

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
ESCUELA DE POSGRADO



Título

**ANÁLISIS Y DISEÑO DE NAVE INDUSTRIAL DE CONCRETO
ARMADO CON PUENTE GRÚA**

**TESIS PARA OPTAR EL GRADO ACADÉMICO DE MAGÍSTER EN
INGENIERÍA CIVIL**

AUTOR

ING. DOMINGO JESUS PANTA MIRANDA

ASESOR

MAG. DANIEL ROBERTO QUIUN WONG

Febrero, 2021

RESUMEN

El siguiente trabajo de Tesis nace por la preocupación del autor de encontrar información precisa y clara sobre el diseño de naves industriales con puentes grúa, con el objetivo de establecer un procedimiento de análisis estructural y diseño de este tipo de estructuras.

En el desarrollo del tema se encontró una formulación poco clara de conceptos, por parte de la norma peruana E.020- "Cargas", sobre cargas vivas móviles, específicamente en conceptos como "máxima carga sobre rueda" o "capacidad de carga" o "carga nominal", que si están definidos claramente en la versión anterior del código ASCE/SEI 7-16- "Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures", que sirvió de base a la norma E.020 en este tema específico.

En esta investigación se encontró que el Eurocódigo ofrece las siguientes normas:

*EN 1991-3-Eurocode 1- "Actions on structures-Part 3: Actions induced by cranes and machinery."

*EN 1993-6-Eurocode 3- "Design of steel structures-Part 6: Crane supporting structures".

Dichas normas hacen una definición de los conceptos básicos y necesarios para el cálculo de las cargas móviles sobre la viga carrilera, incluyendo temas de combinaciones de carga y verificación de condiciones de serviciabilidad del puente grúa.

Halladas las cargas móviles, este trabajo toma en cuenta conceptos como líneas de influencia, para el desarrollo del análisis y diseño de la estructura de nave industrial con puente grúa. En este caso se investigará como el método de Muller Breslau puede hacernos el trabajo más sencillo para analizar líneas de influencia. Además, se considerarán los efectos de sismo, viento y nieve.

Establecido el procedimiento de análisis y diseño, este se aplica a un caso específico de estructura mixta de pórticos de concreto armado y techo de estructura metálica.

Como conclusión principal se obtiene que la Norma E.020 y E0.90 deben ser mejoradas, sobre todo en la definición de conceptos básicos, donde se deben incluir comentarios sobre combinaciones de carga compatibles con la operación de estos equipos, así como métricas de control de la serviciabilidad de las estructuras de soporte de puentes grúa. Y ambas normas deben compatibilizarse para establecer un criterio único en el cálculo de las cargas vivas móviles. En este sentido el autor propone una expresión para hallar la carga máxima sobre rueda y las cargas laterales y longitudinales, para el caso específico de puentes grúa dentro de naves industriales, así como incluir gráficos

similares a los de Eurocódigo para mejor entendimiento de estos conceptos, sobre todo para los lectores que revisan por primera vez la norma.

También se sugiere como tema de estudio para otros trabajos de tesis, el caso de las cargas de viento, cuyas definiciones en la norma E.020 pueden ser mejoradas, en base a estudios más concretos, utilizando modelos analizados en túneles de viento.



ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Antecedentes.....	2
1.2 Justificación.....	4
1.3 Objetivos.....	5
1.4 Metodología.....	5
1.5 Documentación.....	6
2. MARCO TEÓRICO.....	7
2.1 Puente grúa.....	7
2.1.1 Generalidades.....	7
2.1.2 Polipasto.....	9
2.1.3 Carro o trolley.....	9
2.1.4 Viga testera o carro de traslación.....	10
2.1.5 Vigas carrileras.....	10
2.1.6 Riel.....	11
2.1.7 Vigas puente.....	11
2.1.8 Electrificación del trolley.....	13
2.1.9 Electrificación de la Viga Testera.....	13
2.2 Nave industrial.....	13
2.2.1 Generalidades.....	13
2.2.2 Cobertura de techo.....	15
2.2.3 Cerramiento lateral.....	17
2.2.4 Correas.....	17
2.2.5 Largueros.....	18
2.2.6 Tijerales o vigas de pórtico.....	18
2.2.7 Columnas.....	18
2.2.8 Vigas de amarre.....	18
2.2.9 Cimentación.....	19
2.3 Estructuración de naves industriales.....	19

