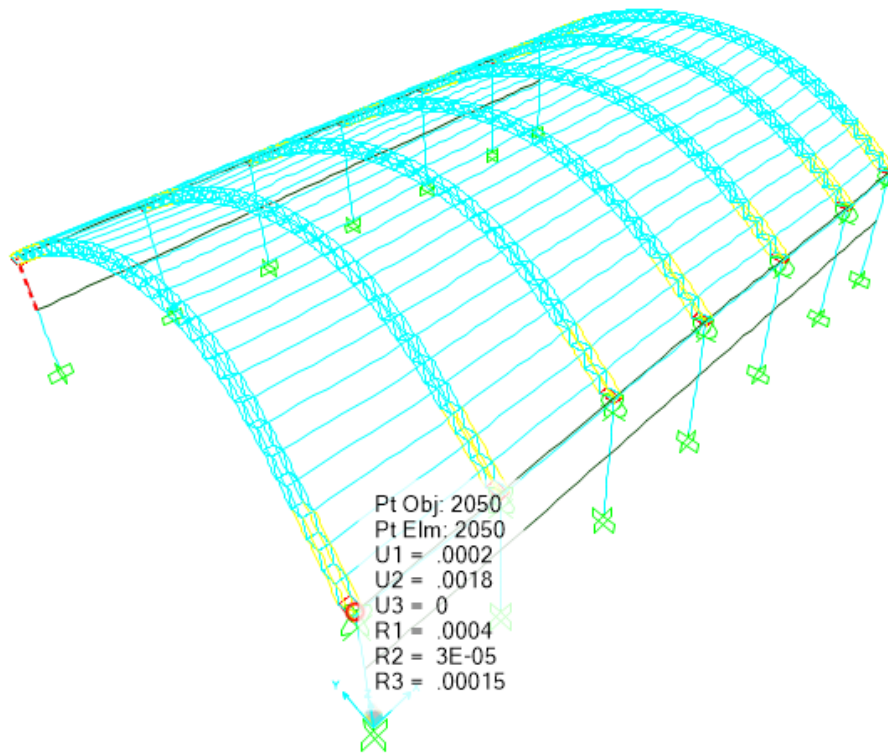


Figura 63: Desplazamientos en el programa SAP 2000 con $R = 8$

En la tabla 17 y en las figuras 61, 62, 63, se observa que todas las columnas su desplazamiento en la dirección del eje X no es similar entre el factor de reducción de respuesta sísmica “ $R = 8$ ” y “ $R = 2.5$ ” variando casi 3 veces; al igual que en el desplazamiento en la dirección del eje Y, llegando haber una diferencia de hasta 4 veces más entre los valores de desplazamiento obtenidos con un “ $R = 8$ ” vs “ $R = 2.5$ ”

Expediente Técnico N°3:

“Construcción de cobertura; en el (la) losa deportiva (techo metálico) Gregorio Lecca Franco en la localidad Huaylillas, provincia Patate, departamento La Libertad” con CUI 2480483; el cual **cuenta con Resolución de aprobación:** RESOLUCIÓN DE ALCALDÍA N°0114-2020-MDH.

Tabla 18

Desplazamientos Máximos en el Eje X y Y.

Columna	Eje X		Eje y	
	R = 8	R = 2.5	R = 8	R = 2.5
EJE Y				
1	0.0023	0.0103	0.0003	0.0009
2	0.0005	0.0026	0.0003	0.0009
3	0.0001	0.0003	0.0003	0.0009
4	0.0001	0.0002	0.0003	0.0009
5	0.0001	0.0002	0.0003	0.0009
6	0.0001	0.003	0.0003	0.0009
7	0.0005	0.0026	0.0003	0.0009
8	0.0023	0.0103	0.0003	0.0009

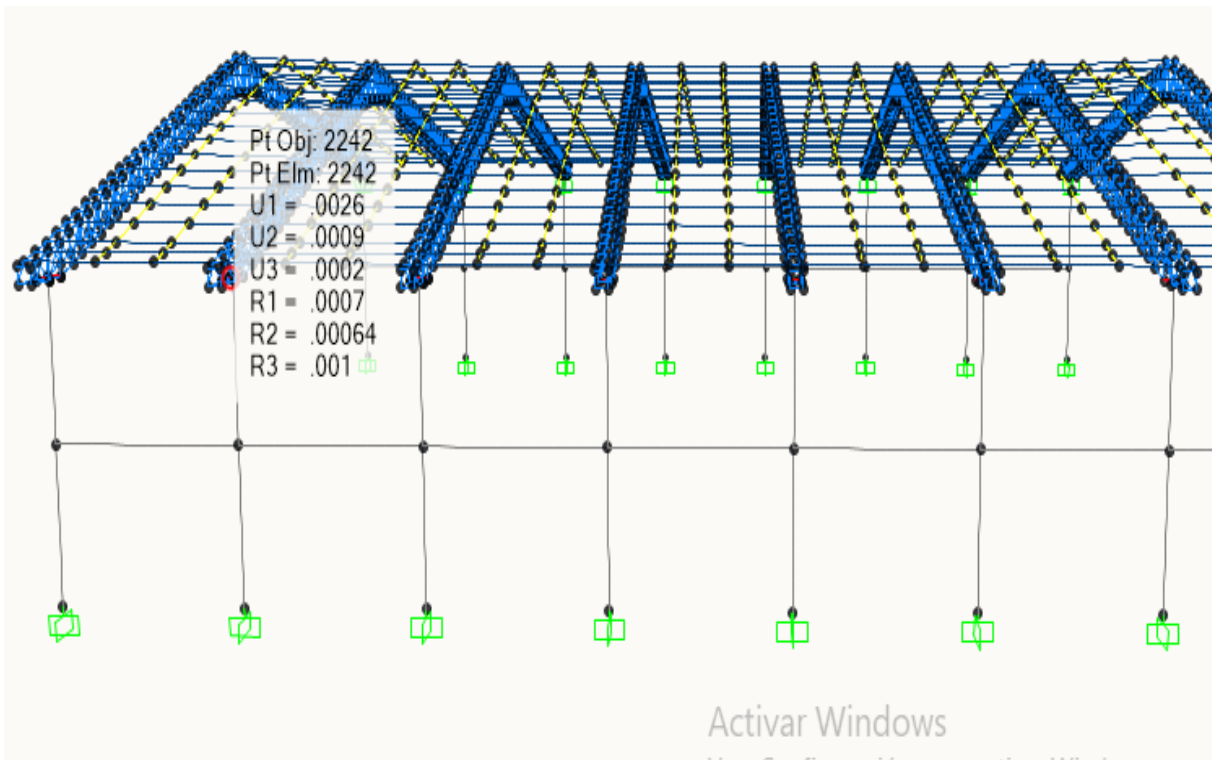


Figura 64: Desplazamientos en el programa SAP 2000 con R = 2.5

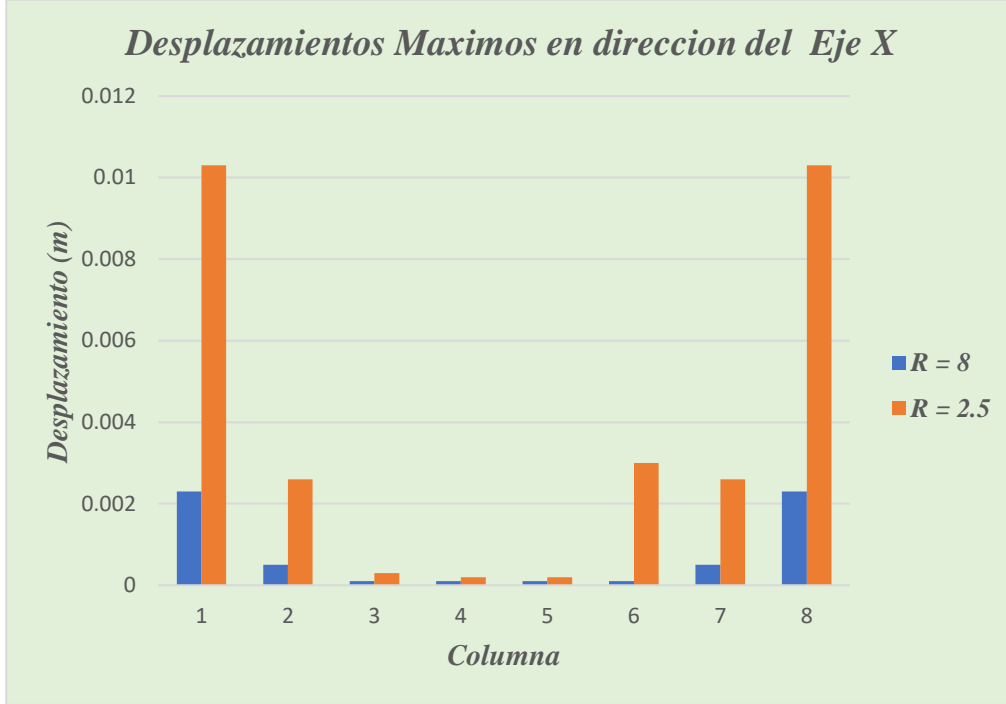


Figura 65: Desplazamientos Máximos en dirección al eje x, en las diferentes columnas de la cobertura.

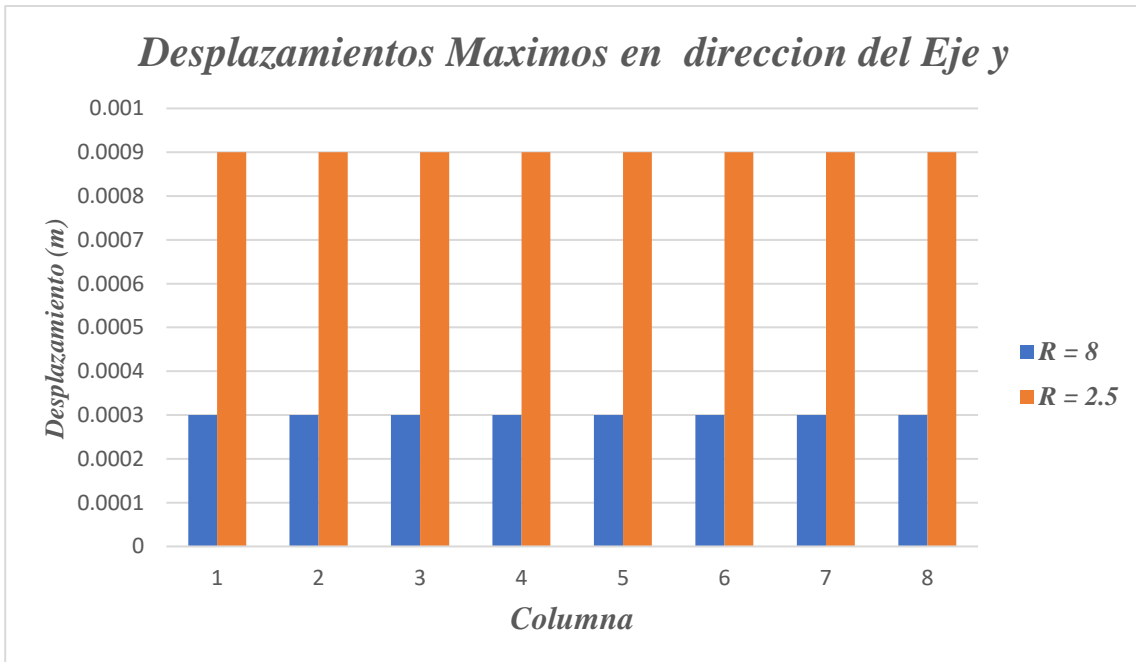


Figura 66: Desplazamientos Máximos en dirección al eje “Y”, en las diferentes columnas de la cobertura.

En la tabla 18 y en las figuras 64, 65, 66, se observa que todas las columnas su desplazamiento en la dirección del eje X no es similar entre el factor de reducción de respuesta sísmica “R =8” y “R=2.5” variando más de 3 veces; al igual que en el desplazamiento en la dirección del eje Y, llegando haber una diferencia de hasta 3 veces más entre los valores de desplazamiento obtenidos con un “R =8” vs “R=2.5”

4.1.2. Derivas ó Distorsión Máximas

De acuerdo al RNE. Norma E.030 en el capítulo 5. Requisitos de Rigidez, resistencia y ductilidad; ítem 5.2. Desplazamientos laterales admisibles, tenemos que:

$$Deriva = \frac{\Delta_j}{h_{ej}}$$

Tabla 19

Límites para la distorsión (deriva) del entrepiso

Material Predominante	Deriva
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de Concreto Armado con Muros de Ductilidad limitada	0.005

Nota: Los límites de la distorsión (deriva) para estructuras de uso industrial serán establecidos por el proyectista, pero en ningún caso excederán el doble de los valore de la tabla.

$$\text{Limite de la Deriva Maxima} \leq 0.014$$

Para la presente verificación se tomará el valor máximo de desplazamiento de cada cobertura de estudio. Como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 20

Derivas Máximas de cada cobertura

Cobertura	Deriva Máxima				Límite de Deriva Máxima	
	Eje x-x		Eje y-y			
	R = 8	R = 2.5	R = 8	R = 2.5		
Expediente N°1	0.004797	0.005098	0.0054135	0.0025865	0.014	Cumplen todas las derivas
Expediente N°2	0.001791	0.004776	0.0004925	0.0009403	0.014	Cumplen todas las derivas
Expediente N°3	0.000383	0.001717	0.00005	0.00015	0.014	Cumplen todas las derivas

De la tabla 20 se concluye que hay una variación de las derivas cuando se trabaja con un factor de reducción de respuesta sísmica “R =8” y con “R = 2.5”; pero en ambos casos se cumple con el límite de la deriva máxima que por ende los dos valores son funcionales y aceptados hasta el momento.

4.1.3. Momentos Últimos Máximos.

Para la presentación de resultados de los momentos últimos, se analizarán solamente los momentos últimos máximos de cada cobertura, ya que por temas constructivos se estandariza el diseño de las columnas, por ende, se analiza los momentos más críticos de cada cobertura para los diferentes R de estudio, en este caso “R = 8” y “R = 2.5”, a continuación, se muestra los resultados de cada cobertura.

Expediente Técnico N°1 :

“Construcción de cobertura de instalaciones deportivas; en el (la) caserío Vista Alegre Zonanga, distrito de Jaén, provincia de Jaén, departamento de Cajamarca” con CUI

2505486; el cual *cuenta con Resolución de aprobación*: RESOLUCIÓN DE GERENCIA MUNICIPAL N°238-2021-3PJ/GM.

Factor de reducción de respuesta Sísmica “R = 8”

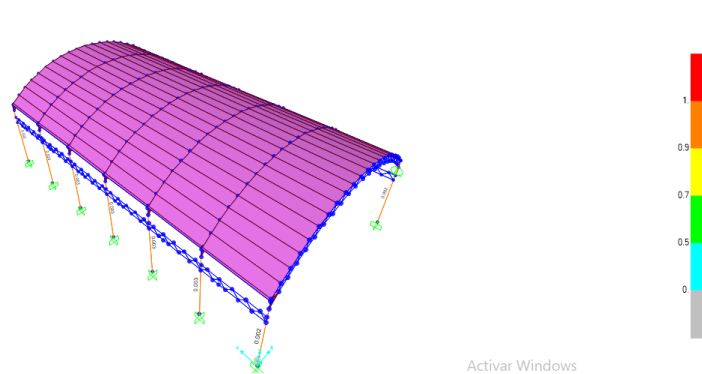


Figura 67: En la captura del programa SAP 2000 se puede observar que el diseño de la columna cumple con un “R = 8”

```

Element      : 210          B=0.3          D=0.5          dc=0.
Section ID   : COLUMNA     E=2173706.5    fc=2100.       Lt.Wt. Fac.=1.
Combo ID     : E-090: 1.4 - 1 L=6.278        Fy=42000.      fys=42000.
Station Loc  : 6.278          RLLF=1.

Phi(Compression-Spiral): 0.75
Phi(Compression-Tied):  0.7
Phi(Tension Controlled): 0.9
Phi(Shear):                0.85
Phi(Seismic Shear):        0.6
Phi(Joint Shear):          0.85

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN FOR PU, M2, M3
      Rebar   Rebar   Design   Design   Design
      Area    %       Pu       Mu2      Mu3
      0.002   1.     7.869   -0.201  -10.107
    
```

Figura 68: En la captura del programa SAP 2000 se puede observar el momento ultimo máximo para un “R = 8”

En la figura 68, podemos apreciar los momentos últimos, siendo estos:

Tabla 21

Momento Máximo ultimo para un “R = 8” de cobertura N° 1

DEMANDA MAXIMA		
<i>Pu</i>	<i>Mu2</i>	<i>Mu3</i>
7.869	-0.201	-10.107

Para la evaluación de nuestros dos (02) factores de reducción de respuesta sísmica “R”, evaluaremos a través de los diagramas de iteración en “x” y en “y” respectivamente, para un “R = 8”; además tenemos columnas de diseño de 0.50m x 0.30m, con 4 f 5/8 y 2 f 1/2.

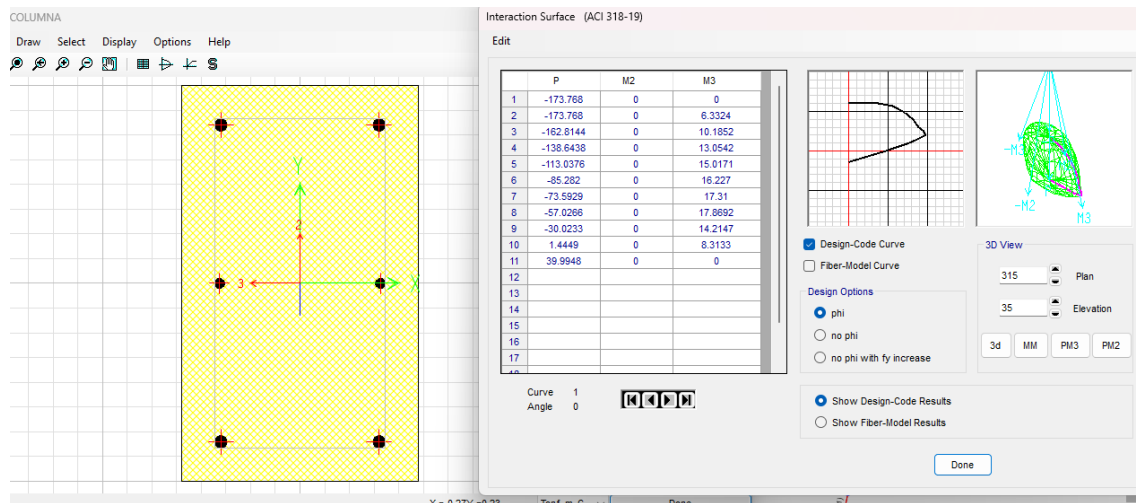


Figura 69: En la captura del programa SAP 2000 se puede el dimensionamiento de la columna, distribución de acero de la misma y su diagrama de iteración de la misma para un “R = 8”.

Tabla 22

Diagrama de iteración "X"

Curva 1 - 0°				Curva 13 - 180°			
1	173.768	0	0	1	173.768	0	0
2	173.768	0	-6.3324	2	173.768	0	6.3324
3	162.8144	0	-10.1852	3	162.8144	0	10.1852
4	138.6438	0	-13.0542	4	138.6438	0	13.0542
5	113.0376	0	-15.0171	5	113.0376	0	15.0171
6	85.282	0	-16.227	6	85.282	0	16.227
7	73.5929	0	-17.31	7	73.5929	0	17.31
8	57.0266	0	-17.8692	8	57.0266	0	17.8692
9	30.0233	0	-14.2147	9	30.0233	0	14.2147
10	-1.4449	0	-8.3133	10	-1.4449	0	8.3133
11	-39.9948	0	0	11	-39.9948	0	0

Se realiza el gráfico del diagrama de iteraciones en el “x” a partir de la Tabla 22, además que se ubicará en este diagrama de iteraciones la demanda máxima en “x” (Mu3), dicho valores saldrá de la Tabla 21.

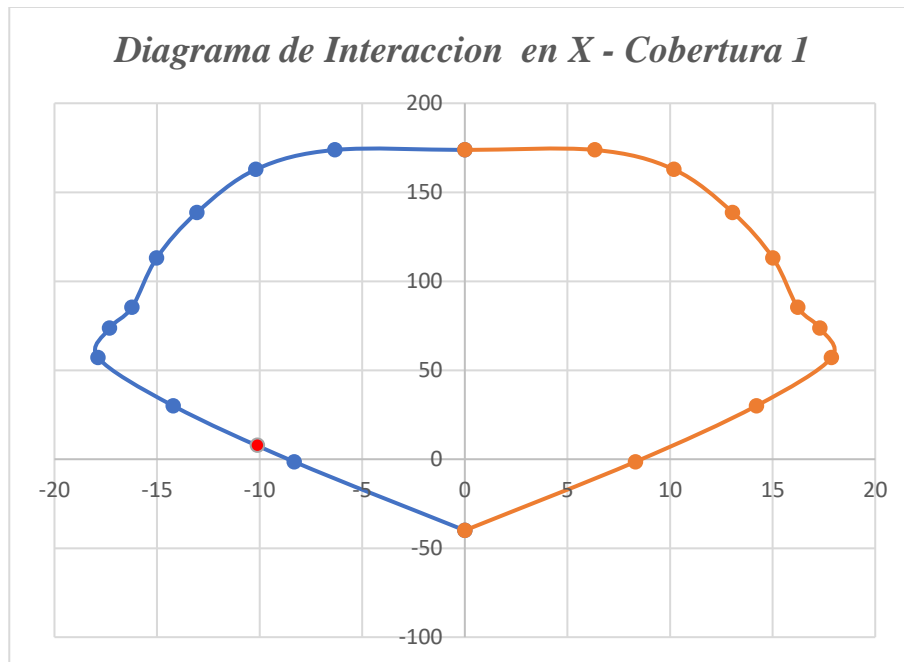


Figura 70: Se observa que el momento último máximo en “x” (punto rojo) para un “R = 8”, está dentro del diagrama de iteración, por lo que la distribución del acero es la adecuada.

Tabla 23

Diagrama de iteración "Y"

	<i>Curva 7 - 90°</i>		<i>Curva 19 -270°</i>	
1	173.768	0 0	173.768	0 0
2	173.768	-3.9866 0	173.768	3.9866 0
3	160.8104	-6.3155 0	160.8104	6.3155 0
4	135.5007	-8.0598 0	135.5007	8.0598 0
5	108.6103	-9.2153 0	108.6103	9.2153 0
6	78.4769	-9.8747 0	78.4769	9.8747 0
7	67.8589	-10.239 0	67.8589	10.239 0
8	53.4673	-10.0993 0	53.4673	10.0993 0
9	25.0675	-7.5285 0	25.0675	7.5285 0
10	-18.4856	-2.9131 0	-18.4856	2.9131 0
11	-39.9948	0 0	-39.9948	0 0

Se realiza el gráfico del diagrama de iteraciones en el “x” a partir de la Tabla 23, además que se ubicará en este diagrama de iteraciones la demanda máxima en “y” (Mu2), dicho valores saldrá de la Tabla 21.

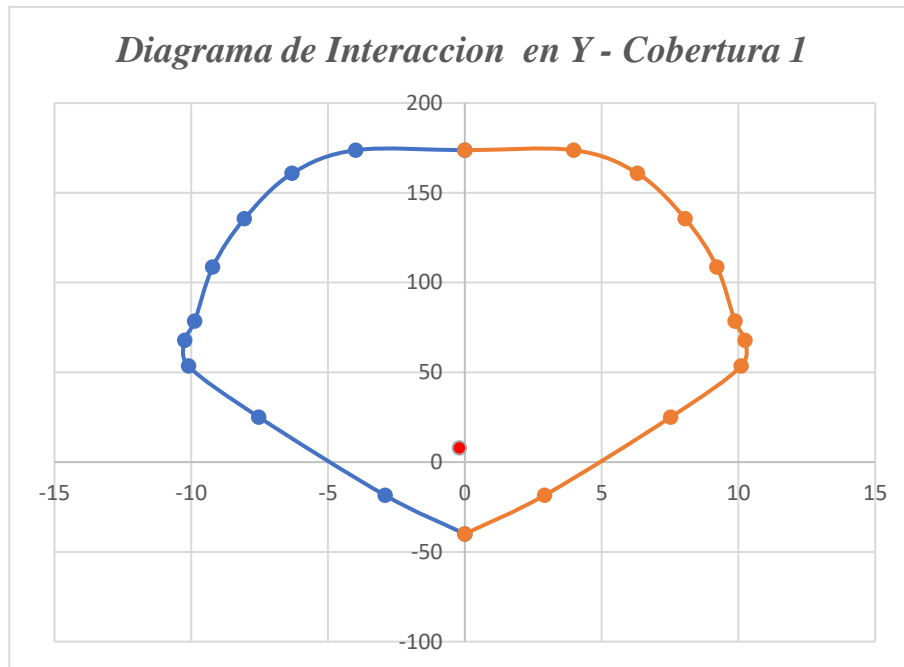


Figura 71: Se observa que el momento último máximo en “y” (punto rojo) para un “R = 8”, está dentro del diagrama de iteración, por lo que la distribución del acero es la adecuada.