2.3.1	Definición.....	19
2.3.2	Clasificación de naves industriales por número de tramos.....	20
2.3.3	Clasificación de naves industriales por inclinación y forma del techo.....	20
2.3.4	Clasificación de naves industriales por estructura	21
2.4	Modelo analítico del ejemplo específico a analizar	22
2.5	Diseño de estructuras metálicas.....	23
2.5.1	Diseño por tracción.....	23
2.5.2	Diseño por compresión para pandeo por flexión.....	25
2.5.3	Diseño por flexión.....	27
2.5.4	Diseño por corte	31
2.6	Diseño de Estructuras de concreto armado	32
2.6.1	Vigas	32
2.6.2	Diseño de Columnas de concreto armado	34
2.6.3	Diseño de Zapatas de concreto armado	38
3.	ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO	43
3.1	Predimensionamiento de Tijerales Metálicos.....	43
3.1.1	Generalidades	43
3.1.2	Predimensionamiento de peralte del tijeral metálico	43
3.1.3	Predimensionamiento de distancia entre Pórticos de Nave	44
3.1.4	Predimensionamiento de distancia entre Montantes del Tijeral	44
3.1.5	Predimensionamiento de Columnas	45
4.	ESTUDIO DE NORMAS TÉCNICAS SOBRE CARGAS VIVAS MÓVILES.....	46
4.1	Generalidades	46
4.2	Solución de Problemas físicos.....	47
4.2.1	Problema 1	47
4.2.2	Problema 2	48
4.2.3	Problema 3.....	50
4.2.4	Valores obtenidos para cada problema.....	50
4.3	Norma Peruana E.020-Cargas.....	56

4.3.1	Carga vertical	56
4.3.2	Carga horizontal	56
4.3.3	Carga longitudinal.....	56
4.3.4	Critica a la norma E.020	56
4.4	Norma Peruana E.090-Estructuras metálicas.....	57
4.4.1	Carga vertical	57
4.4.2	Carga horizontal	57
4.4.3	Carga longitudinal.....	58
4.4.4	Critica a la norma E.090	58
4.5	Steel Design Guide #7-AISC.....	58
4.6	ASCE/SEI-7-16- "Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures".....	59
4.6.1	Generalidades	59
4.6.2	Máxima carga sobre la rueda	59
4.6.3	Fuerza de impacto vertical.....	60
4.6.4	Fuerza lateral.....	60
4.6.5	Fuerza Longitudinal	61
4.7	GUIDE FOR DESIGN AND CONSTRUCTION OF MILL BUILDINGS –AISE TECHNICAL REPORT 13(2013).....	61
4.7.1	Generalidades	61
4.7.2	Carga de izaje (Lifted Load).....	61
4.7.3	Clasificación de Naves Industriales según AISE 13.....	61
4.7.4	Impacto Vertical.....	62
4.7.5	Cargas Horizontales	62
4.7.6	Cargas longitudinales	62
4.7.7	Combinaciones de Carga	62
4.8	CMAA-SPECIFICATION#70-CRANE MANUFACTURES ASSOCIATION OF AMERICA.....	63
4.8.1	Generalidades	63
4.8.2	Clasificación de puentes Grúa	64

4.8.3	Carga muerta DL (Dead load).....	65
4.8.4	Carga del Trolley o carro TL	65
4.8.5	Carga de levante o nominal LL (Lifted Load)	65
4.8.6	Fuerzas de inercia verticales VIF (Vertical Inertia Forces)	65
4.8.7	Factor de carga muerta DLF (Dead Load Factor)	65
4.8.8	Factor de carga de alzamiento HLF (Hoist Load Factor).....	65
4.8.9	Cargas de inercia debido al manejo IFD (Inertia Forces from Drives)	66
4.8.10	Carga de desgaste (SK)	66
4.8.11	Combinación de cargas	66
4.9	NORMA CHILENA OFICIAL Nch 1537- “Diseño estructural-Cargas permanentes y cargas de uso”	67
4.9.1	Generalidades	67
4.9.2	Carga máxima sobre rueda	67
4.9.3	Fuerza de impacto vertical.....	67
4.9.4	Fuerza lateral.....	68
4.9.5	Fuerza longitudinal	68
4.10	Reglamento colombiano de construcción sismo resistente-Título B-Cargas .	68
4.10.1	Generalidades	68
4.10.2	Fuerza de Impacto vertical.....	68
4.10.3	Fuerza Horizontal lateral.....	69
4.10.4	Fuerza horizontal longitudinal	69
4.11	NORMA VENEZOLANA-COVENIN 2002-88- “Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones”	69
4.11.1	Generalidades	69
4.11.2	Incremento de las fuerzas verticales de impacto	70
4.11.3	Fuerza transversal	70
4.11.4	Fuerza longitudinal	70
4.12	Bureau of Indian Standards- “Code of practice for Design Loads (other than Earthquake) for Buildings and Structures”	71
4.12.1	Generalidades	71

4.12.2	Incremento de cargas verticales	71
4.12.3	Fuerzas horizontales transversales a los rieles.....	71
4.12.4	Fuerzas horizontales longitudinales a los rieles	71
4.13	Normas Técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de acero-Gaceta oficial de la ciudad de Mexico-2017	72
4.13.1	Generalidades	72
4.13.2	Incremento de cargas verticales	72
4.13.3	Carga lateral total	73
4.13.4	Fuerza de Frenado	73
4.14	EUROCODIGO 1-PARTE 3 Y EUROCODIGO 3 PARTE 6	73
4.14.1	Generalidades	73
4.14.2	Conceptos Básicos.....	73
4.14.3	Clasificación de las acciones inducidas por los puentes grúa a la estructura.....	74
4.14.4	Determinación de las cargas verticales sobre las llantas.	76
4.14.5	Determinación de cargas horizontales por aceleración y desaceleración del puente grúa.....	78
4.14.6	Cargas transversales por aceleración y frenado del trolley	83
4.14.7	Combinaciones de carga según Eurocódigo 1-Parte 3	84
4.14.8	NORMA EN-1993-6-Eurocódigo 3-Parte 6	85
4.15	SANS 10160-6-2009South African National Standard -Part 6: Actions induced by cranes and machinery.	87
4.16	Notación y expresiones sugeridas por el autor para mejor entendimiento del cálculo de cargas vivas móviles sobre puente grúa.....	87
4.16.1	Peso propio del puente Grúa (Q_{c1}) y peso propio del Trolley (Q_{c2}).....	87
4.16.2	Carga nominal del puente grúa (Q_h)	87
4.16.3	Expresión para calcular la máxima carga sobre rueda ($Q_{vm\acute{a}x}$).....	87
4.17	Resumen de normas consideradas	89
5.	DEFINICIÓN DE OTRAS CARGAS A CONSIDERAR EN EL ANÁLISIS	90
5.1	Peso propio (D_Peso propio).....	90

5.2	Sobrecarga Muerta (D_SobreCM)	90
5.3	Carga Viva en techos (Lr)	90
5.4	Carga de Nieve(S)	91
5.5	Cargas de viento(W)	92
5.6	Cargas de sismo (E)	97
5.6.1	Generalidades	97
5.6.2	Modelo para el análisis	98
5.6.3	Factor de Zona (Z)	98
5.6.4	Factor de Uso (U)	99
5.6.5	Factor de Suelo y parámetros de sitio (S, TP y T _L)	100
5.6.6	Factor de Amplificación sísmica(C)	100
5.6.7	Peso de la estructura (P)	100
5.6.8	Coefficiente de reducción de las cargas sísmicas	101
5.6.9	Verificación de desplazamientos laterales	101
5.6.10	Procedimientos de análisis sísmico	102
6.	LINEAS DE INFLUENCIA	103
6.1	Definición de línea de influencia	103
6.2	Método del equilibrio	104
6.3	Método de la Fuerza Bruta	104
6.4	Método de Muller-Breslau	106
6.5	Líneas de Influencia aplicando el programa SAP-2000	110
7.	COMBINACIONES DE CARGAS	113
7.1	Generalidades	113
7.2	Combinaciones de cargas de las normas peruanas	113
8.	CASO ESPECÍFICO PARA ANALISIS Y DISEÑO DE NAVE INDUSTRIAL CON PUENTE GRÚA	114
8.1	Generalidades	114
8.2	Características geométricas y estructurales	114
8.3	Peso y medidas del puente grúa a considerar	116