Factor de reducción de respuesta Sísmica “R = 2.5”

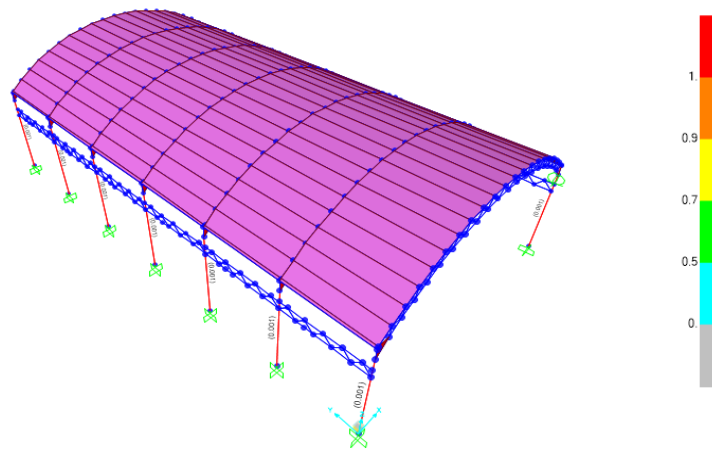


Figura 72: En la captura del programa SAP 2000 se puede observar que el diseño de la columna cumple con un “R = 2.5”

```

Element      : 210          B=0.3          D=0.5          dc=0.
Section ID   : COLUMNNA    E=2173706.5    fc=2100.       Lt.Wt. Fac.=1.
Combo ID     : U - LRFD    L=6.278        Fy=42000.     fys=42000.
Station Loc  : 6.278      RLLF=1.

```

```

Phi(Compression-Spiral): 0.75      Overstrength Factor: 1.25
Phi(Compression-Tied):  0.7
Phi(Tension Controlled): 0.9
Phi(Shear):              0.85
Phi(Seismic Shear):      0.6
Phi(Joint Shear):        0.85

```

```

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT CHECK FOR PU, M2, M3

```

Capacity Ratio	Rebar %	Design Pu	Design Mu2	Design Mu3
2.524	0.705	1.462	-3.71	-21.433

Figura 73: En la captura del programa SAP 2000 se puede observar el momento ultimo máximo para un “R = 2.5”

En la figura 73, podemos apreciar los momentos últimos, siendo estos:

Tabla 24

Momento Máximo ultimo para un “R = 2.5” de cobertura N° 1

DEMANDA MAXIMA		
Pu	Mu2	Mu3
1.462	-3.71	-21.433

Para la evaluación de nuestros dos (02) factores de reducción de respuesta sísmica “R”, evaluaremos a través de los diagramas de iteración en “x” y en “y” respectivamente, para un “R = 2.5; además tenemos columnas de diseño de 0.50m x 0.30m, con 4 f 5/8 y 2 f 1/2.

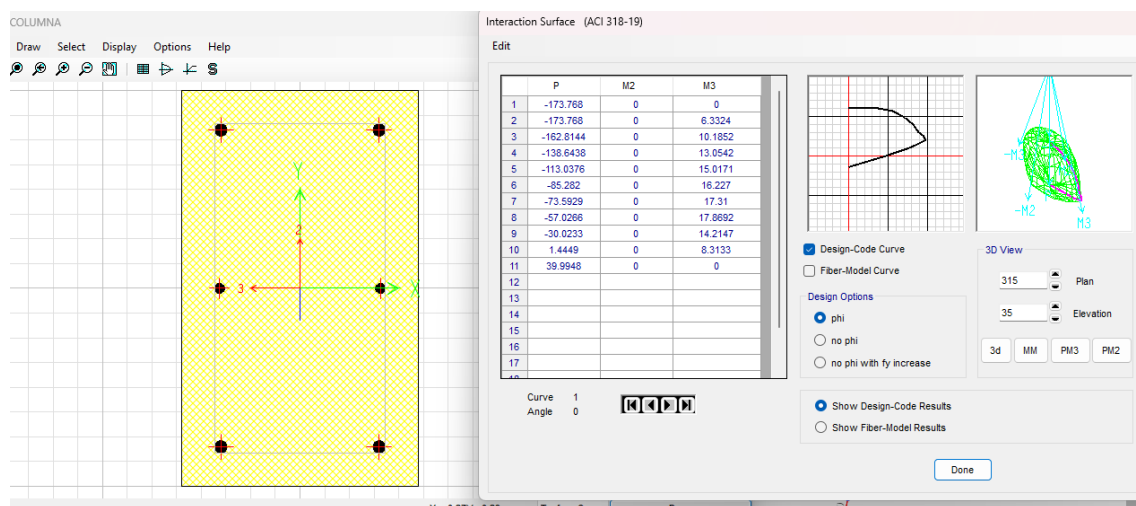


Figura 74: En la captura del programa SAP 2000 se puede el dimensionamiento de la columna, distribución de acero de la misma y su diagrama de iteración de la misma para un “R = 2.5”.

Tabla 25

Diagrama de iteración "X"

Curva 1 - 0°			Curva 13 - 180°				
1	173.768	0	0	1	173.768	0	0
2	173.768	0	-6.3324	2	173.768	0	6.3324
3	162.8144	0	-10.1852	3	162.8144	0	10.1852
4	138.6438	0	-13.0542	4	138.6438	0	13.0542
5	113.0376	0	-15.0171	5	113.0376	0	15.0171
6	85.282	0	-16.227	6	85.282	0	16.227
7	73.5929	0	-17.31	7	73.5929	0	17.31
8	57.0266	0	-17.8692	8	57.0266	0	17.8692
9	30.0233	0	-14.2147	9	30.0233	0	14.2147
10	-1.4449	0	-8.3133	10	-1.4449	0	8.3133
11	-39.9948	0	0	11	-39.9948	0	0

Se realiza el gráfico del diagrama de iteraciones en el "x" a partir de la Tabla 25, además que se ubicará en este diagrama de iteraciones la demanda máxima en "x" (Mu3), dicho valores saldrá de la Tabla 24.

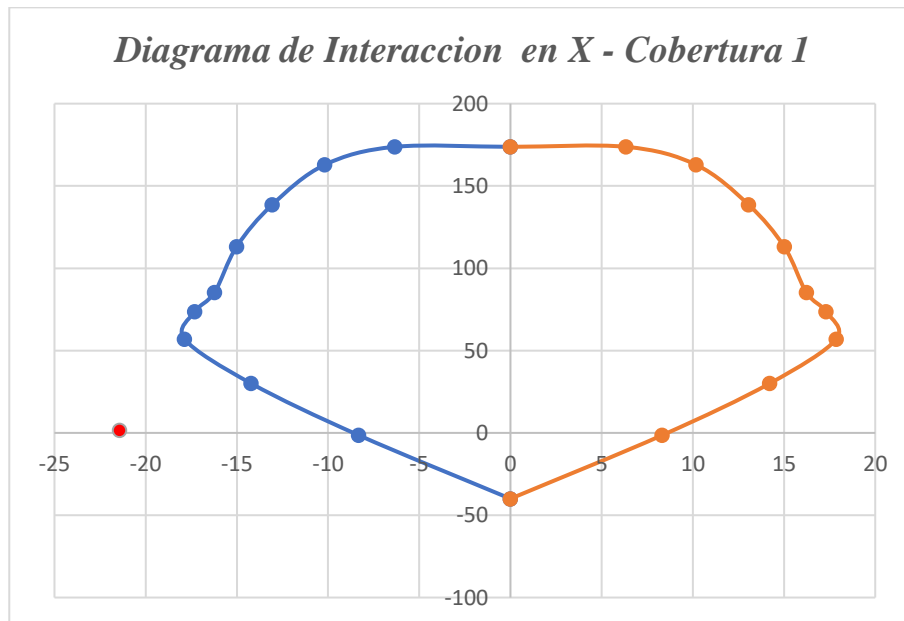


Figura 75: Se observa que el momento último máximo en "x" (punto rojo) para un "R = 2.5", está fuera del diagrama de iteración, por lo que la distribución del acero no es la adecuada.

Tabla 26*Diagrama de iteración "Y"*

	<i>Curva 7 - 90°</i>			<i>Curva 19 - 270°</i>		
1	173.768	0	0	173.768	0	0
2	173.768	-3.9866	0	173.768	3.9866	0
3	160.8104	-6.3155	0	160.8104	6.3155	0
4	135.5007	-8.0598	0	135.5007	8.0598	0
5	108.6103	-9.2153	0	108.6103	9.2153	0
6	78.4769	-9.8747	0	78.4769	9.8747	0
7	67.8589	-10.239	0	67.8589	10.239	0
8	53.4673	-10.0993	0	53.4673	10.0993	0
9	25.0675	-7.5285	0	25.0675	7.5285	0
10	-18.4856	-2.9131	0	-18.4856	2.9131	0
11	-39.9948	0	0	-39.9948	0	0

Se realiza el gráfico del diagrama de iteraciones en el "y" a partir de la Tabla 26, además que se ubicará en este diagrama de iteraciones la demanda máxima en "y" (Mu2), dicho valores saldrá de la Tabla 24.

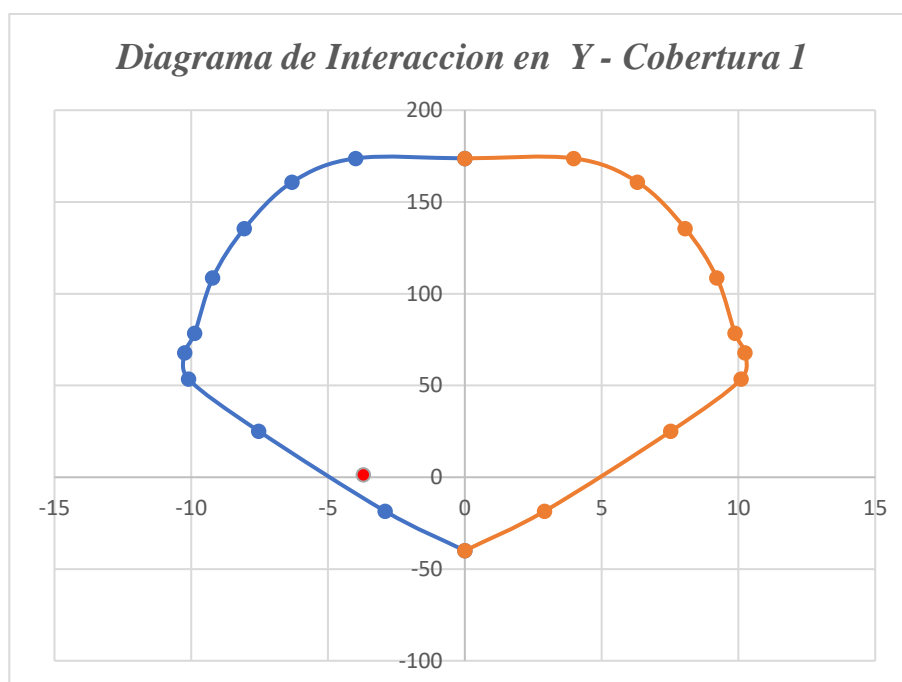


Figura 76: Se observa que el momento último máximo en "y" (punto rojo) para un "R = 2.5", está dentro del diagrama de iteración, por lo que la distribución del acero es la adecuada en esta dirección.

Expediente Técnico N°2:

“Construcción de techos duros; en el (la) IE Nicanor Reatigui Del Águila – Nuevo Progreso en la localidad Nuevo Progreso, distrito Nuevo Progreso, provincia Tocache, departamento San Martín”, con CUI 2466733; el cual *cuenta con Resolución de aprobación:* RESOLUCIÓN DE GERENCIA N°0016-2020-GRSM-GTAH-T-MRAH-T/G.

Factor de reducción de respuesta Sísmica “R = 8”

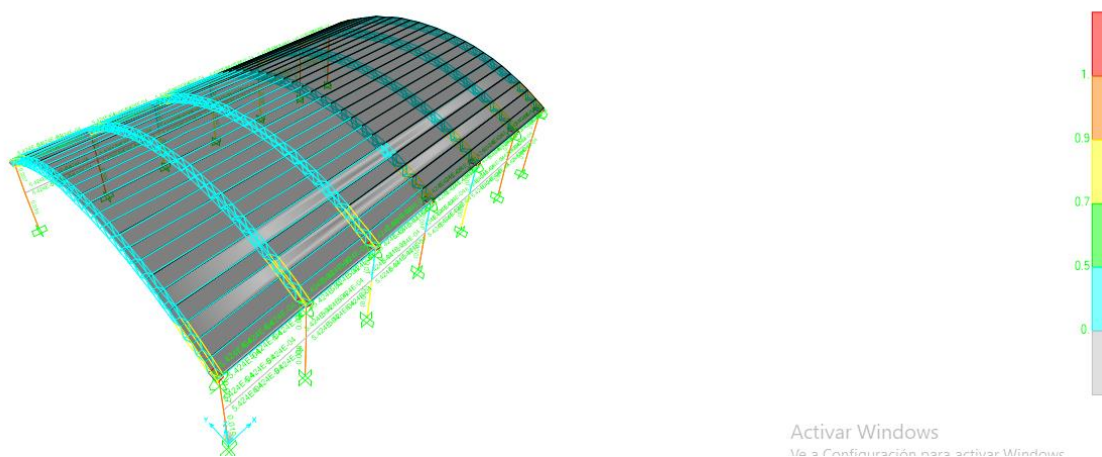


Figura 77: En la captura del programa SAP 2000 se puede observar que el diseño de la columna cumple con un “R = 8”

```

Element      : 674                E=0.6          D=0.8          dc=0.
Section ID   : COLUMNNA           E=2173706.51   fc=2100.       Lt.Wt. Fac.=1.
Combo ID     : A4.3d             L=3.45         Fy=42000.      fys=42000.
Station Loc  : 0.                RLLF=1.

Phi(Compression-Spiral): 0.75
Phi(Compression-Tied): 0.65
Phi(Tension Controlled): 0.9
Phi(Shear): 0.75
Phi(Seismic Shear): 0.6
Phi(Joint Shear): 0.85

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT CHECK FOR PU, M2, M3
Capacity Rebar Design Design Design
Ratio % Pu Mu2 Mu3
0.905 1.387 5.91 -57.78 0.232
    
```

Figura 78: En la captura del programa SAP 2000 se puede observar el momento ultimo máximo para un “R = 8”

En la figura 78, podemos apreciar los momentos últimos, siendo estos:

Tabla 27

Momento Máximo ultimo para un "R = 8" de cobertura N° 2

DEMANDA MAXIMA		
<i>Pu</i>	<i>Mu2</i>	<i>Mu3</i>
5.91	-57.78	0.232

Para la evaluación de nuestros dos (02) factores de reducción de respuesta sísmica "R", evaluaremos a través de los diagramas de iteración en "x" y en "y" respectivamente, para un "R = 8; además tenemos columnas de diseño de 0.80m x 0.60m, con 4 f 1 ¼" y 8 f 1".

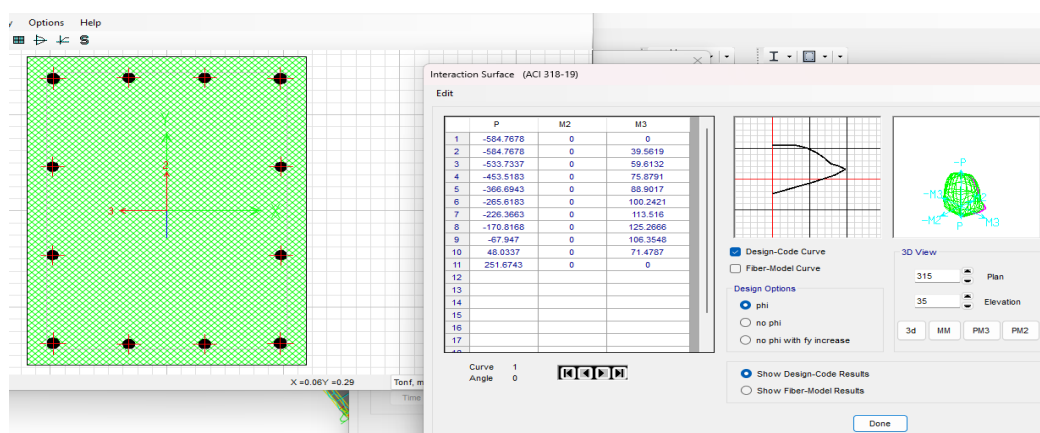


Figura 79: En la captura del programa SAP 2000 se puede el dimensionamiento de la columna, distribución de acero de la misma y su diagrama de iteración de la misma para un "R = 8".

Tabla 28

Diagrama de iteración "X"

	Curva 1 - 0°				Curva 13 - 180°		
1	584.7678	0	0	1	584.7678	0	0
2	584.7678	0	19.5619	2	584.7678	0	-19.5619
3	533.7337	0	39.6132	3	533.7337	0	-39.6132
4	453.5183	0	55.8791	4	453.5183	0	-55.8791
5	366.6943	0	68.9017	5	366.6943	0	-68.9017
6	265.6183	0	80.2421	6	265.6183	0	-80.2421
7	226.3663	0	93.516	7	226.3663	0	-93.516
8	170.8168	0	105.2666	8	170.8168	0	-105.2666
9	67.947	0	86.3548	9	67.947	0	-86.3548
10	-48.0337	0	51.4787	10	-48.0337	0	-51.4787
11	-251.6743	0	0	11	-251.6743	0	0

Se realiza el gráfico del diagrama de iteraciones en el “x” a partir de la Tabla 28, además que se ubicará en este diagrama de iteraciones la demanda máxima en “x” (Mu2), dicho valores saldrá de la Tabla 27.

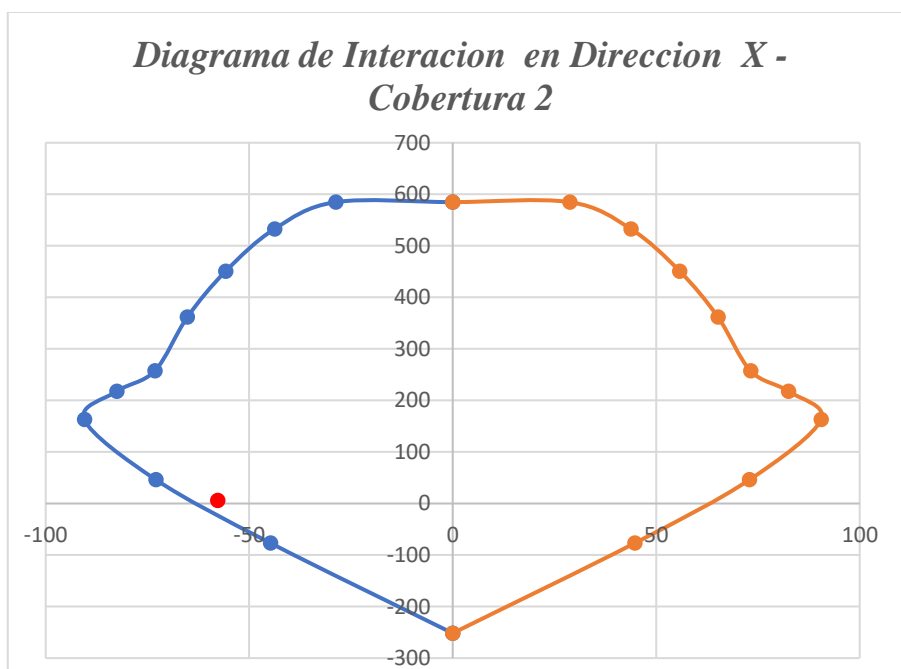


Figura 80: Se observa que el momento último máximo en “x” (punto rojo) para un “R = 8”, está dentro del diagrama de iteración, por lo que la distribución del acero es la adecuada.

Tabla 29

Diagrama de iteración "Y"

	Curva 7 - 90°			Curva 19 - 270°		
1	584.7678	0	0	1	584.7678	0
2	584.7678	0	28.7415	2	584.7678	-28.7415
3	532.6924	0	43.7673	3	532.6924	-43.7673
4	450.7711	0	55.7718	4	450.7711	-55.7718
5	361.7792	0	65.1759	5	361.7792	-65.1759
6	257.4975	0	73.1781	6	257.4975	-73.1781
7	217.7956	0	82.484	7	217.7956	-82.484
8	162.677	0	90.492	8	162.677	-90.492
9	46.072	0	72.9014	9	46.072	-72.9014
10	-76.8795	0	44.7363	10	-76.8795	-44.7363
11	-251.6743	0	0	11	-251.6743	0

Se realiza el gráfico del diagrama de iteraciones en el “y” a partir de la Tabla 29, además que se ubicará en este diagrama de iteraciones la demanda máxima en “y” (Mu3), dicho valores saldrá de la Tabla 27.

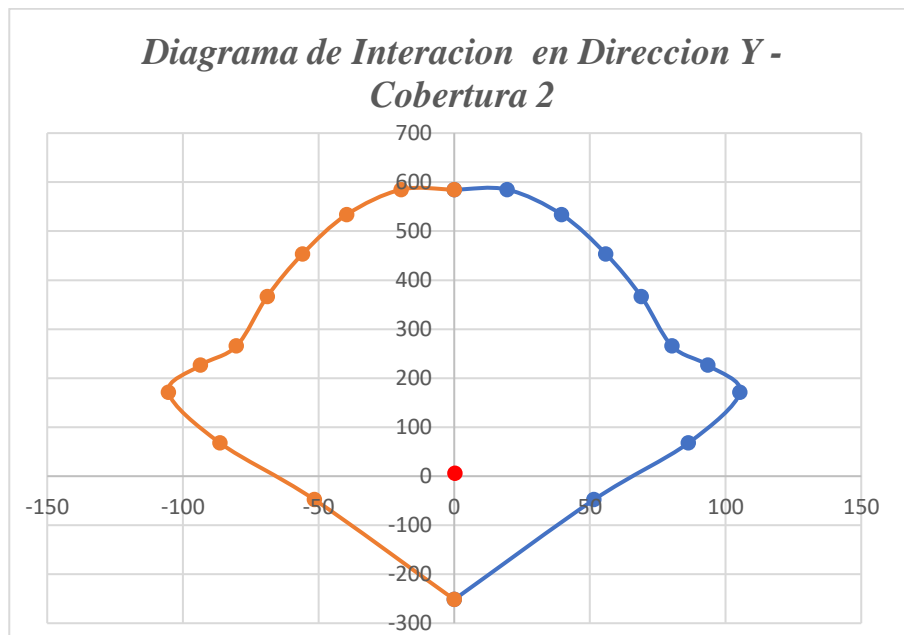


Figura 81: Se observa que el momento último máximo en “y” (punto rojo) para un “R = 8”, está dentro del diagrama de iteración, por lo que la distribución del acero es la adecuada.