9. METRADO DE CARGAS DE CASO ESPECÍFICO	119
9.1 Generalidades	119
9.2 Cargas muertas (D)	120
9.3 Sobrecarga Muerta (D)	120
9.4 Cargas vivas de Techo (Lr).....	123
9.5 Cargas vivas móviles.....	124
9.5.1 Cálculo de cargas usando normas internacionales estudiadas.....	124
9.5.2 Cálculo de cargas sobre viga carrilera según Eurocódigo 1-Parte 3.	125
9.6 Cargas sísmicas	137
9.6.1 Generalidades	137
9.6.2 Cálculo de modos de vibración.....	137
9.6.3 Cargas sísmicas para el análisis estático	145
9.6.4 Espectros para Análisis dinámico modal espectral	146
9.7 Cargas de viento	150
9.7.1 Generalidades	150
9.7.2 Cargas de viento en la dirección XX.....	150
9.7.3 Cargas de viento en la dirección YY.....	156
9.8 Cargas de Nieve.....	162
9.8.1 Generalidades	162
9.8.2 Carga de nieve para condición balanceada	162
9.8.3 Carga de viento para la condición desbalanceada.....	163
10. MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA	164
11. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA	170
11.1 Escalamiento de las fuerzas resultantes en el análisis modal.....	170
11.1.1 Fuerza cortante en la base para el análisis estático.....	170
11.1.2 Fuerza cortante en la base para el análisis dinámico modal espectral.	170
11.1.3 Verificación de cortantes en la base y escalamiento.....	170
11.2 Verificación de desplazamientos por carga sísmica.....	171
11.3 Verificación de desplazamientos con Eurocódigo 3	175

11.4	Fuerzas en estructuras metálicas	181
11.4.1	Tijerales metálicos	181
11.4.2	Correas de techo	184
11.4.3	Arriostramientos de Tijerales (WT)	192
11.4.4	Largueros	195
11.5	Fuerzas en estructuras de concreto armado.....	203
12.	DISEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS.....	221
12.1	Generalidades	221
12.2	Diseño por compresión y tracción de tijerales de techo.	221
12.2.1	Diseño por compresión.....	222
12.2.2	Diseño por tracción.....	224
12.3	Diseño a compresión y tracción de arriostramientos de tijerales de techo ..	224
12.3.1	Diseño por compresión.....	225
12.3.2	Diseño a tracción.....	226
12.4	Diseño por flexión biaxial y corte de correas de techo	227
12.4.1	Diseño por método ASD	228
12.4.2	Diseño por método LRFD	230
12.5	Diseño por flexión biaxial y fuerza cortante de largueros	231
12.5.1	Diseño por método ASD.....	231
12.5.2	Diseño por método LRFD	233
13.	DISEÑO EN CONCRETO ARMADO.....	234
13.1	Diseño de vigas carrileras.....	234
13.2	Diseño de vigas V1.....	236
13.3	Diseño de columnas	238
13.3.1	Generalidades	238
13.3.2	Columna de Pórtico central.....	238
13.3.3	Columna de pórtico extremo.....	243
13.4	Diseño de Zapata de concreto armado.....	247
13.4.1	Diseño de Zapata para columna de pórtico central.....	247

13.4.2	Diseño de Zapata para columna de pórtico extremo.....	253
14.	PROCEDIMIENTO FINAL	259
15.	PROPUESTA DE CAMBIO EN LA NORMA E.020	260
16.	CONCLUSIONES FINALES.....	264
17.	BIBLIOGRAFIA.....	265
18.	ANEXO A-PLANOS	267