Factor de reducción de respuesta Sísmica “R = 2.5”

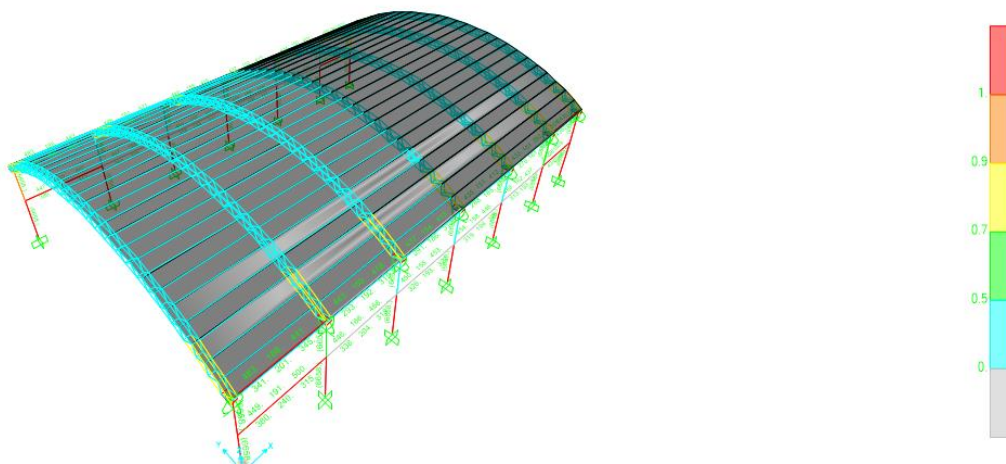


Figura 82: En la captura del programa SAP 2000 se puede observar que el diseño de la columna cumple con un “R = 2.5”

```

Element      : 674                B=0.6                D=0.8                dc=0.
Section ID   : COLUMNNA          E=2173706.51        fc=2100.             Lt.Wt. Fac.=1.
Combo ID    : A4.5b              L=3.45              Fy=42000.           fys=42000.
Station Loc  : 0.                RLLF=1.

Phi(Compression-Spiral) : 0.75
Phi(Compression-Tied)   : 0.65
Phi(Tension Controlled) : 0.9
Phi(Shear)              :                0.75
Phi(Seismic Shear)      : 0.6
Phi(Joint Shear)        : 0.85

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT CHECK FOR PU, M2, M3
Capacity      Rebar      Design      Design      Design
Ratio          %          Pu          Mu2         Mu3
1.077         1.387         5.904      -64.845    -19.92

```

Figura 83: En la captura del programa SAP 2000 se puede observar el momento último máximo para un “R = 2.5”

En la figura 83, podemos apreciar los momentos últimos, siendo estos:

Tabla 30

Momento Máximo último para un “R = 2.5” de cobertura N° 2

DEMANDA MAXIMA		
<i>Pu</i>	<i>Mu2</i>	<i>Mu3</i>
5.904	-64.845	-19.92

Para la evaluación de nuestros dos (02) factores de reducción de respuesta sísmica “R”, evaluaremos a través de los diagramas de iteración en “x” y en “y” respectivamente, para un “R = 2.5; además tenemos columnas de diseño de 0.80m x 0.60m, con 4 f 1 ¼” y 8 f 1”.

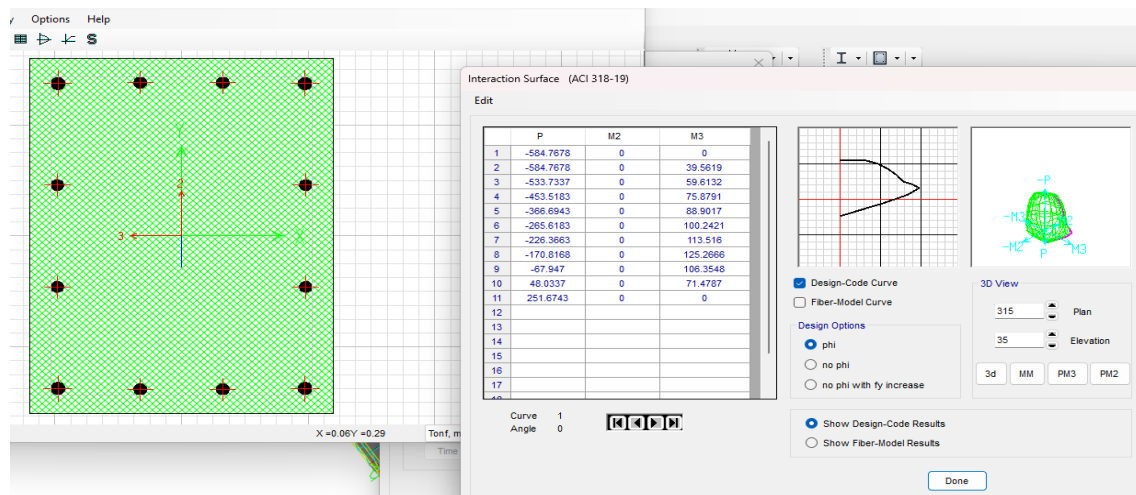


Figura 84: En la captura del programa SAP 2000 se puede el dimensionamiento de la columna, distribución de acero de la misma y su diagrama de iteración de la misma para un “R = 2.5”.

Tabla 31

Diagrama de iteración "X"

	Curva 1 - 0°				Curva 13 - 180°		
1	584.7678	0	0	1	584.7678	0	0
2	584.7678	0	19.5619	2	584.7678	0	-19.5619
3	533.7337	0	39.6132	3	533.7337	0	-39.6132
4	453.5183	0	55.8791	4	453.5183	0	-55.8791
5	366.6943	0	68.9017	5	366.6943	0	-68.9017
6	265.6183	0	80.2421	6	265.6183	0	-80.2421
7	226.3663	0	93.516	7	226.3663	0	-93.516
8	170.8168	0	105.2666	8	170.8168	0	-105.2666
9	67.947	0	86.3548	9	67.947	0	-86.3548
10	-48.0337	0	51.4787	10	-48.0337	0	-51.4787
11	-251.6743	0	0	11	-251.6743	0	0

Se realiza el grafico del diagrama de iteraciones en el "x" a partir de la Tabla 31, además que se ubicará en este diagrama de iteraciones la demanda máxima en "x" (Mu2), dicho valores saldrá de la Tabla 30.

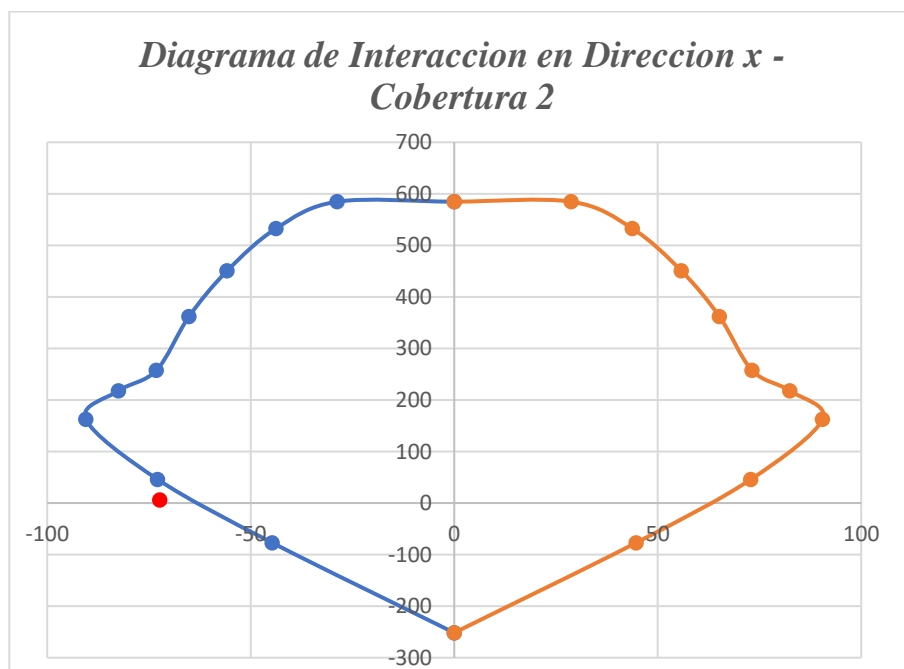


Figura 85: Se observa que el momento último máximo en "x" (punto rojo) para un "R = 2.5", no está dentro del diagrama de iteración, por lo que la distribución del acero no es la adecuada en esta dirección.

Tabla 32

Diagrama de iteración "Y"

Curva 7 - 90°				Curva 19 - 270°			
1	584.7678	0	0	1	584.7678	0	0
2	584.7678	0	28.7415	2	584.7678	0	-28.7415
3	532.6924	0	43.7673	3	532.6924	0	-43.7673
4	450.7711	0	55.7718	4	450.7711	0	-55.7718
5	361.7792	0	65.1759	5	361.7792	0	-65.1759
6	257.4975	0	73.1781	6	257.4975	0	-73.1781
7	217.7956	0	82.484	7	217.7956	0	-82.484
8	162.677	0	90.492	8	162.677	0	-90.492
9	46.072	0	72.9014	9	46.072	0	-72.9014
10	-76.8795	0	44.7363	10	-76.8795	0	-44.7363
11	-251.6743	0	0	11	-251.6743	0	0

Se realiza el grafico del diagrama de iteraciones en el "y" a partir de la Tabla 32, además que se ubicará en este diagrama de iteraciones la demanda máxima en "y" (Mu3), dicho valores saldrá de la Tabla 30.

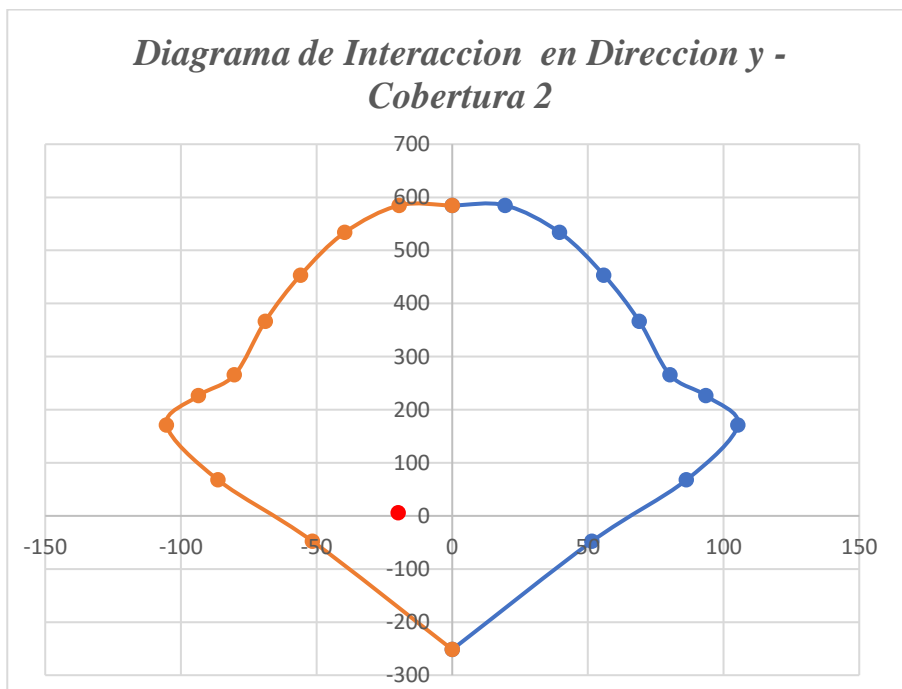


Figura 86: Se observa que el momento último máximo en "y" (punto rojo) para un "R = 2.5", está dentro del diagrama de iteración, por lo que la distribución del acero es la adecuada en esta dirección.

Expediente Técnico N°3:

“Construcción de cobertura; en el (la) losa deportiva (techo metálico) Gregorio Lecca Franco en la localidad Huaylillas, provincia Patate, departamento La Libertad” con CUI 2480483; el cual *cuenta con Resolución de aprobación: RESOLUCIÓN DE ALCALDÍA N°0114-2020-MDH.*

Factor de reducción de respuesta Sísmica “R = 8”

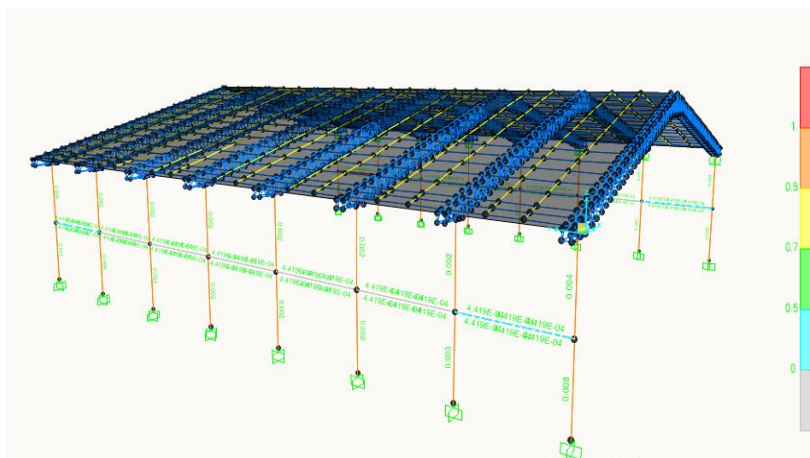


Figura 87: En la captura del programa SAP 2000 se puede observar que el diseño de la columna cumple con un “R = 8”

```

Element      : 5520          B=0.4          D=0.6          dc=0.
Section ID   : COLUMNNA      E=2173706.5    fc=2100.       Lt.Wt. Fac.=1.
Combo ID    : U - LRFD      L=3.          Fy=42000.      fys=42000.
Station Loc : 2.75          RLLF=1.

Phi(Compression-Spiral): 0.75          Overstrength Factor: 1.25
Phi(Compression-Tied):   0.7
Phi(Tension Controlled): 0.9
Phi(Shear):               0.85
Phi(Seismic Shear):      0.6
Phi(Joint Shear):        0.85

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN FOR PU, M2, M3
Rebar      Rebar      Design      Design      Design
Area       %          Pu          Mu2         Mu3
0.002      1.        -0.005     8.473      -7.322
    
```

Figura 88: En la captura del programa SAP 2000 se puede observar el momento ultimo máximo para un “R = 8”

En la figura 88, podemos apreciar los momentos últimos, siendo estos:

Tabla 33

Momento Máximo ultimo para un “R = 8” de cobertura N° 3

DEMANDA MAXIMA		
<i>Pu</i>	<i>Mu2</i>	<i>Mu3</i>
-0.005	-7.322	8.473

Para la evaluación de nuestros dos (02) factores de reducción de respuesta sísmica “R”, evaluaremos a través de los diagramas de iteración en “x” y en “y” respectivamente, para un “R = 8; además tenemos columnas de diseño de 0.60m x 0.40m, con 4 f 5/8” y 4 f 1/2”.

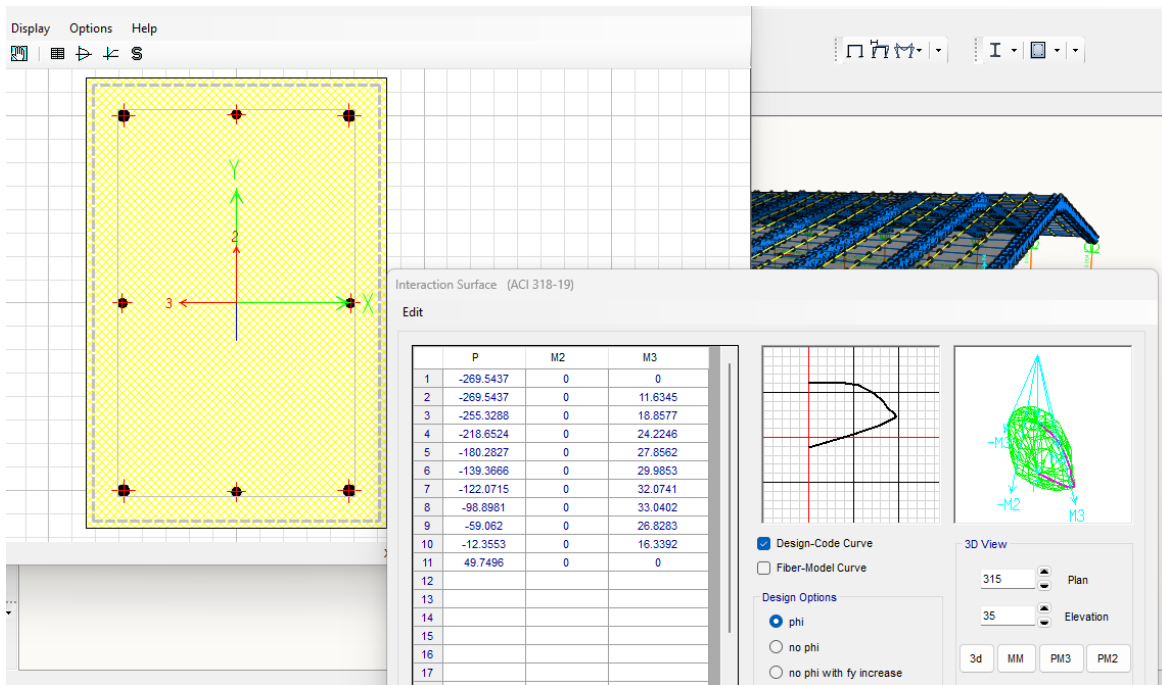


Figura 89: En la captura del programa SAP 2000 se puede el dimensionamiento de la columna, distribución de acero de la misma y su diagrama de iteración de la misma para un “R = 8”.

Tabla 34

Diagrama de iteración "X"

	Curva 1 - 0°				Curva 13 - 180°		
1	293.953	0	0	1	293.953	0	0
2	293.953	0	14.1204	2	293.953	0	-14.1204
3	271.6273	0	21.902	3	271.6273	0	-21.902
4	231.2406	0	28.004	4	231.2406	0	-28.004
5	187.7661	0	32.6468	5	187.7661	0	-32.6468
6	139.6483	0	36.2553	6	139.6483	0	-36.2553
7	119.9737	0	39.1187	7	119.9737	0	-39.1187
8	92.022	0	41.1237	8	92.022	0	-41.1237
9	48.8203	0	34.5336	9	48.8203	0	-34.5336
10	-6.9103	0	21.7819	10	-6.9103	0	-21.7819
11	-90.72	0	0	11	-90.72	0	0

Se realiza el grafico del diagrama de iteraciones en el "x" a partir de la Tabla 34, además que se ubicará en este diagrama de iteraciones la demanda máxima en "x" (Mu2), dicho valores saldrá de la Tabla 33.

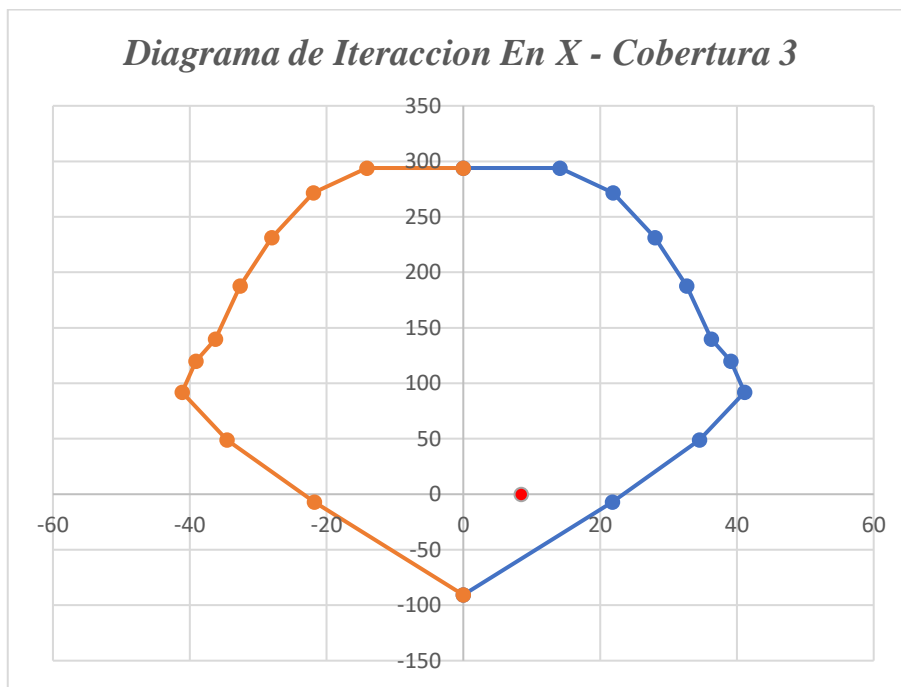


Figura 90: Se observa que el momento último máximo en "x" (punto rojo) para un "R = 8", está dentro del diagrama de iteración, por lo que la distribución del acero es la adecuada.

Tabla 35

Diagrama de iteración "Y"

Curva 7 - 90°			Curva 19 - 270°		
1	293.953	0	1	293.953	0
2	293.953	0	2	293.953	0
3	270.5212	0	3	270.5212	0
4	228.6798	0	4	228.6798	0
5	183.4432	0	5	183.4432	0
6	132.8424	0	6	132.8424	0
7	113.372	0	7	113.372	0
8	81.3032	0	8	81.3032	0
9	34.3535	0	9	34.3535	0
10	-29.626	0	10	-29.626	0
11	-90.72	0	11	-90.72	0

Se realiza el grafico del diagrama de iteraciones en el “y” a partir de la Tabla 35, además que se ubicará en este diagrama de iteraciones la demanda máxima en “y” (Mu3), dicho valores saldrá de la Tabla 33.

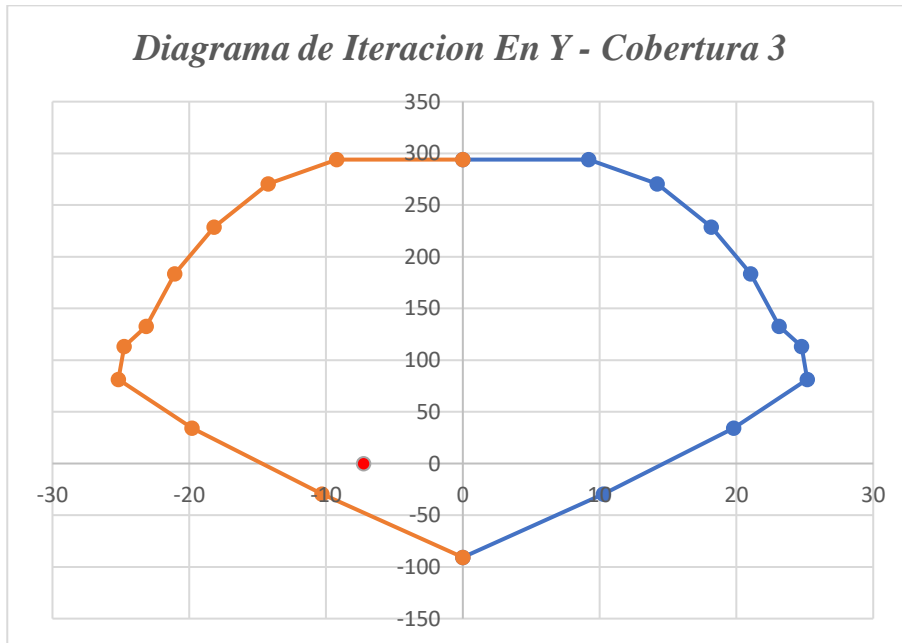


Figura 91: Se observa que el momento último máximo en “y” (punto rojo) para un “R = 8”, está dentro del diagrama de iteración, por lo que la distribución del acero es la adecuada.

Factor de reducción de respuesta Sísmica “R = 2.5”

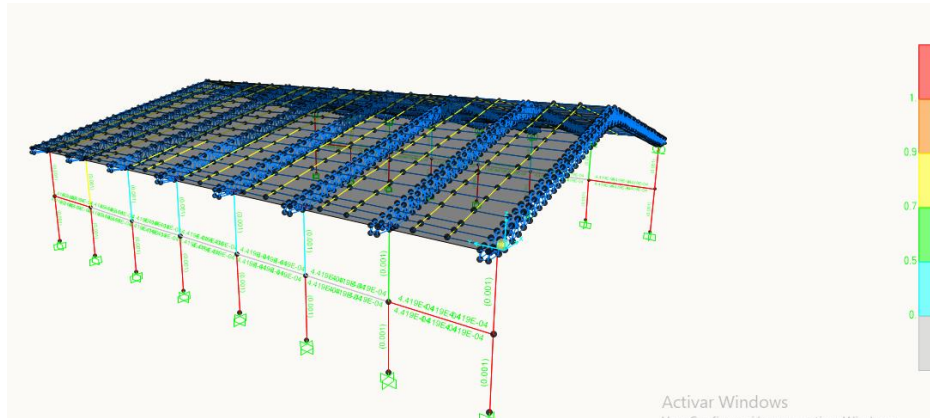


Figura 92: En la captura del programa SAP 2000 se puede observar que el diseño de la columna cumple con un “R = 2.5”

```

Element      : 5520          B=0.4          D=0.6          dc=0.
Section ID   : COLUMNNA      E=2173706.5    fc=2100.       Lt.Wt. Fac.=1.
Combo ID    : U - LRFD      L=3.          Fy=42000.      fys=42000.
Station Loc : 0.          RLLF=1.

Phi(Compression-Spiral): 0.75      Overstrength Factor: 1.25
Phi(Compression-Tied):  0.7
Phi(Tension Controlled): 0.9
Phi(Shear):                0.85
Phi(Seismic Shear):        0.6
Phi(Joint Shear):          0.85

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT CHECK FOR PU, M2, M3
Capacity      Rebar      Design      Design      Design
Ratio         %          Pu          Mu2         Mu3
1.104         0.548     -0.018     0.663      -14.462
    
```

Figura 93: En la captura del programa SAP 2000 se puede observar el momento último máximo para un “R = 2.5”

En la figura 93, podemos apreciar los momentos últimos, siendo estos:

Tabla 36

Momento Máximo ultimo para un “R = 2.5” de cobertura N° 3

DEMANDA MAXIMA		
<i>Pu</i>	<i>Mu2</i>	<i>Mu3</i>
-0.018	8.663	-14.462

Para la evaluación de nuestros dos (02) factores de reducción de respuesta sísmica “R”, evaluaremos a través de los diagramas de iteración en “x” y en “y” respectivamente, para un “R = 8; además tenemos columnas de diseño de 0.60m x 0.40m, con 4 f 5/8” y 4 f 1/2”.

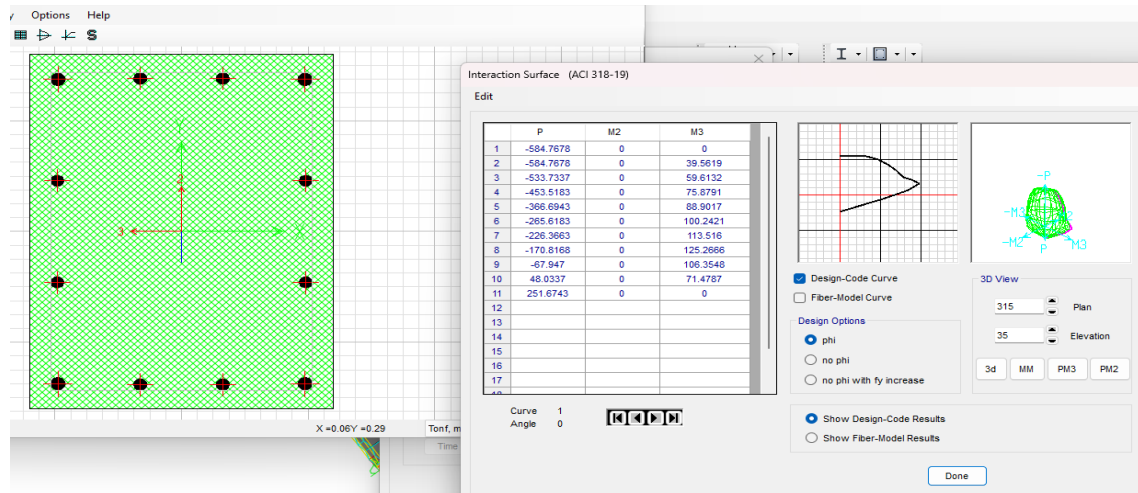


Figura 94: En la captura del programa SAP 2000 se puede el dimensionamiento de la columna, distribución de acero de la misma y su diagrama de iteración de la misma para un “R = 2.5”.

Tabla 37

Diagrama de iteración "X"

Curva 1 - 0°				Curva 13 - 180°			
1	269.5437	0	0	1	269.5437	0	0
2	269.5437	0	11.6345	2	269.5437	0	-11.6345
3	255.3288	0	18.8577	3	255.3288	0	-18.8577
4	218.6524	0	24.2246	4	218.6524	0	-24.2246
5	180.2827	0	27.8562	5	180.2827	0	-27.8562
6	139.3666	0	29.9853	6	139.3666	0	-29.9853
7	122.0715	0	32.0741	7	122.0715	0	-32.0741
8	98.8981	0	33.0402	8	98.8981	0	-33.0402
9	59.062	0	26.8283	9	59.062	0	-26.8283
10	12.3553	0	16.3392	10	12.3553	0	-16.3392
11	-49.7496	0	0	11	-49.7496	0	0

Se realiza el gráfico del diagrama de iteraciones en el “x” a partir de la Tabla 37, además que se ubicará en este diagrama de iteraciones la demanda máxima en “x” (Mu3), dicho valores saldrá de la Tabla 36.

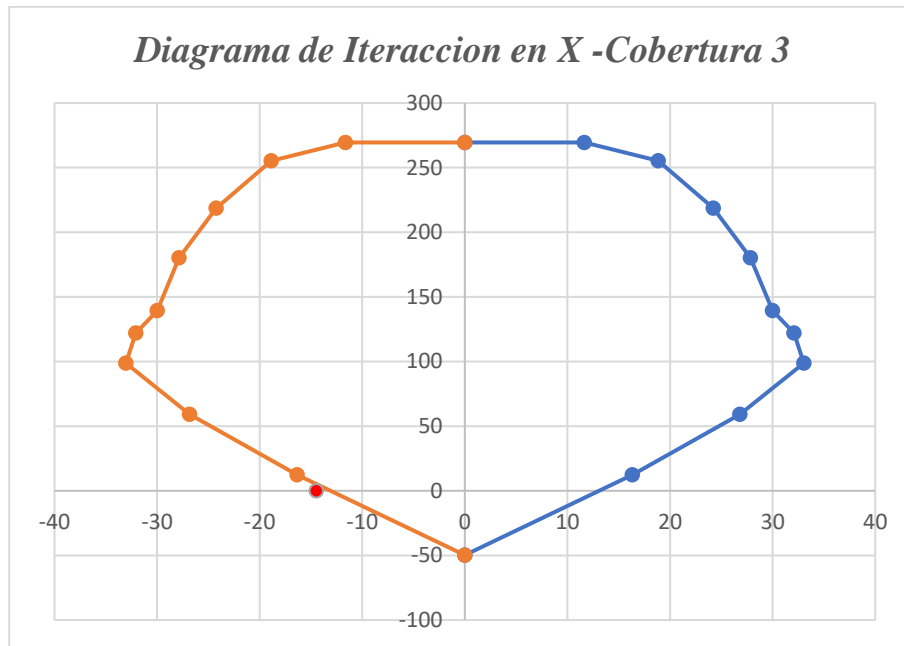


Figura 95: Se observa que el momento último máximo en “x” (punto rojo) para un “R = 2.5”, no está dentro del diagrama de iteración, por lo que la distribución del acero no es la adecuada en esta dirección.

Tabla 38

Diagrama de iteración "Y"

	Curva 7 - 90°			Curva 19 - 270°		
1	269.5437	0	0	1	269.5437	0
2	269.5437	0	7.727	2	269.5437	-7.727
3	253.629	0	12.4842	3	253.629	-12.4842
4	215.6083	0	15.9918	4	215.6083	-15.9918
5	175.7257	0	18.2327	5	175.7257	-18.2327
6	132.9015	0	19.3721	6	132.9015	-19.3721
7	116.0015	0	20.525	7	116.0015	-20.525
8	90.9118	0	20.6075	8	90.9118	-20.6075
9	49.7231	0	15.9378	9	49.7231	-15.9378
10	-0.8044	0	8.4563	10	-0.8044	-8.4563
11	-49.7496	0	0	11	-49.7496	0

Se realiza el gráfico del diagrama de iteraciones en el “y” a partir de la Tabla 38, además que se ubicará en este diagrama de iteraciones la demanda máxima en “y” (Mu3), dicho valores saldrá de la Tabla 36.

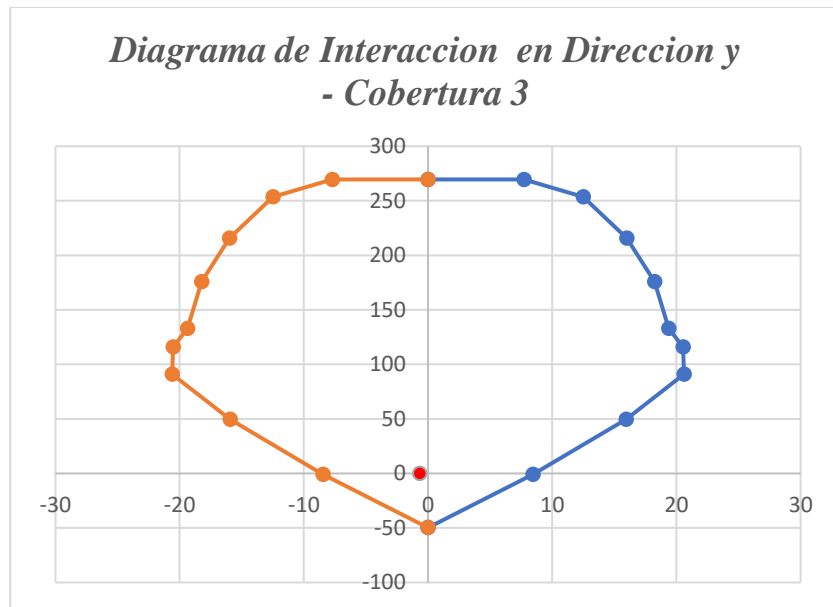


Figura 96: Se observa que el momento último máximo en “y” (punto rojo) para un “R = 2.5”, está dentro del diagrama de iteración, por lo que la distribución del acero es la adecuada en esta dirección.

4.2. Análisis, Interpretación y Discusión de Resultados

4.2.1. Desplazamientos Máximos.

En base a los resultados obtenidos del programa SAP 2000 y presentados anteriormente en el ítem 4.1.1. de la presente tesis, donde podemos analizar y apreciar que en función al factor de reducción de respuesta sísmica varían los desplazamientos; teniendo una variación de más de 03 veces el desplazamiento, entre los desplazamientos obtenidos cuando se utiliza el factor de reducción de respuesta sísmica $R = 8$ y los desplazamientos obtenidos cuando se utiliza el factor de reducción de respuesta sísmica $R = 2.5$. cómo se puede apreciar en las siguientes tablas.

Expediente Técnico N°1:

“Construcción de cobertura de instalaciones deportivas; en el (la) caserío Vista Alegre Zonanga, distrito de Jaén, provincia de Jaén, departamento de Cajamarca” con CUI 2505486; el cual *cuenta con Resolución de aprobación:* RESOLUCIÓN DE GERENCIA MUNICIPAL N°238-2021-3PJ/GM.

Tabla 39

Desplazamientos Máximos en el Eje X y Y

Columna EJE Y	Eje X		Eje y	
	R = 8	R = 2.5	R = 8	R = 2.5
1	0.0154	0.015	0.036	0.0171
2	0.0316	0.0308	0.034	0.0172
3	0.0319	0.0322	0.035	0.0172
4	0.0313	0.0339	0.034	0.0172
5	0.0319	0.0322	0.035	0.0172
6	0.0316	0.0308	0.034	0.0172
7	0.0154	0.015	0.036	0.0171

En la tabla 39, se observa que todas las columnas su desplazamiento en la dirección del eje X es similar entre el factor de reducción de respuesta sísmica “R =8” y “R=2.5”; pero hay un aumento considerable en el desplazamiento en la dirección del eje Y, llegando haber una diferencia de hasta 5 veces más entre los valores de desplazamiento obtenidos con un “R =8” vs “R=2.5”

Expediente Técnico N°2:

“Construcción de techos duros; en el (la) IE Nicanor Reatigui del Águila – Nuevo Progreso en la localidad Nuevo Progreso, distrito Nuevo Progreso, provincia Tocache, departamento San Martín”, con CUI 2466733; el cual *cuenta con Resolución de aprobación:* RESOLUCIÓN DE GERENCIA N°0016-2020-GRSM-GTAH-T-MRAH-T/G.

Tabla 40

Desplazamientos Máximos en el Eje X y Y.

Columna EJE Y	Eje X		Eje y	
	R = 8	R = 2.5	R = 8	R = 2.5
1	0.012	0.032	0.0018	0.0063
2	0.012	0.032	0.0013	0.0049
3	0.012	0.032	0.0027	0.0049
4	0.012	0.032	0.0033	0.005
5	0.012	0.032	0.0025	0.0048
6	0.012	0.032	0.0013	0.0046
7	0.012	0.032	0.0017	0.0059

En la tabla 40, se observa que todas las columnas su desplazamiento en la dirección del eje X no es similar entre el factor de reducción de respuesta sísmica “R =8” y “R=2.5” variando casi 3 veces; al igual que en el desplazamiento en la dirección del eje Y, llegando haber una diferencia de hasta 4 veces más entre los valores de desplazamiento obtenidos con un “R =8” vs “R=2.5”

Expediente Técnico N°3:

“Construcción de cobertura; en el (1a) losa deportiva (techo metálico) Gregorio Lecca Franco en la localidad Huaylillas, provincia Pataz, departamento La Libertad” con CUI 2480483; el cual *cuanta con Resolución de aprobación:* RESOLUCIÓN DE ALCALDÍA N°0114-2020-MDH.

Tabla 41

Desplazamientos Máximos en el Eje X y Y

Columna EJE Y	Eje X		Eje y	
	R = 8	R = 2.5	R = 8	R = 2.5
1	0.0023	0.0103	0.0003	0.0009
2	0.0005	0.0026	0.0003	0.0009
3	0.0001	0.0003	0.0003	0.0009
4	0.0001	0.0002	0.0003	0.0009
5	0.0001	0.0002	0.0003	0.0009
6	0.0001	0.0003	0.0003	0.0009
7	0.0005	0.0026	0.0003	0.0009
8	0.0023	0.0103	0.0003	0.0009

En la tabla 41, se observa que todas las columnas su desplazamiento en la dirección del eje X no es similar entre el factor de reducción de respuesta sísmica “R =8” y “R=2.5” variando más de 3 veces; al igual que en el desplazamiento en la dirección del eje Y, llegando haber una diferencia de hasta 3 veces más entre los valores de desplazamiento obtenidos con un “R =8” vs “R=2.5”

4.2.2. Derivas ó Distorsión Máximas

Para realizar el análisis, interpretación y discusión de los resultados obtenidos del programa SAP 2000, además los resultados fueron presentados anteriormente en el ítem 4.1.1 y 4.1.2. de la presente tesis; necesitamos saber los valores límites.

De acuerdo al RNE. Norma E.030 en el capítulo 5. Requisitos de Rigidez, resistencia y ductilidad; ítem 5.2. Desplazamientos laterales admisibles, tenemos que:

$$Deriva = \frac{\Delta_j}{h_{ej}}$$

Tabla 42

Límites para la distorsión (deriva) del entrepiso

Material Predominante	Deriva
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de Concreto Armado con Muros de Ductilidad limitada	0.005

Nota: Los límites de la distorsión (deriva) para estructuras de uso industrial serán establecidos por el proyectista, pero en ningún caso excederán el doble de los valore de la tabla.

Para la presente investigación, se analizó 03 coberturas metálicas. Por lo que nuestros límites de deriva, de acuerdo a la tabla 39, tenemos: “*Nota: Los límites de la distorsión (deriva) para estructuras de uso industrial serán establecidos por el proyectista, pero en ningún*

caso excederán el doble de los valores de la tabla.”; por lo que será el doble de 0.007 (concreto armado) dando un valor de:

$$\text{Limite de la Deriva Máxima} \leq 0.014$$

Para la presente verificación se tomará el valor máximo de desplazamiento de cada cobertura de estudio. Como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 43

Derivas Máximas de cada cobertura

Cobertura	Deriva Máxima				Límite de Deriva Máxima	
	Eje x-x		Eje y-y			
	R = 8	R = 2.5	R = 8	R = 2.5		
Expediente N°1	0.004797	0.005098	0.0054135	0.0025865	0.014	Cumplen todas las derivas
Expediente N°2	0.001791	0.004776	0.0004925	0.0009403	0.014	Cumplen todas las derivas
Expediente N°3	0.000383	0.001717	0.00005	0.00015	0.014	Cumplen todas las derivas

La construcción de la tabla 43 se elaboró en base a los resultados obtenidos y mostrados en el ítem 4.1.1 de desplazamientos máximos y la altura de cada cobertura en estudio, para así realizar un análisis, interpretación y discusión adecuada de los valores obtenidos.

De la tabla 43 se analiza e interpreta que hay una variación de las derivas cuando se trabaja con un factor de reducción de respuesta sísmica “R =8” y con otro “R = 2.5”; pero en ambos casos se cumple la condición de ser menor al límite de la deriva máxima que por ende los dos valores son funcionales y aceptados en el análisis, interpretación y discusión de las derivas máximas.

4.2.3. Momentos Últimos Máximos.

Para realizar el análisis, interpretación y discusión de los resultados obtenidos del programa SAP 2000, dichos resultados fueron presentados anteriormente en el ítem 4.1.3 de la presente tesis.

Utilizaremos los resultados de los momentos últimos, se analizarán solamente los momentos últimos máximos de cada cobertura, ya que por temas constructivos se estandariza el diseño de las columnas, por ende, se analiza los momentos más críticos de cada cobertura para los diferentes factores de reducción de respuesta sísmica “R” de estudio, en este caso “R = 8” y “R = 2.5”

Expediente Técnico N°1:

“Construcción de cobertura de instalaciones deportivas; en el (la) caserío Vista Alegre Zonanga, distrito de Jaén, provincia de Jaén, departamento de Cajamarca” con CUI 2505486; el cual *cuenta con Resolución de aprobación:* RESOLUCIÓN DE GERENCIA MUNICIPAL N°238-2021-3PJ/GM.

Para la evaluación de nuestros dos (02) factores de reducción de respuesta sísmica “R” en las 03 coberturas de muestras, evaluaremos a través de los diagramas de iteración en “x” y en “y” respectivamente; para un “R = 8”, además tenemos columnas de diseño de 0.50m x 0.30m, con 4 f 5/8” y 2 f 1/2”.

Factor de reducción de respuesta Sísmica “R = 8”

Tabla 44

Momento Máximo último para un “R = 8” de cobertura N° 1

DEMANDA MAXIMA		
<i>Pu</i>	<i>Mu2</i>	<i>Mu3</i>
7.869	-0.201	-10.107

Tabla 45*Diagrama de iteración "X"*

Curva 1 - 0°			Curva 13 - 180°		
1	173.768	0	1	173.768	0
2	173.768	0	2	173.768	6.3324
3	162.8144	0	3	162.8144	10.1852
4	138.6438	0	4	138.6438	13.0542
5	113.0376	0	5	113.0376	15.0171
6	85.282	0	6	85.282	16.227
7	73.5929	0	7	73.5929	17.31
8	57.0266	0	8	57.0266	17.8692
9	30.0233	0	9	30.0233	14.2147
10	-1.4449	0	10	-1.4449	8.3133
11	-39.9948	0	11	-39.9948	0

Tabla 46*Diagrama de iteración "X"*

Curva 7 - 90°			Curva 19 - 270°		
1	173.768	0	1	173.768	0
2	173.768	-3.9866	2	173.768	3.9866
3	160.8104	-6.3155	3	160.8104	6.3155
4	135.5007	-8.0598	4	135.5007	8.0598
5	108.6103	-9.2153	5	108.6103	9.2153
6	78.4769	-9.8747	6	78.4769	9.8747
7	67.8589	-10.239	7	67.8589	10.239
8	53.4673	-10.0993	8	53.4673	10.0993
9	25.0675	-7.5285	9	25.0675	7.5285
10	-18.4856	-2.9131	10	-18.4856	2.9131
11	-39.9948	0	11	-39.9948	0

El gráfico del diagrama de iteraciones en "x" a partir de la Tabla 45, además que se ubicará en este diagrama de iteraciones la demanda máxima en "x" (Mu3), dicho valores saldrá de la Tabla 44. Para el gráfico del diagrama de iteraciones en "y" a partir de la Tabla 46, además se ubicará en el diagrama de iteraciones la demanda máxima en "y" (Mu2), dicho valores saldrá de la Tabla 44.

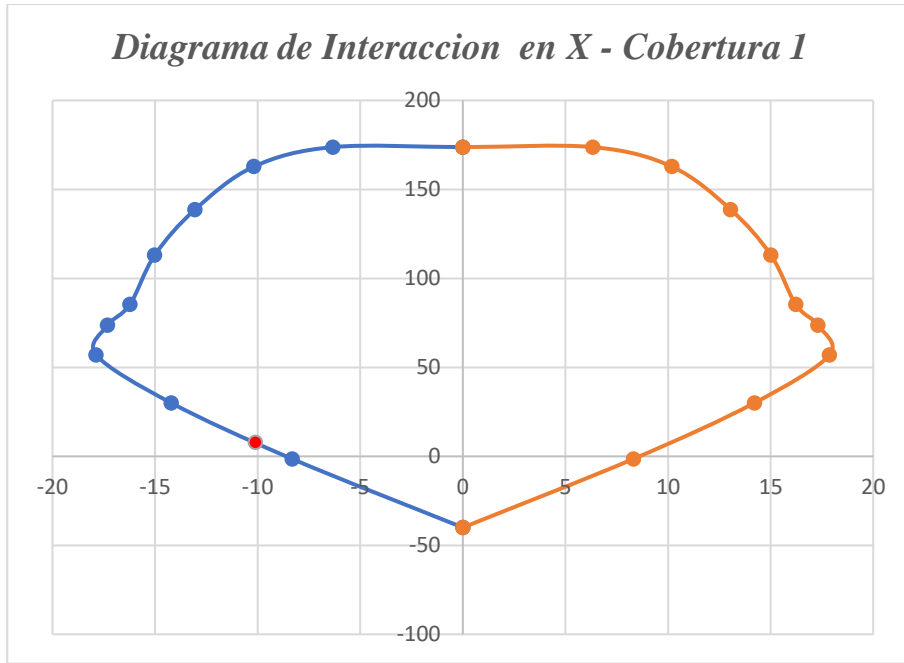


Figura 97: diagrama de iteración en “x” y momento último máximo en “x” (punto rojo) para un “R=8” – Cobertura N° 1.

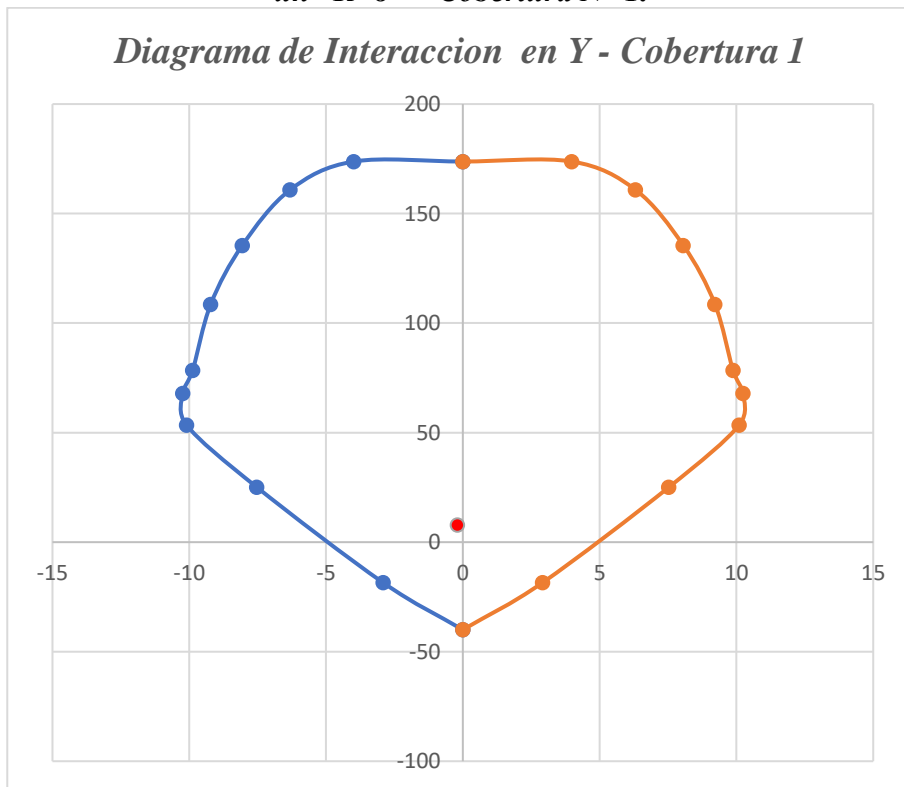


Figura 98: diagrama de iteración en “y” y momento último máximo en “y” (punto rojo) para un “R=8” – Cobertura N° 1.

El análisis de la cobertura N°1 sobre momentos últimos con el factor de reducción sísmica $R=8$, se interpreta los resultados a partir de las figuras 97 y 98, donde se muestran los diagramas de iteración en “x” y “y” respectivamente vs los momentos últimos máximos; donde gráficamente podemos observar que los momentos últimos máximo caen dentro del diagrama de iteración de las columnas de diseño, con esto se interpreta que las dimensiones de las columnas al igual que la distribución del acero es la adecuada para un factor de reducción de respuesta sísmica “ $R=8$ ”.