FIGURAS

Figura 1: Vista de naves Industriales de Unidad Minera Cerro Lindo-Compañía Minera Milpo-Chincha-Ica.	5
Figura 2: Esquema de puente grúa y sus componentes.	7
Figura 3: Puente grúa de 25tns-Nave industrial de molienda-Unidad Minera Cerro Lindo-Compañía Minera Milpo.	8
Figura 4: Ejemplo de plano certificado de puente grúa.	9
Figura 5: Foto de polipasto y trolley.	10
Figura 6: Foto de viga testera y viga carrilera.	11
Figura 7: Puente grúa monorriel (una sola viga puente).	12
Figura 8: Puente grúa birriel (dos vigas puente).	12
Figura 9: Foto de elementos de Puente Grúa.	13
Figura 10: Vista de naves industriales de molienda, flotación y reactivos-Unidad Minera Cerro Lindo.	14
Figura 11: Nave de Laboratorio de Estructuras-PUCP.	14
Figura 12: Esquema estructural de nave industrial y sus componentes.	15
Figura 13: Vista de Cobertura de Techo-Nave de Mantenimiento-Unidad Minera Cerro Lindo.	16
Figura 14: Vista de Cerramientos laterales-Nave de Mantenimiento-Unidad Minera Cerro Lindo.	17
Figura 15: Vista de nave industrial de mantenimiento-Unidad Minera Cerro Lindo.	18
Figura 16: Clasificación de Naves Industriales.	20
Figura 17: Clasificación estructural de los pórticos de naves industriales.	22
Figura 18: Esquema estructural de caso específico de estudio.	23
Figura 19: Tabla 2.5.1 de Norma E.090-"Estructuras metálicas"-Para pares de ángulos en compresión-Para zona de elementos no rigidizados.	25
Figura 20: Tabla 2.5.1 de la Norma E.0.90- "Estructuras metálicas"-Relaciones limite ancho/espesor para elementos no rigidizados (alas) en canales laminados en flexión. ..	27
Figura 21: Tabla 2.5.1 de la Norma E.090- "Estructuras metálicas"-Relaciones limite ancho espesor para elementos rigidizados (alma) para el caso almas en compresión por flexión	27
Figura 22: Sección de ayuda para cálculo de capacidad de momento de diseño.	33
Figura 23: Fuerzas de corte en viga de concreto armado.	34
Figura 24: Deformaciones unitarias en columnas.	35
Figura 25. Diagrama de interacción típico de columna.	36
Figura 26: Esquema de zapata aislada.	39
Figura 27: Acción de cargas axiales y de momento y reacción del terreno.	40
Figura 28: Cálculo de q_{adm} fuera del núcleo central.	40
Figura 29: Fuerza Cortante en zapatas.	41
Figura 30: Cortante por punzonamiento.	42