Factor de reducción de respuesta Sísmica “ $R = 2.5$ ”

Tabla 47

Momento Máximo ultimo para un “ $R = 2.5$ ” de cobertura N° 1

DEMANDA MAXIMA		
<i>Pu</i>	<i>Mu2</i>	<i>Mu3</i>
1.462	-3.71	-21.433

Tabla 48

Diagrama de iteración "X"

	Curva 1 - 0°				Curva 13 - 180°		
1	173.768	0	0	1	173.768	0	0
2	173.768	0	-6.3324	2	173.768	0	6.3324
3	162.8144	0	-10.1852	3	162.8144	0	10.1852
4	138.6438	0	-13.0542	4	138.6438	0	13.0542
5	113.0376	0	-15.0171	5	113.0376	0	15.0171
6	85.282	0	-16.227	6	85.282	0	16.227
7	73.5929	0	-17.31	7	73.5929	0	17.31
8	57.0266	0	-17.8692	8	57.0266	0	17.8692
9	30.0233	0	-14.2147	9	30.0233	0	14.2147
10	-1.4449	0	-8.3133	10	-1.4449	0	8.3133
11	-39.9948	0	0	11	-39.9948	0	0

Tabla 49*Diagrama de iteración "Y"*

<i>Curva 7 - 90°</i>				<i>Curva 19 -270°</i>			
1	173.768	0	0	1	173.768	0	0
2	173.768	-3.9866	0	2	173.768	3.9866	0
3	160.8104	-6.3155	0	3	160.8104	6.3155	0
4	135.5007	-8.0598	0	4	135.5007	8.0598	0
5	108.6103	-9.2153	0	5	108.6103	9.2153	0
6	78.4769	-9.8747	0	6	78.4769	9.8747	0
7	67.8589	-10.239	0	7	67.8589	10.239	0
8	53.4673	-10.0993	0	8	53.4673	10.0993	0
9	25.0675	-7.5285	0	9	25.0675	7.5285	0
10	-18.4856	-2.9131	0	10	-18.4856	2.9131	0
11	-39.9948	0	0	11	-39.9948	0	0

El gráfico del diagrama de iteraciones en "x" a partir de la Tabla 48, además que se ubicará en este diagrama de iteraciones la demanda máxima en "x" (Mu3), dicho valores saldrá de la Tabla 47. Para el gráfico del diagrama de iteraciones en "y" a partir de la Tabla 49, además que se ubicará en este diagrama de iteraciones la demanda máxima en "y" (Mu2), dicho valores saldrá de la Tabla 47.

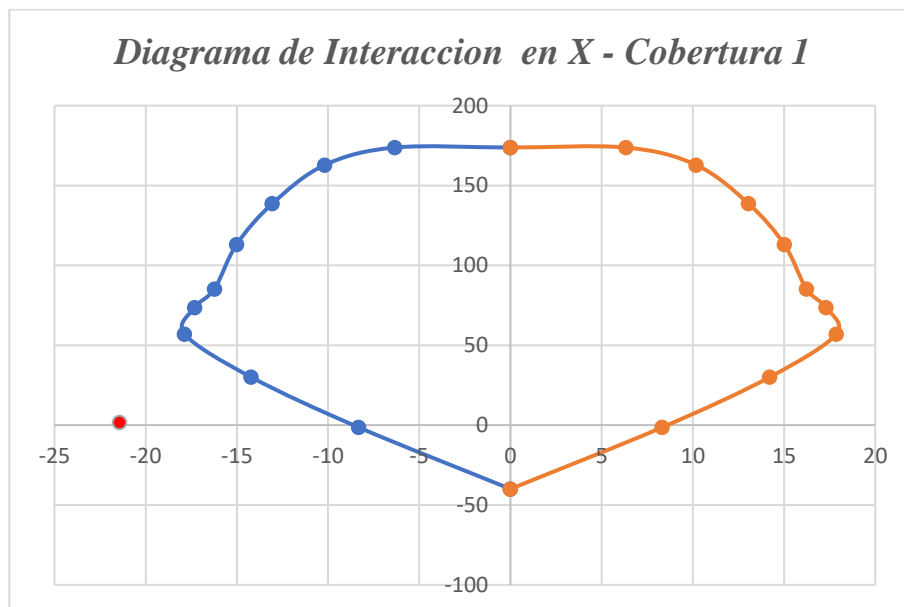


Figura 99: diagrama de iteración en "x" y momento último máximo en "x" (punto rojo) para un "R=2.5" – Cobertura N° 1.

Para la evaluación de nuestros dos (02) factores de reducción de respuesta sísmica “R” en las 03 coberturas de muestras, evaluaremos a través de los diagramas de iteración en “x” y en “y” respectivamente; para un “R = 8”, además tenemos columnas de diseño de 0.80m x 0.60m, con 4 f 1 ¼” y 8 f 1”.

Factor de reducción de respuesta Sísmica “R = 8”

Tabla 50

Momento Máximo ultimo para un “R = 8” de cobertura N° 2

DEMANDA MAXIMA		
<i>Pu</i>	<i>Mu2</i>	<i>Mu3</i>
5.91	-57.78	0.232

Tabla 51

Diagrama de iteración "X"

	Curva 1 - 0°				Curva 13 - 180°		
1	584.7678	0	0	1	584.7678	0	0
2	584.7678	0	19.5619	2	584.7678	0	-19.5619
3	533.7337	0	39.6132	3	533.7337	0	-39.6132
4	453.5183	0	55.8791	4	453.5183	0	-55.8791
5	366.6943	0	68.9017	5	366.6943	0	-68.9017
6	265.6183	0	80.2421	6	265.6183	0	-80.2421
7	226.3663	0	93.516	7	226.3663	0	-93.516
8	170.8168	0	105.2666	8	170.8168	0	-105.2666
9	67.947	0	86.3548	9	67.947	0	-86.3548
10	-48.0337	0	51.4787	10	-48.0337	0	-51.4787
11	-251.6743	0	0	11	-251.6743	0	0

Tabla 52

Diagrama de iteración "Y"

	Curva 7 - 90°				Curva 19 - 270°		
1	584.7678	0	0	1	584.7678	0	0
2	584.7678	0	28.7415	2	584.7678	0	-28.7415
3	532.6924	0	43.7673	3	532.6924	0	-43.7673
4	450.7711	0	55.7718	4	450.7711	0	-55.7718
5	361.7792	0	65.1759	5	361.7792	0	-65.1759
6	257.4975	0	73.1781	6	257.4975	0	-73.1781
7	217.7956	0	82.484	7	217.7956	0	-82.484
8	162.677	0	90.492	8	162.677	0	-90.492
9	46.072	0	72.9014	9	46.072	0	-72.9014
10	-76.8795	0	44.7363	10	-76.8795	0	-44.7363
11	-251.6743	0	0	11	-251.6743	0	0

El gráfico del diagrama de iteraciones en "x" a partir de la Tabla 51, además que se ubicará en este diagrama de iteraciones la demanda máxima en "x" (Mu2), dicho valores saldrá de la Tabla 50. Para el gráfico del diagrama de iteraciones en "y" a partir de la Tabla 52, además que se ubicará en este diagrama de iteraciones la demanda máxima en "y" (Mu3), dicho valores saldrá de la Tabla 50.

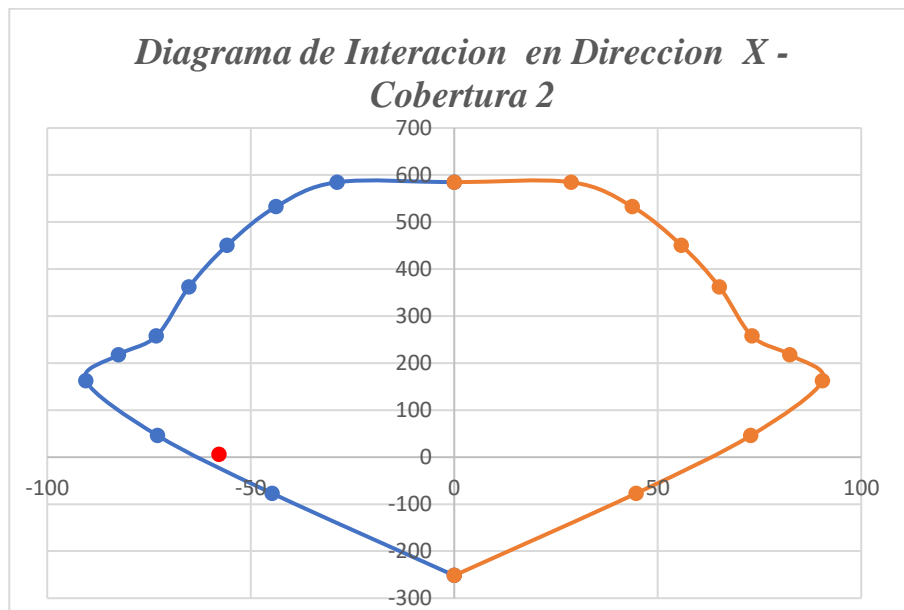


Figura 101: diagrama de iteración en "x" y momento último máximo en "x" (punto rojo) para un "R=8" – Cobertura N° 2.

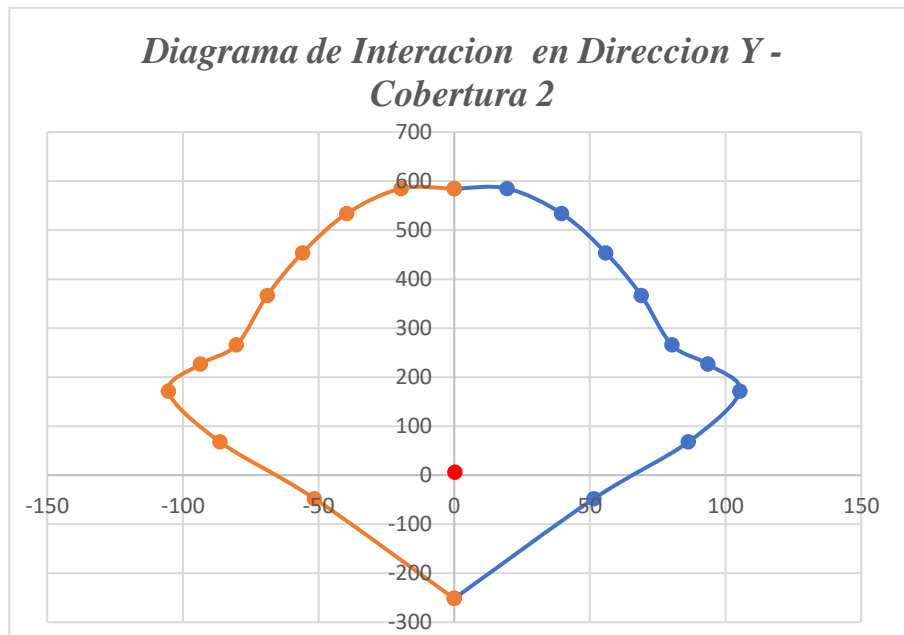


Figura 102: diagrama de iteración en “y” y momento último máximo en “y” (punto rojo) para un “R=8” – Cobertura N° 2.

El análisis de la cobertura N°2 sobre momentos últimos con el factor de reducción sísmica $R=8$, se interpreta los resultados a partir de las figuras 101 y 102, donde se muestran los diagramas de iteración en “x” y “y” respectivamente vs los momentos últimos máximos; donde gráficamente podemos observar que los momentos últimos máximo caen dentro del diagrama de iteración de las columnas de diseño, con esto se interpreta que las dimensiones de las columnas al igual que la distribución del acero es la adecuada para un factor de reducción de respuesta sísmica “R=8”.

Factor de reducción de respuesta Sísmica “R = 2.5”

Tabla 53

Momento Máximo ultimo para un “R = 2.5” de cobertura N° 2

DEMANDA MAXIMA		
<i>Pu</i>	<i>Mu2</i>	<i>Mu3</i>
5.904	-64.845	-19.92

Tabla 54*Diagrama de iteración "X"*

Curva 1 - 0°				Curva 13 - 180°			
1	584.7678	0	0	1	584.7678	0	0
2	584.7678	0	19.5619	2	584.7678	0	-19.5619
3	533.7337	0	39.6132	3	533.7337	0	-39.6132
4	453.5183	0	55.8791	4	453.5183	0	-55.8791
5	366.6943	0	68.9017	5	366.6943	0	-68.9017
6	265.6183	0	80.2421	6	265.6183	0	-80.2421
7	226.3663	0	93.516	7	226.3663	0	-93.516
8	170.8168	0	105.2666	8	170.8168	0	-105.2666
9	67.947	0	86.3548	9	67.947	0	-86.3548
10	-48.0337	0	51.4787	10	-48.0337	0	-51.4787
11	-251.6743	0	0	11	-251.6743	0	0

Tabla 55*Diagrama de iteración "Y"*

Curva 7 - 90°				Curva 19 - 270°			
1	584.7678	0	0	1	584.7678	0	0
2	584.7678	0	28.7415	2	584.7678	0	-28.7415
3	532.6924	0	43.7673	3	532.6924	0	-43.7673
4	450.7711	0	55.7718	4	450.7711	0	-55.7718
5	361.7792	0	65.1759	5	361.7792	0	-65.1759
6	257.4975	0	73.1781	6	257.4975	0	-73.1781
7	217.7956	0	82.484	7	217.7956	0	-82.484
8	162.677	0	90.492	8	162.677	0	-90.492
9	46.072	0	72.9014	9	46.072	0	-72.9014
10	-76.8795	0	44.7363	10	-76.8795	0	-44.7363
11	-251.6743	0	0	11	-251.6743	0	0

El gráfico del diagrama de iteraciones en "x" a partir de la Tabla 54, además que se ubicará en este diagrama de iteraciones la demanda máxima en "x" (Mu2), dicho valores saldrá de la Tabla

53. Para el gráfico del diagrama de iteraciones en “y” a partir de la Tabla 55, además que se ubicará en este diagrama de iteraciones la demanda máxima en “y” (Mu3), dicho valores saldrá de la Tabla 53.

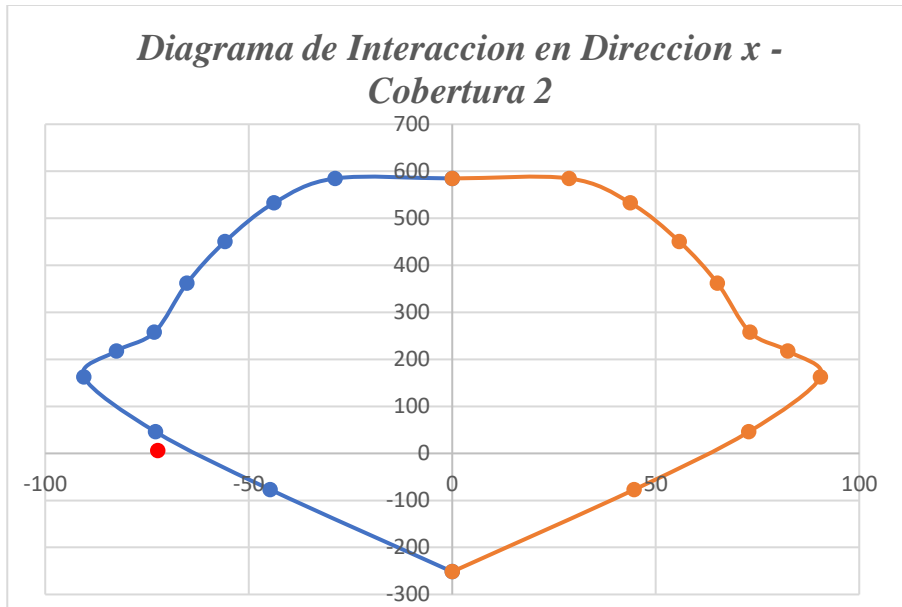


Figura 103: diagrama de iteración en “x” y momento último máximo en “x” (punto rojo) para un “R=2.5” – Cobertura N° 2.

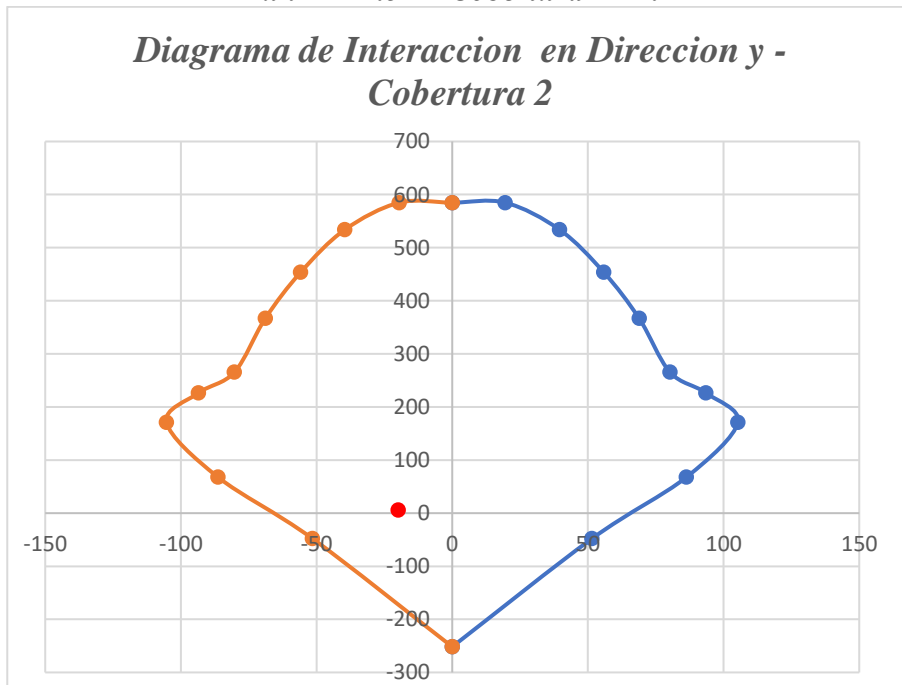


Figura 104: diagrama de iteración en “y” y momento último máximo en “y” (punto rojo) para un “R=2.5” – Cobertura N° 2.

El análisis de la cobertura N°2 sobre momentos últimos con el factor de reducción sísmica “R= 2.5”, se interpreta los resultados a partir de las figuras 103 y 104, donde se muestran los diagramas de iteración en “x” y “y” respectivamente vs los momentos últimos máximos; donde gráficamente podemos observar que los momentos últimos máximo en la dirección “x” caen fuera del diagrama de iteración de las columnas de diseño, con esto se interpreta que las dimensiones de las columnas al igual que la distribución del acero NO es la adecuada para un factor de reducción de respuesta sísmica “R=2.5”.

Expediente Técnico N°3:

“Construcción de cobertura; en el (la) losa deportiva (techo metálico) Gregorio Lecca Franco en la localidad Huaylillas, provincia Pataz, departamento La Libertad” con CUI 2480483; el cual *cuenta con Resolución de aprobación: RESOLUCIÓN DE ALCALDÍA N°0114-2020-MDH.*

Para la evaluación de nuestros dos (02) factores de reducción de respuesta sísmica “R” en las 03 coberturas de muestras, evaluaremos a través de los diagramas de iteración en “x” y en “y” respectivamente; para un “R = 8”, además tenemos columnas de diseño de 0.60m x 0.40m, con 4 f 5/8” y 4 f 1/2”.

Factor de reducción de respuesta Sísmica “R = 8”

Tabla 56

Momento Máximo ultimo para un “R = 8” de cobertura N° 3

DEMANDA MAXIMA		
<i>Pu</i>	<i>Mu2</i>	<i>Mu3</i>
-0.005	-7.322	-8.473

Tabla 57*Diagrama de iteración "X"*

Curva 1 - 0°				Curva 13 - 180°			
1	293.953	0	0	1	293.953	0	0
2	293.953	0	14.1204	2	293.953	0	-14.1204
3	271.6273	0	21.902	3	271.6273	0	-21.902
4	231.2406	0	28.004	4	231.2406	0	-28.004
5	187.7661	0	32.6468	5	187.7661	0	-32.6468
6	139.6483	0	36.2553	6	139.6483	0	-36.2553
7	119.9737	0	39.1187	7	119.9737	0	-39.1187
8	92.022	0	41.1237	8	92.022	0	-41.1237
9	48.8203	0	34.5336	9	48.8203	0	-34.5336
10	-6.9103	0	21.7819	10	-6.9103	0	-21.7819
11	-90.72	0	0	11	-90.72	0	0

Tabla 58*Diagrama de iteración "Y"*

Curva 7 - 90°				Curva 19 - 270°			
1	293.953	0	0	1	293.953	0	0
2	293.953	0	9.2044	2	293.953	0	-9.2044
3	270.5212	0	14.2173	3	270.5212	0	-14.2173
4	228.6798	0	18.1755	4	228.6798	0	-18.1755
5	183.4432	0	21.0478	5	183.4432	0	-21.0478
6	132.8424	0	23.1358	6	132.8424	0	-23.1358
7	113.372	0	24.7602	7	113.372	0	-24.7602
8	81.3032	0	25.178	8	81.3032	0	-25.178
9	34.3535	0	19.7972	9	34.3535	0	-19.7972
10	-29.626	0	10.288	10	-29.626	0	-10.288
11	-90.72	0	0	11	-90.72	0	0

El gráfico del diagrama de iteraciones en "x" a partir de la Tabla 57, además que se ubicará en este diagrama de iteraciones la demanda máxima en "x" (Mu2), dicho valores saldrá de la Tabla

56. Para el gráfico del diagrama de iteraciones en “y” a partir de la Tabla 58, además se ubicará en el diagrama de iteraciones la demanda máxima en “y” (Mu3), dicho valores saldrá de la Tabla 56.

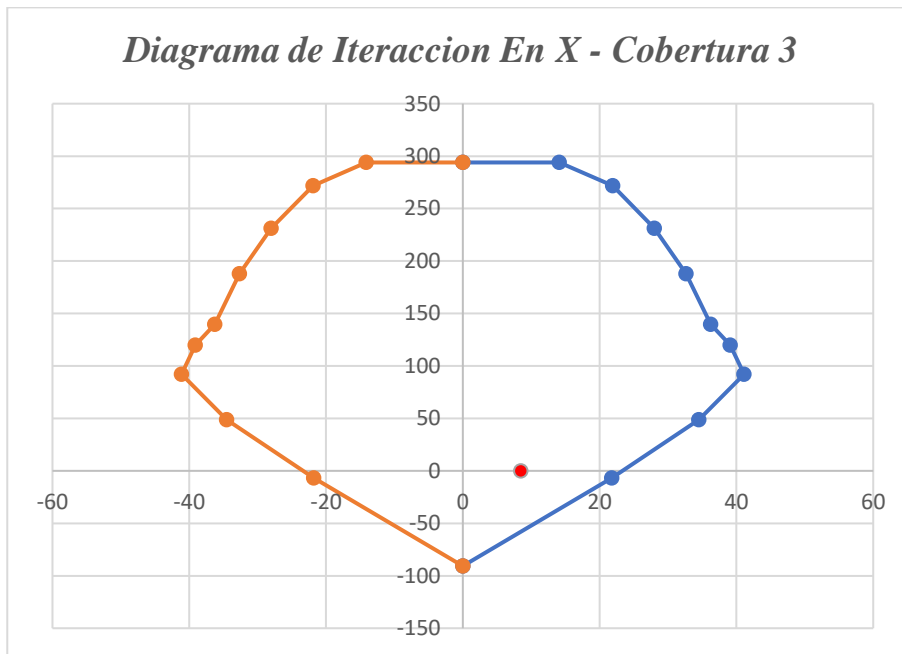


Figura 105: diagrama de iteración en “x” y momento último máximo en “x” (punto rojo) para un “R=8” – Cobertura N° 3.