Figura 31: Elevación de Tijeral de Techo.....	44
Figura 32: Soporte de cobertura de techo sobre correas.....	45
Figura 33: Tabla de sobrecargas máximas sobre cobertura.....	45
Figura 34:Esquema de distribución de la fuerza de inercia por desaceleración de la carga izada, en las ruedas de las vigas testera.....	48
Figura 35:Esquema de fuerzas de inercia cuando se produce la desaceleración del puente grúa.....	49
Figura 36:Fuerza de inercia por desaceleración de Trolley cargado.....	50
Figura 37:Gráfica de Impacto Vertical sobre ruedas por frenado en izaje de carga.....	52
Figura 38:Gráfica de Carga impulsiva longitudinal.....	54
Figura 39:Fuerza impulsiva lateral sobre rueda.....	55
Figura 40: Porcentajes de incremento de carga vertical de impacto(ASCE 7-16).....	60
Figura 41: Ejemplo de aplicación de carga vertical impactada y fuerza lateral.....	60
Figura 42: Ejemplo de aplicación de carga vertical y fuerza longitudinal.....	61
Figura 43: Cálculo del Coeficiente S_{sk}	66
Figura 44: Dirección y sentido de las fuerzas sobre la viga carrilera según CMAA.....	67
Figura 45: Cargas de las grúas viajeras sobre estructura de soporte, según norma mexicana.....	72
Figura 46: Definición de peso propio de puente grúa y carga de izado.....	74
Figura 47: Posición del Trolley y cargas donde se debe calcular los valores de $\sum Q_r, \text{máx}$ y $\sum Q_r, (\text{máx})$	77
Figura 48: Posición del Trolley y cargas donde se debe calcular los valores de $\sum Q_r, \text{mín}$ y $\sum Q_r, (\text{mín})$	78
Figura 49: Fuerzas horizontales longitudinales por aceleración y desaceleración del puente grúa.....	78
Figura 50: Fuerzas horizontales transversales por aceleración y desaceleración del puente grúa.....	79
Figura 51: Cargas horizontales longitudinales y transversales generadas por giro del puente grúa.....	80
Figura 52:Tabla 2.7 de Eurocódigo 1 para el cálculo de α_F, α_V y α_O	81
Figura 53: Cálculo de la distancia h según Eurocódigo 1.....	81
Figura 54: Ubicación de cargas horizontales longitudinales por giro de puente grúa.....	82
Figura 55: Ubicación de cargas horizontales transversales por giro de puente grúa.....	83
Figura 56: Valores de λ para hallar las cargas horizontales por giro del puente grúa.....	83
Figura 57: Fuerza horizontal trasversal por la aceleración y frenado del Trolley.....	84
Figura 58: Criterios para límites de deflexión vertical en naves con puente grúa-Eurocódigo 3-Parte 6.....	85
Figura 59: Criterios para límites de deflexión en naves con puente grúa-Eurocódigo 6-Parte 6.....	86

Figura 60: Diagrama de cargas de puente grúa sobre vigas carrileras.	88
Figura 61: Viga simplemente apoyada con carga a una distancia a del apoyo-reacciones.	88
Figura 62: Resumen de normas estudiadas.....	89
Figura 63: Aplicación de carga de Nieve balanceada.	91
Figura 64: Aplicación de carga de Nieve desbalanceada.	92
Figura 65: Acciones de viento sobre la nave industrial.....	92
Figura 66: Factores de forma por presión externa C_s	93
Figura 67: Factores de forma de presión interna.....	93
Figura 68: Esquema explicativo de la acción de cargas de viento externas en nave a dos aguas.	94
Figura 69: Vista 3d de acción de cargas de viento sobre edificio a dos aguas.....	95
Figura 70: Definición de altura h en aplicación de cargas de viento según ASCE 7-16....	96
Figura 71: Túnel de viento con aplicación al diseño de edificaciones.....	96
Figura 72: Túnel de viento para estimación de acción de viento sobre modelos de edificaciones.....	97
Figura 73: Zonas sísmicas del Perú.	98
Figura 74: Anexo II-Zonificación sísmica.	99
Figura 75: Tabla de Factores de Uso U	99
Figura 76: Tabla de factores de suelo S y periodos T_P y T_L	100
Figura 77: Valores de Coeficiente básico de Reducción R_o	101
Figura 78: Valores límites de distorsión del entrepiso.	102
Figura 79: Diagrama de momentos por la aplicación de carga unitaria en $y=0.50m$	104
Figura 80: Diagrama de momentos por la aplicación de carga unitaria en $y=1m$	105
Figura 81: Diagrama de momentos por la aplicación de carga unitaria en $y=1.5m$	105
Figura 82: Diagrama de momentos por aplicación de carga unitaria en $y=2m$	105
Figura 83: Líneas de influencia de momentos por la aplicación de cargas unitarias en diversos puntos.....	106
Figura 84: Ejemplo práctico para la explicación del método de Muller Breslau.	107
Figura 85: Ejemplo de aplicación de Muller-Breslau para hallar el punto de aplicación de la carga para el máximo momento.	109
Figura 86: Ejemplo de aplicación del Método de Muller-Breslau en pórtico hiperestático.	109
Figura 87: Aplicación del método de Muller-Breslau utilizando SAP 2000.....	110
Figura 88: Cargas del Carro Móvil.....	110
Figura 89: Definición de vigas donde se aplicará la carga viva móvil.	111
Figura 90: Línea de influencia de carga unitaria aplicada en la mitad del primer tramo de la viga.	112
Figura 91: Aplicación de cargas longitudinales y transversales sobre viga carrilera....	112
Figura 92: Planta general del caso específico.	115

Figura 93: Elevación principal de caso específico.	116
Figura 94: Elevación lateral del caso específico.....	117
Figura 95: Planta de Puente Grúa con notación usada para predimensionamiento.	118
Figura 96: Elevación de Puente Grúa con notación usada para predimensionamiento.	118
Figura 97: Tabla de datos típicos de puentes grúa.	119
Figura 98: Elevación típica de tijeral-Cálculo de distancias l_m y l_w	119
Figura 99: Sobrecargas muertas actuando en correas.....	121
Figura 100:Sobrecargas muertas actuando sobre largueros.....	122
Figura 101: Cargas vivas de techo aplicadas en las correas.	123
Figura 102: Cuadro comparativo de cargas sobre viga carrilera-diferentes normas.	124
Figura 103: Grupos de carga -Estados límites últimos-Eurocódigo 3-Parte 1.	134
Figura 104:Modelo Dinámico de Lovov de acciones de fuerzas horizontales sobre puente grúa.....	136
Figura 105:Lista de Modos de Vibración de la estructura.	138
Figura 106:Lista de Modos de Vibración de la estructura.	139
Figura 107:Lista de Modos de Vibración de la estructura.	140
Figura 108:Lista de Modos de Vibración de la estructura.	141
Figura 109:Lista de Modos de Vibración de la estructura.	142
Figura 110:Lista de Modos de Vibración de la estructura.	143
Figura 111:Deformada del Modo 66- $T_x=0.768$ s- Porcentaje de participación de masa=72%.	144
Figura 112:Deformada del Modo 67- $T_y=0.648$ s- Porcentaje de participación de masa =74.4%.	145
Figura 113:Espectro de Pseudo- aceleraciones en la dirección XX.	146
Figura 114:Espectro de pseudo-aceleraciones en la dirección YY.....	148
Figura 115: Aplicación de cargas de viento en la dirección XX considerando succión en la cara de barlovento en techo.....	154
Figura 116: Aplicación de cargas de viento en la dirección XX considerando presión en la cara de barlovento de techo.....	155
Figura 117: Aplicación de cargas de viento en la dirección YY, considerando succión en la cara de barlovento -techo.....	160
Figura 118: Aplicación de cargas de viento en la dirección YY, considerando presión en la cara de barlovento-techo.....	161
Figura 119: Aplicación de cargas de nieve en la condición balanceada.	163
Figura 120: Aplicación de cargas de nieve en la condición desbalanceada.	164
Figura 121: Vista 3D del modelo SAP 2000-Caso específico.....	165
Figura 122: Elevación principal-Modelo SAP 2000-Caso específico.	165
Figura 123: Elevación lateral-Modelo SAP 2000-Caso específico.....	166
Figura 124: Elevación frontal-Modelo SAP 2000-Caso específico.....	166
Figura 125: Elevación principal-Modelo SAP 2000-Secciones.....	168