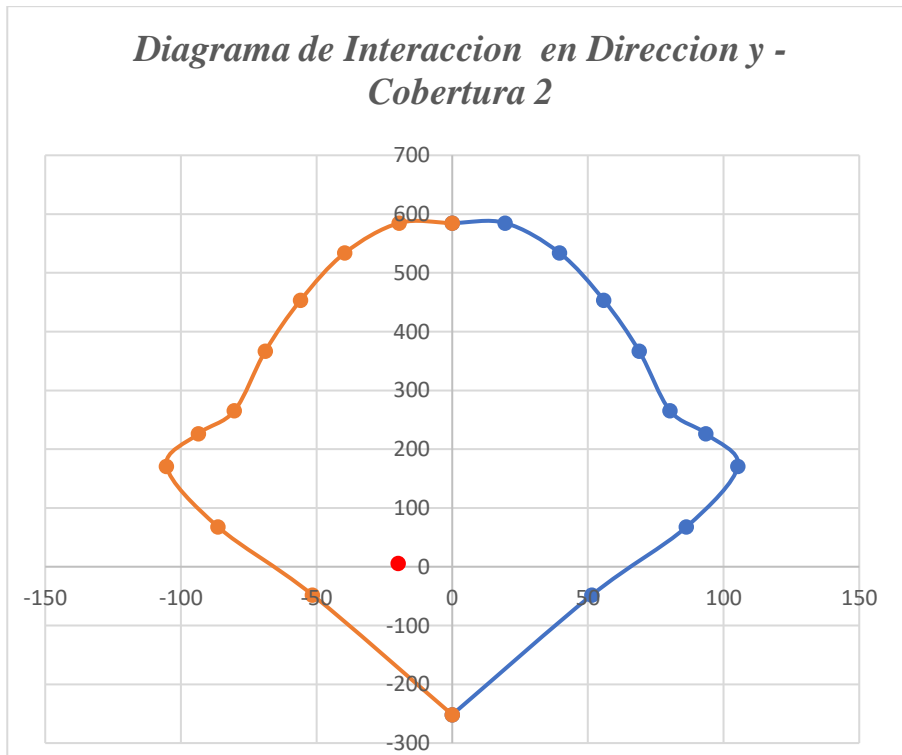


Figura 106: diagrama de iteración en “y” y momento último máximo en “y” (punto rojo) para un “R=8” – Cobertura N° 3.

El análisis de la cobertura N°3 sobre momentos últimos con el factor de reducción sísmica $R=8$, se interpreta los resultados a partir de las figuras 105 y 106, donde se muestran los diagramas de iteración en “x” y “y” respectivamente vs los momentos últimos máximos; donde gráficamente podemos observar que los momentos últimos máximo caen dentro del diagrama de iteración de las columnas de diseño, con esto se interpreta que las dimensiones de las columnas al igual que la distribución del acero es la adecuada para un factor de reducción de respuesta sísmica “ $R=8$ ”.

Factor de reducción de respuesta Sísmica “ $R = 2.5$ ”

Tabla 59

Momento Máximo ultimo para un “ $R = 2.5$ ” de cobertura N° 3

DEMANDA MAXIMA		
<i>Pu</i>	<i>Mu2</i>	<i>Mu3</i>
-0.018	8.663	-14.462

Tabla 60

Diagrama de iteración "X"

Curva 1 - 0°				Curva 13 - 180°			
1	269.5437	0	0	1	269.5437	0	0
2	269.5437	0	11.6345	2	269.5437	0	-11.6345
3	255.3288	0	18.8577	3	255.3288	0	-18.8577
4	218.6524	0	24.2246	4	218.6524	0	-24.2246
5	180.2827	0	27.8562	5	180.2827	0	-27.8562
6	139.3666	0	29.9853	6	139.3666	0	-29.9853
7	122.0715	0	32.0741	7	122.0715	0	-32.0741
8	98.8981	0	33.0402	8	98.8981	0	-33.0402
9	59.062	0	26.8283	9	59.062	0	-26.8283
10	12.3553	0	16.3392	10	12.3553	0	-16.3392
11	-49.7496	0	0	11	-49.7496	0	0

Tabla 61

Diagrama de iteración "Y"

Curva 7 - 90°				Curva 19 - 270°			
1	269.5437	0	0	1	269.5437	0	0
2	269.5437	0	7.727	2	269.5437	0	-7.727
3	253.629	0	12.4842	3	253.629	0	-12.4842
4	215.6083	0	15.9918	4	215.6083	0	-15.9918
5	175.7257	0	18.2327	5	175.7257	0	-18.2327
6	132.9015	0	19.3721	6	132.9015	0	-19.3721
7	116.0015	0	20.525	7	116.0015	0	-20.525
8	90.9118	0	20.6075	8	90.9118	0	-20.6075
9	49.7231	0	15.9378	9	49.7231	0	-15.9378
10	-0.8044	0	8.4563	10	-0.8044	0	-8.4563
11	-49.7496	0	0	11	-49.7496	0	0

El gráfico del diagrama de iteraciones en “x” a partir de la Tabla 60, además que se ubicará en este diagrama de iteraciones la demanda máxima en “x” (Mu2), dicho valores saldrá de la Tabla 59. Para el gráfico del diagrama de iteraciones en “y” a partir de la Tabla 61, además que se ubicará en este diagrama de iteraciones la demanda máxima en “y” (Mu3), dicho valores saldrá de la Tabla 59.

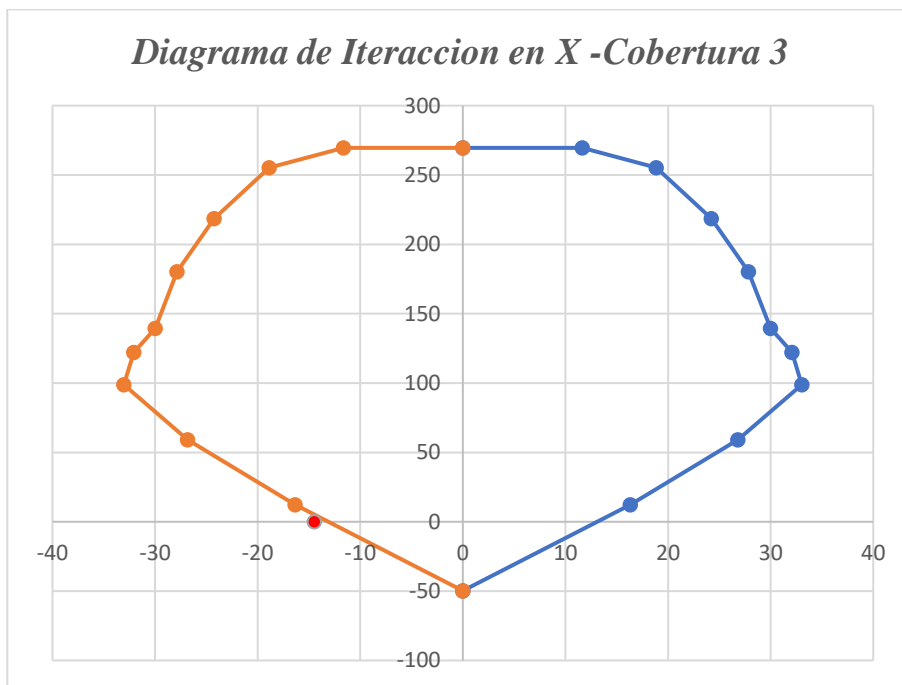


Figura 107: *diagrama de iteración en “x” y momento último máximo en “x” (punto rojo) para un “R=2.5” – Cobertura N° 3.*

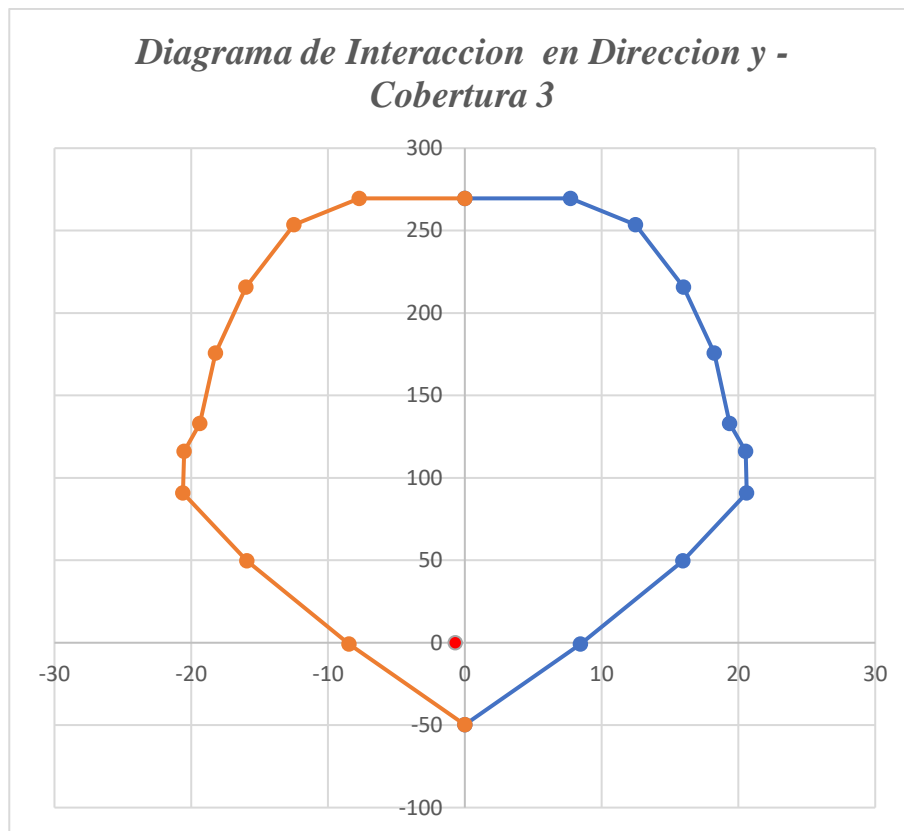


Figura 108: diagrama de iteración en “y” y momento último máximo en “y” (punto rojo) para un “R=2.5” – Cobertura N° 3.

El análisis de la cobertura N°3 sobre momentos últimos con el factor de reducción sísmica “R= 2.5”, se interpreta los resultados a partir de las figuras 107 y 108, donde se muestran los diagramas de iteración en “x” y “y” respectivamente vs los momentos últimos máximos; donde gráficamente podemos observar que los momentos últimos máximo en la dirección “x” caen fuera del diagrama de iteración de las columnas de diseño, con esto se interpreta que las dimensiones de las columnas al igual que la distribución del acero NO es la adecuada para un factor de reducción de respuesta sísmica “R=2.5”.

4.3. Contrastación de Hipótesis

Hipótesis: Si se compara el factor de reducción de respuesta sísmica “R” entre la norma E.030 y el código ASCE/SEI 7-16, en techos con cubiertas a base de estructuras metálicas apoyadas en columnas de concreto armado, entonces se encontrará que el factor de reducción de respuesta sísmica “R” es significativamente diferente entre las dos normas, y que el código ASCE/SEI 7-16 proporciona un factor de reducción de respuesta sísmica “R” más APROPIADO, seguro y confiable que el factor de reducción de respuesta sísmica “R” de la norma E.030.

Metodología para contrastar la hipótesis:

Para definir cuál es el valor más adecuado y/o apropiado para el factor de reducción “R”, lo realizaremos con las siguientes condiciones:

$$\text{Coeficiente de comparación} = \frac{\text{Momento Ultimo Maximo para un "R = 8"}}{\text{Momento Ultimo Maximo para un "R = 2.5"}}$$

El valor del factor de reducción “R = 8” es el más apropiado Si:

$$\text{Coeficiente comparación} > 1$$

El valor del factor de reducción “R = 2.5” es el más apropiado Si:

$$\text{Coeficiente comparación} < 1$$

Los valores del factor de reducción “R = 2.5” y “R = 8” serían los más apropiados

Si:

$$\text{Coeficiente comparación} = 1$$

Para realizar el contraste de la Hipótesis crearemos dos tablas, primero crearemos una tabla, con los valores de los momentos últimos para cada muestra y para cada factor de reducción “R”, obtenidos del programa SAP 2000; mostrados en el análisis y discusión de resultados; para luego crear otra tabla donde se muestran los coeficientes de comparación

para cada muestra, donde también se mostrara cual factor de reducción sísmica “R” es el más apropiado eso si cumpliendo con las condiciones planteada mostradas en la metodología.

Tabla 62

Valores de los Momentos Últimos, para los diferentes factores de reducción de las tres muestras

	VALORES			
	Mu para "R=8"		Mu para "R=2.5"	
	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y
Expediente técnico N°1	-10.107	-0.201	-21.433	-3.71
Expediente técnico N°2	-57.78	0.232	-64.845	-19.92
Expediente técnico N°3	8.473	-7.322	-14.462	8.663

De la Tabla 62, y las condiciones planteadas en la metodología de la investigación, obteniendo la tabla 63 donde se muestra LOS COEFICIENTES DE COMPARACIÓN entre los 02 factores de reducción sísmica “R=8, según Norma E.030” y “R=2.5, Según código ASCE/SEI 7-16”; para luego verificar nuestras condiciones y contrastar cual es el **VALOR MAS APROPIADO** para el factor de reducción sísmica en este tipo de estructuras especiales como los son techos de cobertura metálica apoyados en columnas de concreto armado.

Tabla 63

Coefficiente de comparación para evaluar el valor más apropiado del factor de reducción sísmica para las estructuras especiales en estudio.

	COEFICIENTE DE COMPARACIÓN (CC)		VALOR MAS APROPIADO	
	Eje X	Eje Y	E.030	ASCE / SEI 7-16
			R=8	R=2.5
Expediente técnico N°1	0.472	0.054		Valor más Apropiado
Expediente técnico N°2	0.891	-0.012		Valor más Apropiado
Expediente técnico N°3	-0.586	-0.845		Valor más Apropiado

De la tabla 63, se muestra LOS COEFICIENTES DE COMPARACIÓN entre los 02 factores de reducción sísmica “R=8, según Norma E.030” y “R=2.5, Según código ASCE/SEI 7-16”; para luego verificar nuestras condiciones y contrastar cual es el valor más apropiado para el factor de reducción sísmica en este tipo de estructuras especiales; donde observamos que el valor más apropiado es el factor de reducción sísmica es “R=2.5, del código ASCE/SEI7-16” para este tipo de estructuras especiales como los son techos de cobertura metálica apoyados en columnas de concreto armado; por lo que llegamos a la **conclusión que la hipótesis es positiva.**

Además; Luego de realizar el análisis e interpretación de datos obtenidos, también podemos CONCLUIR QUE LA HIPÓTESIS ES POSITIVA ya que se pudo verificar y observar en el Ítem anterior 4.2. Análisis, interpretación y discusión de resultados; que el diseño y dimensionamiento de las columnas de las tres (03) coberturas de estudio cumplen para un factor de reducción de respuesta sísmica “R=8”, mas no cumplen para un factor de reducción de respuesta sísmica “R=2.5”, ya que se observa que no están dentro del Diagrama de iteración de las columnas en la dirección “x”. Si se hubieran diseñado estas tres (03) coberturas con un factor de reducción de respuesta sísmica “R=2.5”, como lo indica el código ASCE/SEI 7-16; tendría un valor optimo y adecuado del dimensionamiento y distribución del acero de las columnas de concreto armado.

CAPITULO IV: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

Se realizó el análisis comparativo del factor de reducción de respuesta sísmica “R” entre la Norma Técnica Peruana E030 y el Código ASCE/SEI 7-16, en techos con coberturas a base de estructuras metálicas apoyadas en columnas de concreto armado, mediante la aplicación de modelos matemáticos y simulaciones numéricas (software SAP2000). Luego de realizar el análisis e interpretación de datos obtenidos, se verifico y observo que el valor más apropiado es el factor de reducción sísmica es “R=2.5, del código ASCE/SEI7-16” para este tipo de estructuras especiales como los son techos de cobertura metálica apoyados en columnas de concreto armado.

Para el factor de reducción de respuesta sísmica “R = 8” según la Norma E.030 del RNE., el Diseño es adecuado para los tres (03) expedientes de coberturas metálicas a base de estructuras metálicas apoyadas en columnas de concreto armado, ya que cumple con el control de desplazamientos (están por debajo de la deriva limite) y los momentos máximos últimos están dentro del diagrama de iteración en la dirección “x” y “y” de sus columnas, por lo que las dimensiones y distribución del acero de refuerzo es la óptima; pero no es el mas apropiado el factor de reducción sísmica “R=8”, ya que al idealizar y diseñar este tipo de estructuras solemos isostatizar, es decir consideramos uno de sus extremos apoyado fijamente y el otro extremo móvil, esto hace que trabaje en voladizo las columnas, por lo cual no debería utilizarse un factor de reducción sísmica “R=8”, ya que este valor es para pórticos.

Para el factor de reducción de respuesta sísmica “R = 2.5” según código ASCE/SEI 7-16., el Diseño no sería adecuado de los tres (03) expedientes de coberturas metálicas a base de estructuras metálicas apoyadas en columnas de concreto armado, ya que cumple con el control de desplazamientos (están por debajo de la deriva limite) pero falla en los momentos máximos últimos

ya que estos no están dentro del diagrama de iteración en la dirección “x” de sus columnas, por lo que observamos que el factor de reducción sísmica “ $R=2.5$ ” es mas conservador y por ende el más apropiado para este tipo de sistemas estructurales (techos con coberturas a base de estructuras metálicas apoyadas en columnas de concreto armado).

Usar un factor de reducción de respuesta sísmica “ $R=8$ ” del RNE. Norma E.030, para estructuras de este tipo no es correcto, por más que en el control de desplazamientos no superen el límite de deriva; ya que para los diferentes factores de reducción de respuesta sísmica “ R ”, se hallaran valores aceptables y dentro de los límites del control de desplazamiento (deriva limite $=0.014$); pero sin embargo las fuerzas si cambias según sea el factor de reducción de respuesta sísmica “ R ” y son cuantificables. Por lo que se concluye que el valor del factor de reducción de respuesta sísmica más APROPIADO para estructuras de este tipo es el que figura en el código ASCE/SEI 7-16, el cual tiene el valor de “ $R=2.5$ ”, para columnas en cantiléver siempre y cuando se detalle como una columna de concreto armado.

5.2. Recomendaciones

En ausencia de algunos particulares en sistemas estructurales y diseño sísmico de este tipo de estructuras especiales (como coberturas metálicas) en nuestro Reglamento Nacional de edificaciones (RNE) Norma E.030, recomiendo revisar normativa extranjera, por ejemplo; ACI, ASCE/SEI 7-16, LRFD, FEMA, entre otros.

En algunos casos en este tipo de estructuras es más crítico trabajar con el viento además que es más frecuente tener fuertes vientos que un sismo en algunas zonas del país, recomiendo verificar las velocidades de viento de la zona al igual que el riesgo sísmico de la zona donde se realizara el proyecto, para trabajar con el valor más apropiado.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 360 AISC. (2016). *Especificaciones para Construcciones de Acero Estructural*. Chicago, Estados Unidos.
- ASCE/SEI 7-16, A. (2018). *Minimum Design loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. Virginia, Estados Unidos: American Society of Civil Engineers.
- Cervera, M., & Blanco, E. (2002). *Mecánica de Estructuras: Fundamentos del análisis de Estructuras*. Barcelona, España: UPC.
- Colunche, W. (2019). OPTIMIZACIÓN DEL PESO DE COBERTURAS METÁLICAS PARAMÉTRICAS USANDO RHINOCEROS 3D. (*Tesis de Pregrado*). Universidad Nacional de Cajamarca, Cajamarca, Perú.
- Gonzalez, O. (2013). *ANALISIS ESTRUCTURAL*. Mexico: Limusa Mexico.
- ITEA. (s.f.). *Estructuras Tubulares: Propiedades Mecánicas y Geométricas de los Perfiles Tubulares*. España, España: (Instituto Tecnico de la Estructura de Acero).
- Izquierdo, j. (2021). Análisis Sísmico de una Estructura de Cubierta Diseñado para el Estadio Municipal de Calana. (*Tesis de Grado*). Universidad Privada de Tacna, Tacna, Peru.
- Jacome, A. (2022). Análisis Técnico Económico del Coeficiente de Reducción de Respuesta Estructural con Aplicación y Comparación en Sistemas Aporticados de Estructuras Metálicas. (*Tesis de Maestría*). Universidad Técnica de Ambato, Ecuador.
- Leng, J., Peterman, K., Bian, G., Buonopane, S., & Schafer, B. (2017). *Modeling Seismic Response of a Full-Scale Cold-Formed Steel-Framed Building* (Vol. 153). USA: Engineering Structures.
- Lozano, C. (2019). Diseñar la Estructura de Acero del Techo Parabólico para la Losa Deportiva del Club ACUDESI de Santa Inés – Trujillo. (*Tesis de Grado*). Universidad Nacional de Trujillo, Trujillo, PERÚ.
- Mamani, M. (2015). Modelo de Análisis Comparativo para la Optimización del Diseño de Armaduras de Techos en la Ciudad de Juliaca. (*Tesis de Pregrado*). Universidad Andina Nestor Caceres Velasquez, Juliaca, PERÚ.

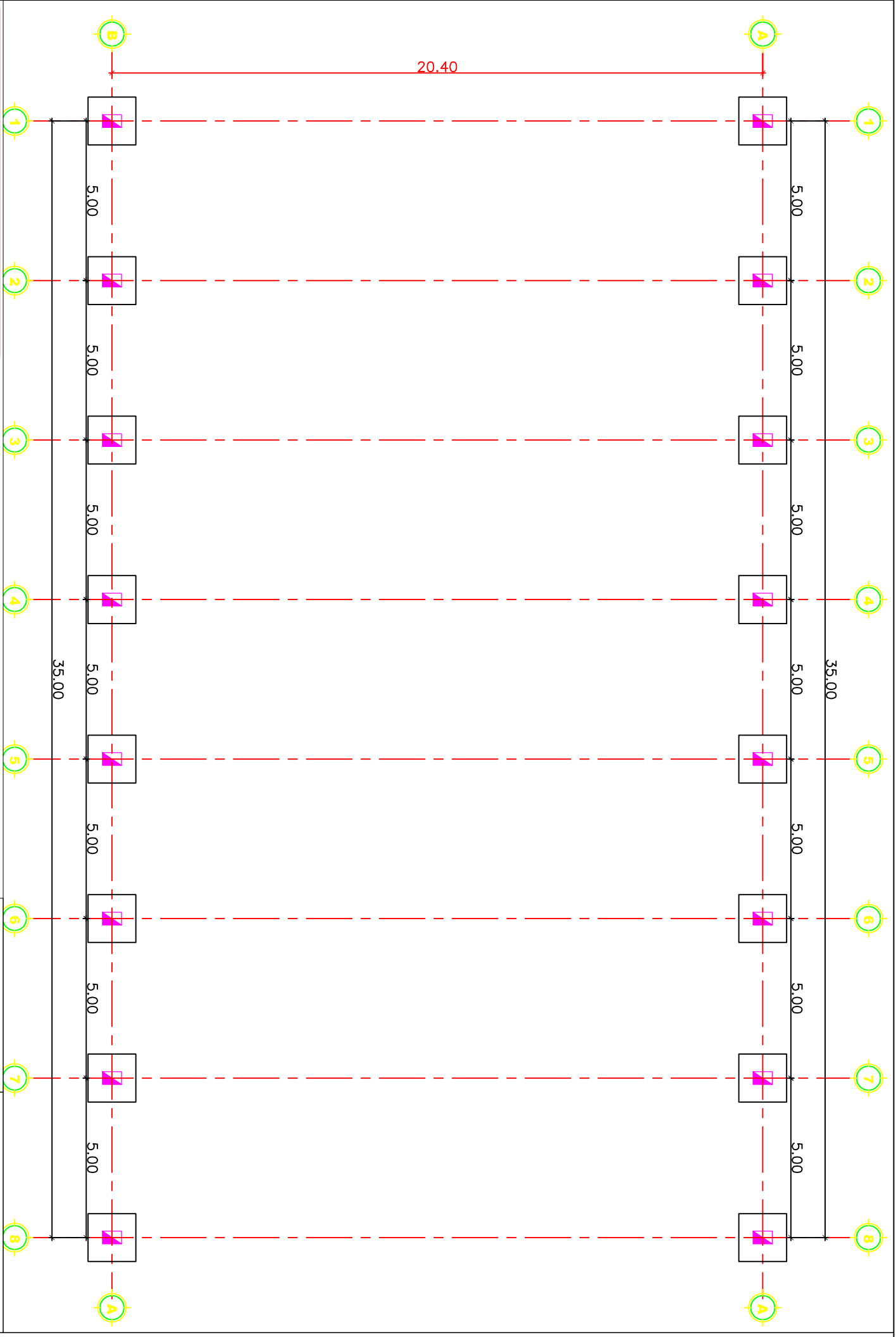
- McCorman, J. (2012). *DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO, METODO LRFD*. MEXICO: AlfaOmega.
- MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO. (2016). *NORMA TÉCNICA E.030 "DISEÑO SISMORRESISTENTE" DEL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES*. LIMA, PERU.
- Orihuela, J., & Davila, R. (2016). *CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL APLICANDO LA NORMATIVA AISC EN LA CIUDAD DE JULIACA, PROVINCIA DE SAN ROMÁN. (tesis de Pregrado)*. Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, juliaca, Perú.
- Páez Navarrete, F. (2023). *Software Shop*. Obtenido de <https://www.software-shop.com/producto/sap2000>
- Pinoargorte, V. (2022). Verificación del Factor de Reducción Sísmico R, para el Análisis Inelástico de Estructuras de Hormigón Armado de acuerdo al NEC11. *(Titulo de Grado)*. Universidad Católica de Santiago de Guayaquil, Ecuador.
- Ramirez, R. (2022). *COMPARACIÓN ENTRE METODOLOGÍAS DE LAS NORMAS E.030 y ASCE 7-16 PARA LA OBTENCIÓN DE ACELERACIONES EN LOS DIAFRAGMAS DE EDIFICACIONES EN EL PERÚ. (tesis de Pregrado)*. Pontificia Univercidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Ramírez, S. (2014). Metodología basada en algoritmos genéticos y programación en paralelo para el diseño óptimo de armaduras de acero. *(tesis de grado)*. Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá, Colombia.
- Suquillo, b., & LLumiquinga, M. (2022). Análisis y Comparación de Metodologías de Rehabilitación Sísmica de Estructuras Metálicas. *INVESTIGACIÓN & DESARROLLO*, 16.
- Wladimir, C., & Carrera, V. (2022). Factores de Reducción de Respuesta Sísmica, Coeficientes de Configuración Estructural y Control de Deformaciones para la Nueva Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2011. *(Tesis de Grado)*. Universidad de Guayaquil, Ecuador.

ANEXOS

ANEXO N°1: PLANOS DE EXPEDIENTE TÉCNICO N° 1.

ANEXO N°2: PLANOS DE EXPEDIENTE TÉCNICO N° 2.

ANEXO N°3: PLANOS DE EXPEDIENTE TÉCNICO N° 3.



ESPECIFICACIONES GENERALES

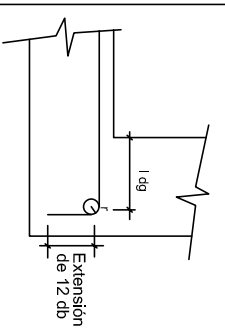
CONCRETO CICLOPEO
 CEMENTOS CORRIDOS : CONCRETO CICLOPEO 1:10 (CEMENTO-AGUACAN)
 MAS SOBRE DE PIEDRA GRANDE DE TAMAÑO MÁXIMO 6"
 SOBRECIMENTOS : CONCRETO CICLOPEO 1:8 (CEMENTO-HORMIGÓN)
 MAS 25% DE PIEDRA MEDIANA DE TAMAÑO MÁXIMO 3"

CONCRETO ARMADO 210
 $f_c =$ Kg/cm² 2 EN CIMENTACION
 $f_t =$ Kg/cm² 210
 $f_s =$ Kg/cm² 2 EN RESTO DE LA ESTRUCTURA
 $f_r =$ 4,200 Kg/cm²

ACERO DE REFUERZO
 RECLIBRIMIENTOS : : 7.5 cm² (EN CARAS EN CONTACTO CON
 : 4 cm² (EN CARAS EN CONTACTO CON
 : 2.5 cm² (EN CARAS SECAS)
 : 3 cm² (EN CARAS SECAS)
 : 2.5 cm² (EN CARAS SECAS)

ZAPATAS
 ALBERADOS Y VIGAS CHATAS : 2.5 cm²

TIERRENO
 CAPACIDAD PORTANTE : (VER ESTUDIO DE SUELOS)
 SOBRE CARGA : S/C = INDICADA EN ENCERRADOS

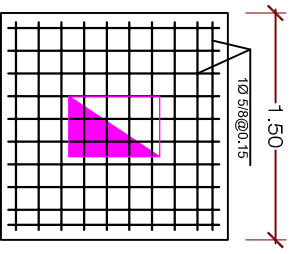


Ø	f _c	175 Kg/cm ²	210 Kg/cm ²
1/2"	30	28	
5/8"	38	35	
3/4"	46	42	
1"	61	56	

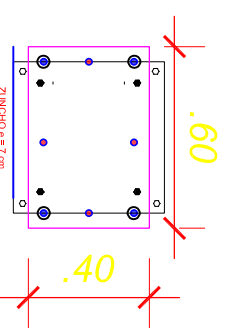
EXTENSION RECTA 12db	Ø	RADIO MÍNIMO DE DOBLEZ (r)
1/2"	15 cm	3.00 cm
5/8"	20 cm	3.00 cm
3/4"	25 cm	4.00 cm
1"	31 cm	5.00 cm

EXTENSION RECTA 12db	Ø	RADIO MÍNIMO DE DOBLEZ (r)
1/2"	15 cm	3.00 cm
5/8"	20 cm	3.00 cm
3/4"	25 cm	4.00 cm
1"	31 cm	5.00 cm

LONGITUD DE ANCLAJE CON GANCHO (ldg) cm.

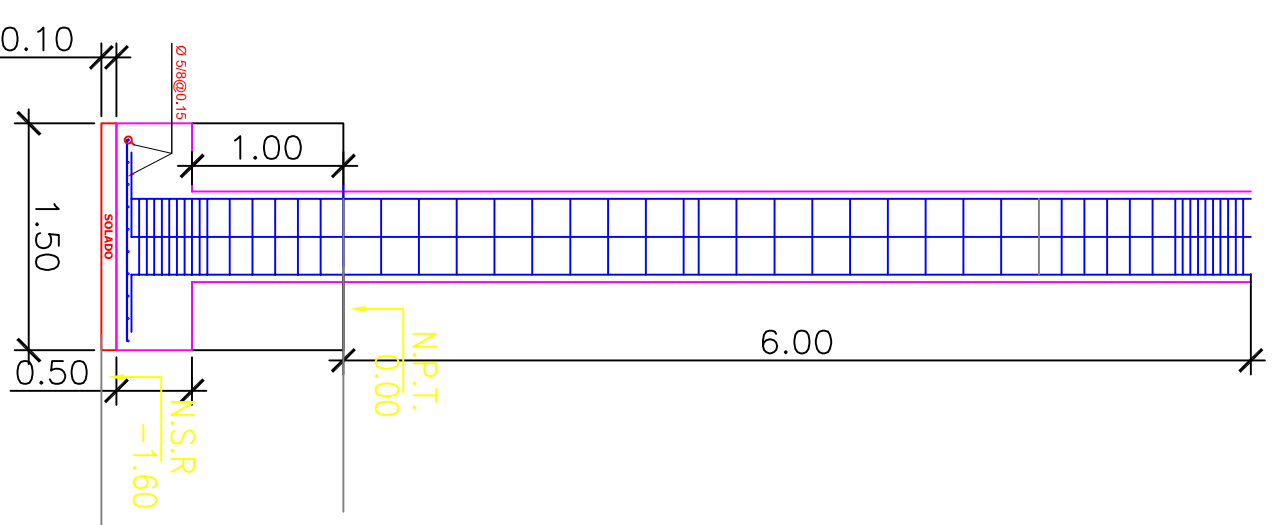


ZAPATA Z1
ESCALA 1/50



DETALLE EN PLANTA DE APOYO FIJO - ESC:1/25

- Acero corrugado de 5/8
- Acero corrugado de 1/2
- Perno Hexagonal Grado 8 de 3/4" x 2"
- Perno Hexagonal Grado 8 de 3/4" x 10"



ELEVACION DE COLUMNA Y CIMENTACION - ES: 1/50

ANEXO N°4: CODIGO ASCE/SEI 7-16, CAPITULO 12.

ASCE STANDARD

ASCE/SEI

7-16

Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures

ASCE STANDARD

ASCE/SEI

7-16

Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures



PUBLISHED BY THE AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS

Library of Congress Cataloging-in-Publication Data

Names: American Society of Civil Engineers.

Title: Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures.

Other titles: Minimum design loads for buildings and other structures. | ASCE standard, ASCE/SEI 7-16, minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures

Description: Reston, Virginia : American Society of Civil Engineers, [2017] | Earlier versions of the standard have title: Minimum design loads for buildings and other structures. | "ASCE standard, ASCE/SEI 7-16." | Includes bibliographical references and index.

Identifiers: LCCN 2017018275 | ISBN 9780784414248 (softcover : alk. paper) | ISBN 9780784479964 (PDF)

Subjects: LCSH: Structural engineering--Standards--United States. | Buildings--Standards--United States. | Strains and stresses. | Standards, Engineering--United States.

Classification: LCC TH851 .M56 2017 | DDC 624.102/1873--dc23 LC record available at <https://lccn.loc.gov/2017018275>

Published by American Society of Civil Engineers

1801 Alexander Bell Drive

Reston, Virginia, 20191-4382

www.asce.org/bookstore | ascelibrary.org

This standard was developed by a consensus standards development process that has been accredited by the American National Standards Institute (ANSI). Accreditation by ANSI, a voluntary accreditation body representing public and private sector standards development organizations in the United States and abroad, signifies that the standards development process used by ASCE has met the ANSI requirements for openness, balance, consensus, and due process.

While ASCE's process is designed to promote standards that reflect a fair and reasoned consensus among all interested participants, while preserving the public health, safety, and welfare that is paramount to its mission, it has not made an independent assessment of and does not warrant the accuracy, completeness, suitability, or utility of any information, apparatus, product, or process discussed herein. ASCE does not intend, nor should anyone interpret, ASCE's standards to replace the sound judgment of a competent professional, having knowledge and experience in the appropriate field(s) of practice, nor to substitute for the standard of care required of such professionals in interpreting and applying the contents of this standard.

ASCE has no authority to enforce compliance with its standards and does not undertake to certify products for compliance or to render any professional services to any person or entity.

ASCE, its affiliates, officers, directors, employees, and volunteers disclaim any and all liability for any personal injury, property damage, financial loss, or other damages of any nature whatsoever, including without limitation any direct, indirect, special, exemplary, or consequential damages, resulting from any person's use of, or reliance on, this standard. Any individual who relies on this standard assumes full responsibility for such use.

ASCE and American Society of Civil Engineers—Registered in U.S. Patent and Trademark Office.

Photocopies and permissions. Permission to photocopy or reproduce material from ASCE publications can be requested by sending an e-mail to permissions@asce.org or by locating a title in ASCE's Civil Engineering Database (<http://cedb.asce.org>) or ASCE Library (<http://ascelibrary.org>) and using the "Permissions" link.

Errata: Errata, if any, can be found at <https://doi.org/10.1061/9780784414248>.

Copyright © 2017 by the American Society of Civil Engineers.

All Rights Reserved.

ISBN 978-0-7844-1424-8 (soft cover)

ISBN 978-0-7844-7996-4 (PDF)

Online platform: <http://ASCE7.online>

Manufactured in the United States of America.

ASCE STANDARDS

In 2014, the Board of Direction approved revisions to the ASCE Rules for Standards Committees to govern the writing and maintenance of standards developed by ASCE. All such standards are developed by a consensus standards process managed by the ASCE Codes and Standards Committee (CSC). The consensus process includes balloting by a balanced standards committee and reviewing during a public comment period. All standards are updated or reaffirmed by the same process every five to ten years. Requests for formal interpretations shall be processed in accordance with Section 7 of ASCE Rules for Standards Committees, which are available at www.asce.org. Errata, addenda, supplements, and interpretations, if any, for this standard can also be found at <https://doi.org/10.1061/9780784414248>.

This standard has been prepared in accordance with recognized engineering principles and should not be used without the user's competent knowledge for a given application. The publication of this standard by ASCE is not intended to warrant that the information contained therein is suitable for any general or specific use, and ASCE takes no position respecting the validity of patent rights. The user is advised that the determination of patent rights or risk of infringement is entirely his or her own responsibility.

A complete list of current standards is available in the ASCE Library (<http://ascelibrary.org/page/books/s-standards>).

Tips for Using This Standard

The **standard provisions** are contained in chapters 1 to 31. Standard provisions are mandatory.

The **standard commentary** is contained in chapters C1 to C31. Standard commentary is intended to help you understand how the provisions were determined and how to apply them.

Gray bars down the side in the provisions (but not the commentary) indicate sections with substantive changes from the previous edition of this standard, ASCE/SEI 7-10, Third Printing.

This standard uses both **customary and metric (S.I.) units**. Customary units appear first, followed by S.I. units in parentheses. When numbered display equations have customary and S.I. versions, the one in customary units is numbered like this: (Eq. 8.3-1). The one in S.I. units is numbered like this: (Eq. 8.3-1.si).

Referenced consensus standards are listed at the end of each chapter of provisions, where they are listed by number with title, publisher, year of publication (and the sections that cite them). In text, they are mentioned only by number: ACI 318, ANSI/AISI S100, ASTM D1536.

Reference citations are listed at the end of each chapter of commentary, where they are listed by author and date with accompanying bibliographic information. In the text, these references are called out by author and date: ASHRAE (2000); Bachman and Dowty (2008); NEHRP (2009).

CONSENSUS STANDARDS AND OTHER REFERENCED DOCUMENTS

This section lists the consensus standards and other documents that shall be considered part of this standard to the extent referenced in this chapter.

ACI 318, *Building code requirements for structural concrete and commentary*. American Concrete Institute, 2014.

ANSI/AISI S100, *North American specification for the design of cold-formed steel structural members*. American Iron and Steel Institute, 2009.

ASTM D1536, *Method of test for color difference using the colormaster differential calorimeter*, 1964.

REFERENCES

American Society of Heating, Refrigerating, and Air-Conditioning Engineers (ASHRAE). (2000). *Practical guide to seismic restraint, RP-812*. ASHRAE, Atlanta, GA.

Bachman, R. E., and Dowty, S. M. (2008). "Nonstructural component or nonbuilding structure?" *Bldg. Safety J.* (April–May).

National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP). (2009). NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures, NEHRP, Washington, DC.

BRIEF CONTENTS

ASCE STANDARDS	iii
TIPS FOR USING THIS STANDARD	iv
ACKNOWLEDGMENTS	xlvii
1 GENERAL	1
2 COMBINATIONS OF LOADS	7
3 DEAD LOADS, SOIL LOADS, AND HYDROSTATIC PRESSURE	11
4 LIVE LOADS	13
5 FLOOD LOADS	21
6 TSUNAMI LOADS AND EFFECTS	25
7 SNOW LOADS	51
8 RAIN LOADS	65
9 RESERVED FOR FUTURE PROVISIONS	67
10 ICE LOADS—ATMOSPHERIC ICING	69
11 SEISMIC DESIGN CRITERIA	77
12 SEISMIC DESIGN REQUIREMENTS FOR BUILDING STRUCTURES	89
13 SEISMIC DESIGN REQUIREMENTS FOR NONSTRUCTURAL COMPONENTS	121
14 MATERIAL-SPECIFIC SEISMIC DESIGN AND DETAILING REQUIREMENTS	135
15 SEISMIC DESIGN REQUIREMENTS FOR NONBUILDING STRUCTURES	145
16 NONLINEAR RESPONSE HISTORY ANALYSIS	163
17 SEISMIC DESIGN REQUIREMENTS FOR SEISMICALLY ISOLATED STRUCTURES	167
18 SEISMIC DESIGN REQUIREMENTS FOR STRUCTURES WITH DAMPING SYSTEMS	181
19 SOIL–STRUCTURE INTERACTION FOR SEISMIC DESIGN	197
20 SITE CLASSIFICATION PROCEDURE FOR SEISMIC DESIGN	203

21	SITE-SPECIFIC GROUND MOTION PROCEDURES FOR SEISMIC DESIGN.	205
22	SEISMIC GROUND MOTION, LONG-PERIOD TRANSITION, AND RISK COEFFICIENT MAPS	209
23	SEISMIC DESIGN REFERENCE DOCUMENTS	237
24	RESERVED FOR FUTURE PROVISIONS.	241
25	RESERVED FOR FUTURE PROVISIONS.	243
26	WIND LOADS: GENERAL REQUIREMENTS	245
27	WIND LOADS ON BUILDINGS: MAIN WIND FORCE RESISTING SYSTEM (DIRECTIONAL PROCEDURE)	273
28	WIND LOADS ON BUILDINGS: MAIN WIND FORCE RESISTING SYSTEM (ENVELOPE PROCEDURE). .	311
29	WIND LOADS ON BUILDING APPURTENANCES AND OTHER STRUCTURES: MAIN WIND FORCE RESISTING SYSTEM (DIRECTIONAL PROCEDURE)	321
30	WIND LOADS: COMPONENTS AND CLADDING	333
31	WIND TUNNEL PROCEDURE.	389
	APPENDIX 11A QUALITY ASSURANCE PROVISIONS (Deleted)	391
	APPENDIX 11B EXISTING BUILDING PROVISIONS	393
	APPENDIX C SERVICEABILITY CONSIDERATIONS.	395
	APPENDIX D BUILDINGS EXEMPTED FROM TORSIONAL WIND LOAD CASES	397
	APPENDIX E PERFORMANCE-BASED DESIGN PROCEDURES FOR FIRE EFFECTS ON STRUCTURES	401
 COMMENTARY TO STANDARD ASCE/SEI 7-16		
C1	GENERAL	405
C2	COMBINATIONS OF LOADS	417
C3	DEAD LOADS, SOIL LOADS, AND HYDROSTATIC PRESSURE.	425
C4	LIVE LOADS	433
C5	FLOOD LOADS	439
C6	TSUNAMI LOADS AND EFFECTS	447

C7	SNOW LOADS.	489
C8	RAIN LOADS	507
C9	RESERVED FOR FUTURE COMMENTARY.	515
C10	ICE LOADS—ATMOSPHERIC ICING.	517
C11	SEISMIC DESIGN CRITERIA	525
C12	SEISMIC DESIGN REQUIREMENTS FOR BUILDING STRUCTURES.	543
C13	SEISMIC DESIGN REQUIREMENTS FOR NONSTRUCTURAL COMPONENTS.	593
C14	MATERIAL-SPECIFIC SEISMIC DESIGN AND DETAILING REQUIREMENTS	619
C15	SEISMIC DESIGN REQUIREMENTS FOR NONBUILDING STRUCTURES.	631
C16	NONLINEAR RESPONSE HISTORY ANALYSIS	657
C17	SEISMIC DESIGN REQUIREMENTS FOR SEISMICALLY ISOLATED STRUCTURES	673
C18	SEISMIC DESIGN REQUIREMENTS FOR STRUCTURES WITH DAMPING SYSTEMS	693
C19	SOIL–STRUCTURE INTERACTION FOR SEISMIC DESIGN.	703
C20	SITE CLASSIFICATION PROCEDURE FOR SEISMIC DESIGN	709
C21	SITE-SPECIFIC GROUND MOTION PROCEDURES FOR SEISMIC DESIGN.	711
C22	SEISMIC GROUND MOTION, LONG-PERIOD TRANSITION, AND RISK COEFFICIENT MAPS	717
C23	SEISMIC DESIGN REFERENCE DOCUMENTS (No Commentary).	725
C24	RESERVED FOR FUTURE COMMENTARY.	727
C25	RESERVED FOR FUTURE COMMENTARY.	729
C26	WIND LOADS: GENERAL REQUIREMENTS	731
C27	WIND LOADS ON BUILDINGS: MAIN WIND FORCE RESISTING SYSTEM (DIRECTIONAL PROCEDURE)	767
C28	WIND LOADS ON BUILDINGS: MAIN WIND FORCE RESISTING SYSTEM (ENVELOPE PROCEDURE). .	771
C29	WIND LOADS ON BUILDING APPURTENANCES AND OTHER STRUCTURES: MAIN WIND FORCE RESISTING SYSTEM (DIRECTIONAL PROCEDURE).	775

C30 WIND LOADS: COMPONENTS AND CLADDING	781
C31 WIND TUNNEL PROCEDURE.	793
APPENDIX C11A QUALITY ASSURANCE PROVISIONS (Deleted)	797
APPENDIX C11B EXISTING BUILDING PROVISIONS (No Commentary).	799
APPENDIX CC SERVICEABILITY CONSIDERATIONS	801
APPENDIX CD BUILDINGS EXEMPTED FROM TORSIONAL WIND LOAD CASES	813
APPENDIX CE PERFORMANCE-BASED DESIGN PROCEDURES FOR FIRE EFFECTS ON STRUCTURES	815
INDEX	Index-1

CHAPTER 12

SEISMIC DESIGN REQUIREMENTS FOR BUILDING STRUCTURES

12.1 STRUCTURAL DESIGN BASIS

12.1.1 Basic Requirements. The seismic analysis and design procedures to be used in the design of building structures and their members shall be as prescribed in this section. The building structure shall include complete lateral and vertical force-resisting systems capable of providing adequate strength, stiffness, and energy dissipation capacity to withstand the design ground motions within the prescribed limits of deformation and strength demand. The design ground motions shall be assumed to occur along any horizontal direction of a building structure. The adequacy of the structural systems shall be demonstrated through the construction of a mathematical model and evaluation of this model for the effects of design ground motions. The design seismic forces and their distribution over the height of the building structure shall be established in accordance with one of the applicable procedures indicated in Section 12.6, and the corresponding internal forces and deformations in the members of the structure shall be determined. An approved alternative procedure shall not be used to establish the seismic forces and their distribution unless the corresponding internal forces and deformations in the members are determined using a model consistent with the procedure adopted.

EXCEPTION: As an alternative, the simplified design procedures of Section 12.14 are permitted to be used in lieu of the requirements of Sections 12.1 through 12.12, subject to all of the limitations contained in Section 12.14.

12.1.2 Member Design, Connection Design, and Deformation Limit. Individual members, including those not part of the seismic force-resisting system, shall be provided with adequate strength to resist the shears, axial forces, and moments determined in accordance with this standard, and connections shall develop the strength of the connected members or the forces indicated in Section 12.1.1. The deformation of the structure shall not exceed the prescribed limits where the structure is subjected to the design seismic forces.

12.1.3 Continuous Load Path and Interconnection. A continuous load path, or paths, with adequate strength and stiffness shall be provided to transfer all forces from the point of application to the final point of resistance. All parts of the structure between separation joints shall be interconnected to form a continuous path to the seismic force-resisting system, and the connections shall be capable of transmitting the seismic force (F_p) induced by the parts being connected. Any smaller portion of the structure shall be tied to the remainder of the structure with elements that have a design strength capable of transmitting a seismic force of 0.133 times the short-period design spectral response acceleration parameter, S_{DS} , times the weight of the

smaller portion or 5% of the portion's weight, whichever is greater. This connection force does not apply to the overall design of the seismic force-resisting system. Connection design forces need not exceed the maximum forces that the structural system can deliver to the connection.

12.1.4 Connection to Supports. A positive connection for resisting a horizontal force acting parallel to the member shall be provided for each beam, girder, or truss, either directly to its supporting elements or to slabs designed to act as diaphragms. Where the connection is through a diaphragm, then the member's supporting element must also be connected to the diaphragm. The connection shall have a minimum design strength of 5% of the dead plus live load reaction.

12.1.5 Foundation Design. The foundation shall be designed to resist the forces developed and to accommodate the movements imparted to the structure and foundation by the design ground motions. The dynamic nature of the forces, the expected ground motion, the design basis for strength and energy dissipation capacity of the structure, and the dynamic properties of the soil shall be included in the determination of the foundation design criteria. The design and construction of foundations shall comply with Section 12.13.

When calculating load combinations using either the load combinations specified in Sections 2.3 or 2.4, the weights of foundations shall be considered dead loads in accordance with Section 3.1.2. The dead loads are permitted to include overlying fill and paving materials.

12.1.6 Material Design and Detailing Requirements. Structural elements, including foundation elements, shall conform to the material design and detailing requirements set forth in Chapter 14.

12.2 STRUCTURAL SYSTEM SELECTION

12.2.1 Selection and Limitations. Except as noted in Section 12.2.1.1, the basic lateral and vertical seismic force-resisting system shall conform to one of the types indicated in Table 12.2-1 or a combination of systems as permitted in Sections 12.2.2, 12.2.3, and 12.2.4. Each system is subdivided by the types of vertical elements used to resist lateral seismic forces. The structural systems used shall be in accordance with the structural system limitations and the limits on structural height, h_n , contained in Table 12.2-1. The appropriate response modification coefficient, R ; overstrength factor, Ω_0 ; and deflection amplification factor, C_d , indicated in Table 12.2-1 shall be used in determining the base shear, element design forces, and design story drift.

Each selected seismic force-resisting system shall be designed and detailed in accordance with the specific requirements for the

Table 12.2-1 Design Coefficients and Factors for Seismic Force-Resisting Systems

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, R^a	Overstrength Factor, Ω_o^b	Deflection Amplification Factor, C_d^c	Structural System Limitations Including Structural Height, h_n (ft) Limits ^d				
					B	C	D ^e	E ^e	F ^f
A. BEARING WALL SYSTEMS									
1. Special reinforced concrete shear walls ^{g,h}	14.2	5	2½	5	NL	NL	160	160	100
2. Ordinary reinforced concrete shear walls ^g	14.2	4	2½	4	NL	NL	NP	NP	NP
3. Detailed plain concrete shear walls ^g	14.2	2	2½	2	NL	NP	NP	NP	NP
4. Ordinary plain concrete shear walls ^g	14.2	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
5. Intermediate precast shear walls ^g	14.2	4	2½	4	NL	NL	40'	40'	40'
6. Ordinary precast shear walls ^g	14.2	3	2½	3	NL	NP	NP	NP	NP
7. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5	2½	3½	NL	NL	160	160	100
8. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	3½	2½	2¼	NL	NL	NP	NP	NP
9. Ordinary reinforced masonry shear walls	14.4	2	2½	1¾	NL	160	NP	NP	NP
10. Detailed plain masonry shear walls	14.4	2	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP
11. Ordinary plain masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¼	NL	NP	NP	NP	NP
12. Prestressed masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP
13. Ordinary reinforced AAC masonry shear walls	14.4	2	2½	2	NL	35	NP	NP	NP
14. Ordinary plain AAC masonry shear walls	14.4	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
15. Light-frame (wood) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance	14.5	6½	3	4	NL	NL	65	65	65
16. Light-frame (cold-formed steel) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance or steel sheets	14.1	6½	3	4	NL	NL	65	65	65
17. Light-frame walls with shear panels of all other materials	14.1 and 14.5	2	2½	2	NL	NL	35	NP	NP
18. Light-frame (cold-formed steel) wall systems using flat strap bracing	14.1	4	2	3½	NL	NL	65	65	65
B. BUILDING FRAME SYSTEMS									
1. Steel eccentrically braced frames	14.1	8	2	4	NL	NL	160	160	100
2. Steel special concentrically braced frames	14.1	6	2	5	NL	NL	160	160	100
3. Steel ordinary concentrically braced frames	14.1	3¼	2	3¼	NL	NL	35'	35'	NP ⁱ
4. Special reinforced concrete shear walls ^{g,h}	14.2	6	2½	5	NL	NL	160	160	100
5. Ordinary reinforced concrete shear walls ^g	14.2	5	2½	4½	NL	NL	NP	NP	NP
6. Detailed plain concrete shear walls ^g	14.2 and 14.2.2.7	2	2½	2	NL	NP	NP	NP	NP
7. Ordinary plain concrete shear walls ^g	14.2	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
8. Intermediate precast shear walls ^g	14.2	5	2½	4½	NL	NL	40'	40'	40'
9. Ordinary precast shear walls ^g	14.2	4	2½	4	NL	NP	NP	NP	NP
10. Steel and concrete composite eccentrically braced frames	14.3	8	2½	4	NL	NL	160	160	100
11. Steel and concrete composite special concentrically braced frames	14.3	5	2	4½	NL	NL	160	160	100
12. Steel and concrete composite ordinary braced frames	14.3	3	2	3	NL	NL	NP	NP	NP
13. Steel and concrete composite plate shear walls	14.3	6½	2½	5½	NL	NL	160	160	100
14. Steel and concrete composite special shear walls	14.3	6	2½	5	NL	NL	160	160	100
15. Steel and concrete composite ordinary shear walls	14.3	5	2½	4½	NL	NL	NP	NP	NP
16. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5½	2½	4	NL	NL	160	160	100
17. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	4	2½	4	NL	NL	NP	NP	NP

18. Ordinary reinforced masonry shear walls	14.4	2	2½	2	NL	160	NP	NP	
19. Detailed plain masonry shear walls	14.4	2	2½	2	NL	NP	NP	NP	
20. Ordinary plain masonry shear walls	14.4	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	
21. Prestressed masonry shear walls	14.4	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	
22. Light-frame (wood) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance	14.5	7	2½	4½	NL	NL	65	65	
23. Light-frame (cold-formed steel) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance or steel sheets	14.1	7	2½	4½	NL	NL	65	65	
24. Light-frame walls with shear panels of all other materials	14.1 and 14.5	2½	2½	2½	NL	NL	35	NP	
25. Steel buckling-restrained braced frames	14.1	8	2½	5	NL	NL	160	100	
26. Steel special plate shear walls	14.1	7	2	6	NL	NL	160	100	
C. MOMENT-RESISTING FRAME SYSTEMS									
1. Steel special moment frames	14.1 and 12.2.5.5	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	
2. Steel special truss moment frames	14.1	7	3	5½	NL	NL	100	NP	
3. Steel intermediate moment frames	12.2.5.7 and 14.1	4½	3	4	NL	NL	35 ^k	NP ^k	
4. Steel ordinary moment frames	12.2.5.6 and 14.1	3½	3	3	NL	NL	NP ^l	NP ^l	
5. Special reinforced concrete moment frames ^m	12.2.5.5 and 14.2	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	
6. Intermediate reinforced concrete moment frames	14.2	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	
7. Ordinary reinforced concrete moment frames	14.2	3	3	2½	NL	NP	NP	NP	
8. Steel and concrete composite special moment frames	12.2.5.5 and 14.3	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	
9. Steel and concrete composite intermediate moment frames	14.3	5	3	4½	NL	NP	NP	NP	
10. Steel and concrete composite partially restrained moment frames	14.3	6	3	5½	160	160	100	NP	
11. Steel and concrete composite ordinary moment frames	14.3	3	3	2½	NL	NP	NP	NP	
12. Cold-formed steel—special bolted moment frame ⁿ	14.1	3½	3 ^o	3½	35	35	35	35	
D. DUAL SYSTEMS WITH SPECIAL MOMENT FRAMES CAPABLE OF RESISTING AT LEAST 25% OF PRESCRIBED SEISMIC FORCES									
1. Steel eccentrically braced frames	12.2.5.1	8	2½	4	NL	NL	NL	NL	
2. Steel special concentrically braced frames	14.1	7	2½	5½	NL	NL	NL	NL	
3. Special reinforced concrete shear walls ^{e,h}	14.2	7	2½	5½	NL	NL	NL	NL	
4. Ordinary reinforced concrete shear walls ^g	14.2	6	2½	5	NL	NP	NP	NP	
5. Steel and concrete composite eccentrically braced frames	14.3	8	2½	4	NL	NL	NL	NL	
6. Steel and concrete composite special concentrically braced frames	14.3	6	2½	5	NL	NL	NL	NL	
7. Steel and concrete composite plate shear walls	14.3	7½	2½	6	NL	NL	NL	NL	
8. Steel and concrete composite special shear walls	14.3	7	2½	6	NL	NL	NL	NL	
9. Steel and concrete composite ordinary shear walls	14.3	6	2½	5	NL	NP	NP	NP	
10. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5½	3	5	NL	NL	NL	NL	
11. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	4	3	3½	NL	NP	NP	NP	
12. Steel buckling-restrained braced frames	14.1	8	2½	5	NL	NL	NL	NL	
13. Steel special plate shear walls	14.1	8	2½	6½	NL	NL	NL	NL	
E. DUAL SYSTEMS WITH INTERMEDIATE MOMENT FRAMES CAPABLE OF RESISTING AT LEAST 25% OF PRESCRIBED SEISMIC FORCES									
1. Steel special concentrically braced frames ^p	14.1	6	2½	5	NL	NL	35	NP	
2. Special reinforced concrete shear walls ^{e,h}	14.2	6½	2½	5	NL	NL	100	100	
3. Ordinary reinforced masonry shear walls	14.4	3	3	2½	NL	160	NP	NP	
4. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	3½	3	3	NL	NL	NP	NP	

continues

Table 12.2-1 (Continued) Design Coefficients and Factors for Seismic Force-Resisting Systems

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, R^a	Overstrength Factor, Ω_o^b	Deflection Amplification Factor, C_d^c	Structural System Limitations Including Structural Height, h_n (ft) Limits ^d				
					B	C	D ^e	E ^e	F ^f
5. Steel and concrete composite special concentrically braced frames	14.3	5½	2½	4½	NL	NL	160	100	NP
6. Steel and concrete composite ordinary braced frames	14.3	3½	2½	3	NL	NL	NP	NP	NP
7. Steel and concrete composite ordinary shear walls	14.3	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	NP
8. Ordinary reinforced concrete shear walls ^g	14.2	5½	2½	4½	NL	NL	NP	NP	NP
F. SHEAR WALL-FRAME INTERACTIVE SYSTEM WITH ORDINARY REINFORCED CONCRETE MOMENT FRAMES AND ORDINARY REINFORCED CONCRETE SHEAR WALLS^h	12.2.5.8 and 14.2	4½	2½	4	NL	NP	NP	NP	NP
G. CANTILEVERED COLUMN SYSTEMS DETAILED TO CONFORM TO THE REQUIREMENTS FOR:	12.2.5.2								
1. Steel special cantilever column systems	14.1	2½	1¼	2½	35	35	35	35	35
2. Steel ordinary cantilever column systems	14.1	1¼	1¼	1¼	35	35	NP ⁱ	NP ⁱ	NP ⁱ
3. Special reinforced concrete moment frames ^m	12.2.5.5 and 14.2	2½	1¼	2½	35	35	35	35	35
4. Intermediate reinforced concrete moment frames	14.2	1½	1¼	1½	35	35	NP	NP	NP
5. Ordinary reinforced concrete moment frames	14.2	1	1¼	1	35	NP	NP	NP	NP
6. Timber frames	14.5	1½	1½	1½	35	35	35	35	NP
H. STEEL SYSTEMS NOT SPECIFICALLY DETAILED FOR SEISMIC RESISTANCE, EXCLUDING CANTILEVER COLUMN SYSTEMS	14.1	3	3	3	NL	NL	NP	NP	NP

^aResponse modification coefficient, R , for use throughout the standard. Note that R reduces forces to a strength level, not an allowable stress level.

^bWhere the tabulated value of the overstrength factor, Ω_o , is greater than or equal to 2½, Ω_o is permitted to be reduced by subtracting the value of 1/2 for structures with flexible diaphragms.

^cDeflection amplification factor, C_d , for use in Sections 12.8.6, 12.8.7, and 12.9.1.2.

^dNL = Not Limited, and NP = Not Permitted. For metric units, use 30.5 m for 100 ft and use 48.8 m for 160 ft.

^eSee Section 12.2.5.4 for a description of seismic force-resisting systems limited to buildings with a structural height, h_n , of 240 ft (73.2 m) or less.

^fSee Section 12.2.5.4 for seismic force-resisting systems limited to buildings with a structural height, h_n , of 160 ft (48.8 m) or less.

^gIn Section 2.3 of ACI 318. A shear wall is defined as a structural wall.

^hIn Section 2.3 of ACI 318. The definition of "special structural wall" includes precast and cast-in-place construction.

ⁱAn increase in structural height, h_n , to 45 ft (13.7 m) is permitted for single-story storage warehouse facilities.

^jSteel ordinary concentrically braced frames are permitted in single-story buildings up to a structural height, h_n , of 60 ft (18.3 m) where the dead load of the roof does not exceed 20 lb/ft² (0.96 kN/m²) and in penthouse structures.

^kSee Section 12.2.5.7 for limitations in structures assigned to Seismic Design Categories D, E, or F.

^lSee Section 12.2.5.6 for limitations in structures assigned to Seismic Design Categories D, E, or F.

^mIn Section 2.3 of ACI 318. The definition of "special moment frame" includes precast and cast-in-place construction.

ⁿCold-formed steel—special bolted moment frames shall be limited to one story in height in accordance with ANSI/AISI S400.

^oAlternately, the seismic load effect including overstrength, E_{ov} , is permitted to be based on the expected strength determined in accordance with ANSI/AISI S400.

^pOrdinary moment frame is permitted to be used in lieu of intermediate moment frame for Seismic Design Categories B or C.

system as set forth in the applicable reference document listed in Table 12.2-1 and the additional requirements set forth in Chapter 14.

Nothing contained in this section shall prohibit the use of alternative procedures for the design of individual structures that demonstrate acceptable performance in accordance with the requirements of Section 1.3.1.3 of this standard.

12.2.1.1 Alternative Structural Systems. Use of seismic force-resisting systems not contained in Table 12.2-1 shall be permitted contingent on submittal to and approval by the Authority Having Jurisdiction and independent structural design review of an accompanying set of design criteria and substantiating analytical and test data. The design criteria shall specify any limitations on system use, including Seismic Design Category and height; required procedures for designing the system's components and connections; required detailing; and the values of the response modification coefficient, R ; overstrength factor, Ω_0 ; and deflection amplification factor, C_d . The submitted data shall establish the system's nonlinear dynamic characteristics and demonstrate that the design criteria result in a probability of collapse conditioned on the occurrence of MCE_R shaking not greater than 10% for Risk Category II structures. The conditional probability of collapse shall be determined based on a nonlinear analytical evaluation of the system and shall account for sources of uncertainty in quality of the design criteria, modeling fidelity, laboratory test data, and ground motions. Structural design review shall conform to the criteria of Section 16.5.

12.2.1.2 Elements of Seismic Force-Resisting Systems. Elements of seismic force-resisting systems, including members and their connections, shall conform to the detailing requirements specified in Table 12.2-1 for the selected structural system.

EXCEPTION: Substitute elements that do not conform to the requirements specified in Table 12.2-1 shall be permitted contingent on submittal to and approval by the authority having jurisdiction of all of the following:

- a. In-depth description of the methodology used to evaluate equivalency of the substitute element for the seismic force-resisting system of interest, or reference to published documentation describing the methodology in depth.
- b. Justification of the applicability of the equivalency methodology, including but not limited to consideration of the similarity of the forces transferred across the connection between the substitute and conforming elements and the balance of the seismic force-resisting system, and the similarity between the substitute and conforming element on the distribution of forces and displacements in the balance of the structure.
- c. A design procedure for the substitute elements, including procedures to determine design strength stiffness, detailing, connections, and limitations to applicability and use.
- d. Requirements for the manufacturing, installation, and maintenance of the substitute elements.
- e. Experimental evidence demonstrating that the hysteretic characteristics of the conforming and substitute elements are similar through deformation levels anticipated in response to MCE_R shaking. The evaluation of experimental evidence shall include assessment of the ratio of the measured maximum strength to design strength; the ratio of the measured initial stiffness to design stiffness; the ultimate deformation capacity; and the cyclic strength and stiffness deterioration characteristics of the conforming and substitute elements.

- f. Evidence of independent structural design review, in accordance with Section 16.5 or review by a third party acceptable to the authority having jurisdiction, of conformance to the requirements of this section.

12.2.2 Combinations of Framing Systems in Different Directions. Different seismic force-resisting systems are permitted to be used to resist seismic forces along each of the two orthogonal axes of the structure. Where different systems are used, the respective R , C_d , and Ω_0 coefficients shall apply to each system, including the structural system limitations contained in Table 12.2-1.

12.2.3 Combinations of Framing Systems in the Same Direction. Where different seismic force-resisting systems are used in combination to resist seismic forces in the same direction, other than those combinations considered as dual systems, the most stringent applicable structural system limitations contained in Table 12.2-1 shall apply and the design shall comply with the requirements of this section.

12.2.3.1 R , C_d , and Ω_0 Values for Vertical Combinations. Where a structure has a vertical combination in the same direction, the following requirements shall apply:

1. Where the lower system has a lower response modification coefficient, R , the design coefficients (R , Ω_0 , and C_d) for the upper system are permitted to be used to calculate the forces and drifts of the upper system. For the design of the lower system, the design coefficients (R , Ω_0 , and C_d) for the lower system shall be used. Forces transferred from the upper system to the lower system shall be increased by multiplying by the ratio of the higher response modification coefficient to the lower response modification coefficient.
2. Where the upper system has a lower response modification coefficient, the design coefficients (R , Ω_0 , and C_d) for the upper system shall be used for both systems.

EXCEPTIONS:

1. Rooftop structures not exceeding two stories in height and 10% of the total structure weight.
2. Other supported structural systems with a weight equal to or less than 10% of the weight of the structure.
3. Detached one- and two-family dwellings of light-frame construction.

12.2.3.2 Two-Stage Analysis Procedure. A two-stage equivalent lateral force procedure is permitted to be used for structures that have a flexible upper portion above a rigid lower portion, provided that the design of the structure complies with all of the following:

- a. The stiffness of the lower portion shall be at least 10 times the stiffness of the upper portion.
- b. The period of the entire structure shall not be greater than 1.1 times the period of the upper portion considered as a separate structure supported at the transition from the upper to the lower portion.
- c. The upper portion shall be designed as a separate structure using the appropriate values of R and ρ .
- d. The lower portion shall be designed as a separate structure using the appropriate values of R and ρ . The reactions from the upper portion shall be those determined from the analysis of the upper portion amplified by the ratio of the

R/ρ of the upper portion over R/ρ of the lower portion. This ratio shall not be less than 1.0.

- e. The upper portion is analyzed with the equivalent lateral force or modal response spectrum procedure, and the lower portion is analyzed with the equivalent lateral force procedure.

12.2.3.3 R , C_d , and Ω_0 Values for Horizontal Combinations.

The value of the response modification coefficient, R , used for design in the direction under consideration shall not be greater than the least value of R for any of the systems used in that direction. The deflection amplification factor, C_d , and the overstrength factor, Ω_0 , shall be consistent with R required in that direction.

EXCEPTION: Resisting elements are permitted to be designed using the least value of R for the different structural systems found in each independent line of resistance if the following three conditions are met: (1) Risk Category I or II building, (2) two stories or fewer above grade plane, and (3) use of light-frame construction or flexible diaphragms. The value of R used for design of diaphragms in such structures shall not be greater than the least value of R for any of the systems used in that same direction.

12.2.4 Combination Framing Detailing Requirements.

Structural members common to different framing systems used to resist seismic forces in any direction shall be designed using the detailing requirements of Chapter 12 required by the highest response modification coefficient, R , of the connected framing systems.

12.2.5 System-Specific Requirements. The structural framing system shall also comply with the following system-specific requirements of this section.

12.2.5.1 Dual System. For a dual system, the moment frames shall be capable of resisting at least 25% of the design seismic forces. The total seismic force resistance is to be provided by the combination of the moment frames and the shear walls or braced frames in proportion to their rigidities.

12.2.5.2 Cantilever Column Systems. Cantilever column systems are permitted as indicated in Table 12.2-1 and as follows. The required axial strength of individual cantilever column elements, considering only the load combinations that include seismic load effects, shall not exceed 15% of the available axial strength, including slenderness effects.

Foundation and other elements used to provide overturning resistance at the base of cantilever column elements shall be designed to resist the seismic load effects, including overstrength of Section 12.4.3.

12.2.5.3 Inverted Pendulum-Type Structures. Regardless of the structural system selected, inverted pendulums as defined in Section 11.2 shall comply with this section. Supporting columns or piers of inverted pendulum-type structures shall be designed for the bending moment calculated at the base determined using the procedures given in Section 12.8 and varying uniformly to a moment at the top equal to one-half the calculated bending moment at the base.

12.2.5.4 Increased Structural Height Limit for Steel Eccentrically Braced Frames, Steel Special Concentrically Braced Frames, Steel Buckling-Restrained Braced Frames, Steel Special Plate Shear Walls, and Special Reinforced Concrete Shear Walls. The limits on structural height, h_n , in Table 12.2-1 are permitted to be increased from 160 ft (50 m) to

240 ft (75 m) for structures assigned to Seismic Design Categories D or E and from 100 ft (30 m) to 160 ft (50 m) for structures assigned to Seismic Design Category F, provided that the seismic force-resisting systems are limited to steel eccentrically braced frames, steel special concentrically braced frames, steel buckling-restrained braced frames, steel special plate shear walls, or special reinforced concrete cast-in-place shear walls and both of the following requirements are met:

1. The structure shall not have an extreme torsional irregularity as defined in Table 12.3-1 (horizontal structural irregularity Type 1b).
2. The steel eccentrically braced frames, steel special concentrically braced frames, steel buckling-restrained braced frames, steel special plate shear walls, or special reinforced cast-in-place concrete shear walls in any one plane shall resist no more than 60% of the total seismic forces in each direction, neglecting accidental torsional effects.

12.2.5.5 Special Moment Frames in Structures Assigned to Seismic Design Categories D through F.

For structures assigned to Seismic Design Categories D, E, or F, where a special moment frame is required by Table 12.2-1 because of the structural system limitations, the frame shall be continuous to the base.

A special moment frame that is used but not required by Table 12.2-1 is permitted to be discontinued above the base and supported by a more rigid system with a lower response modification coefficient, R , provided that the requirements of Sections 12.2.3.1 and 12.3.3.4 are met.

12.2.5.6 Steel Ordinary Moment Frames

12.2.5.6.1 Seismic Design Category D or E

- a. Single-story steel ordinary moment frames in structures assigned to Seismic Design Category D or E are permitted up to a structural height, h_n , of 65 ft (20 m) where the dead load supported by and tributary to the roof does not exceed 20 psf (0.96 kN/m²). In addition, the dead load of the exterior walls more than 35 ft (10.6 m) above the base tributary to the moment frames shall not exceed 20 psf (0.96 kN/m²).

EXCEPTION: Single-story structures with steel ordinary moment frames whose purpose is to enclose equipment or machinery and whose occupants are engaged in maintenance or monitoring of that equipment, machinery, or their associated processes shall be permitted to be of unlimited height where the sum of the dead and equipment loads supported by and tributary to the roof does not exceed 20 psf (0.96 kN/m²). In addition, the dead load of the exterior wall system, including exterior columns more than 35 ft (10.6 m) above the base, shall not exceed 20 psf (0.96 kN/m²). For determining compliance with the exterior wall or roof load limits, the weight of equipment or machinery, including cranes, not self-supporting for all loads shall be assumed to be fully tributary to the area of the adjacent exterior wall or roof not to exceed 600 ft² (55.8 m²), regardless of its height above the base of the structure.

- b. Steel ordinary moment frames in structures assigned to Seismic Design Category D or E not meeting the limitations set forth in Section 12.2.5.6.1.a are permitted within light-frame construction up to a structural height, h_n , of 35 ft (10.6 m) where neither the roof dead load nor the dead load of any floor above the base supported by and tributary to the moment frames exceeds 35 psf (1.68 kN/m²). In addition, the dead load of the exterior walls tributary to the moment frames shall not exceed 20 psf (0.96 kN/m²).

Table 12.3-1 Horizontal Structural Irregularities

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

12.2.5.6.2 *Seismic Design Category F.* Single-story steel ordinary moment frames in structures assigned to Seismic Design Category F are permitted up to a structural height, h_n , of 65 ft (20 m) where the dead load supported by and tributary to the roof does not exceed 20 psf (0.96 kN/m²). In addition, the dead load of the exterior walls tributary to the moment frames shall not exceed 20 psf (0.96 kN/m²).

12.2.5.7 Steel Intermediate Moment Frames

12.2.5.7.1 *Seismic Design Category D*

- a. Single-story steel intermediate moment frames in structures assigned to Seismic Design Category D are permitted up to a structural height, h_n , of 65 ft (20 m) where the dead load supported by and tributary to the roof does not exceed 20 psf (0.96 kN/m²). In addition, the dead load of the exterior walls more than 35 ft (10.6 m) above the base tributary to the moment frames shall not exceed 20 psf (0.96 kN/m²).

EXCEPTION: Single-story structures with steel intermediate moment frames whose purpose is to enclose equipment or machinery and whose occupants are engaged in maintenance or monitoring of that equipment, machinery, or their associated processes shall be permitted to be of unlimited height where the sum of the dead and equipment

loads supported by and tributary to the roof does not exceed 20 psf (0.96 kN/m²). In addition, the dead load of the exterior wall system, including exterior columns more than 35 ft (10.6 m) above the base, shall not exceed 20 psf (0.96 kN/m²). For determining compliance with the exterior wall or roof load limits, the weight of equipment or machinery, including cranes, not self-supporting for all loads shall be assumed to be fully tributary to the area of the adjacent exterior wall or roof not to exceed 600 ft² (55.8 m²), regardless of its height above the base of the structure.

- b. Steel intermediate moment frames in structures assigned to Seismic Design Category D not meeting the limitations set forth in Section 12.2.5.7.1.a are permitted up to a structural height, h_n , of 35 ft (10.6 m).

12.2.5.7.2 *Seismic Design Category E*

- a. Single-story steel intermediate moment frames in structures assigned to Seismic Design Category E are permitted up to a structural height, h_n , of 65 ft (20 m) where the dead load supported by and tributary to the roof does not exceed 20 psf (0.96 kN/m²). In addition, the dead load of the exterior walls more than 35 ft (10.6 m) above the base tributary