Figura 126: Elevación lateral-Modelo SAP 2000-Secciones.	168
Figura 127: Elevación frontal-Modelo SAP 2000-Secciones.....	169
Figura 128: Vista de arriostramiento de tijerales-Modelo SAP 2000-Secciones.	169
Figura 129: Vista 3d-Máximo desplazamiento por carga sísmica en la estructura para la dirección XX-48.87 mm.....	171
Figura 130:Elevación- Máximo desplazamiento por carga sísmica en la estructura para la dirección XX.....	172
Figura 131: Vista 3D-Máximo desplazamiento por carga sísmica en la estructura para la dirección YY-13.55 mm.	173
Figura 132:Elevación -Máximo desplazamiento por carga sísmica en la estructura para la dirección YY=13.55S.	174
Figura 133: Máximo desplazamiento horizontal de viga carrilera-1.47mm.....	175
Figura 134: Máximo desplazamiento horizontal a nivel de viga carrilera-41.89mm.....	176
Figura 135: Máximo desplazamiento de pórtico adyacente-39.608 mm.....	177
Figura 136: Desplazamiento horizontal máximo de punto medio de viga carrilera derecha-1.459mm.	178
Figura 137: Desplazamiento vertical de viga carrilera izquierda-0.93mm.....	179
Figura 138: Desplazamiento de la viga vertical derecha-0.98mm.	180
Figura 139: Fuerzas de Tracción y compresión en Tijeral metálico (Cargas en servicio).	181
Figura 140: Máxima compresión en brida inferior de tijeral metálico-C _s =183.47kN.....	182
Figura 141: Máxima tracción en brida inferior de tijeral metálico-T _s =133.91 kN.....	182
Figura 142:Fuerzas de Tracción y Compresión en tijeral metálico (Cargas últimas).	183
Figura 143:Máxima compresión en brida inferior de tijeral metálico (C _u =195.95 kN).	183
Figura 144:Máxima tracción en tijeral metálico (T _u =150.78 kN).....	184
Figura 145:Envolvente de Momentos de servicio en correas-Eje 3.....	184
Figura 146: Máximo momento en servicio en eje local 3 para correas de techo,	185
Figura 147:Envolvente de fuerza cortante de servicio en Eje Local 2.....	185
Figura 148:Máxima Fuerza cortante en el eje 3-V _{s22} =4.28 kN.	186
Figura 149:Envolvente de momentos de servicio en el eje local 2, para correas de techo.	186
Figura 150:Momento máximo de servicio en eje local 2.	187
Figura 151: Envolvente de fuerza cortante de servicio en eje local 3.	187
Figura 152:Máxima fuerza cortante en eje 3-V _{s33} =0.76 kN.	188
Figura 153:Envolvente de momentos últimos en eje local 3, en correas de techo.....	188
Figura 154:Máximo momento último en eje 3-M _{u33} =6.07 kN-m.....	189
Figura 155:Envolvente de fuerza cortante ultima en eje local 2.....	189
Figura 156: Máxima fuerza cortante V _{u22} =4.86 kN, en eje local 2.	190
Figura 157:Envolvente de momentos últimos en eje local 2, en correas de techo.....	190
Figura 158: Máximo momento M _{u22} =1.36 kN-m, en correas de techo.....	191

Figura 159:Envolvente de cortantes últimos en eje local 3, en correas de techo.	191
Figura 160:Máxima fuerza cortante $Vu_{33}=1.086$ kN, en correas de techo.	192
Figura 161: Fuerzas axiales de servicio en arriostramientos de tijerales.	192
Figura 162: Máxima compresión de servicio en arriostramientos de tijerales- $Cs=104.212$ Kn.	193
Figura 163:Máxima Tracción de servicio en arriostramientos de tijerales-	193
Figura 164:Fuerzas axiales ultimas en arriostramientos de tijerales.	194
Figura 165:Máximo compresión última en arriostramiento de tijerales.	194
Figura 166: Máxima Tracción ultima en arriostramiento de tijerales.	195
Figura 167:Envolvente de Momentos de servicio en el eje local 3, en largueros.	195
Figura 168: Máximo Momento de servicio en eje local 3. $Ms_{33}=4.00$ kN-m, en largueros.	196
Figura 169: Envolvente de Cortantes en servicio en el eje local 2, en largueros.	196
Figura 170:Cortante máximo de servicio en eje local 2. $Vs_{22}=2.238$ kN.	197
Figura 171: Envolvente de momentos de servicio en eje 2, en largueros.	197
Figura 172:Momento máximo de servicio en el eje local 2. $Ms_{22}=1.72$ kN-m.	198
Figura 173:Envolvente de cortantes de servicio en eje 3 de largueros.	198
Figura 174:Cortante máximo en servicio en eje local 3, $Vs_{33}=1.01$ kN.	199
Figura 175 :Envolvente de Momentos últimos en eje local 3 de largueros.	199
Figura 176: Momento máximo último $Mu_{33}=5.20$ kN-m, en largueros.	200
Figura 177:Envolvente de Cortantes últimos en eje local 2 de largueros.	200
Figura 178:Cortante máximo último $Vu_{22}=3.039$ kN, en largueros.	201
Figura 179: Envolvente de Momentos últimos en eje local 2 de largueros.	201
Figura 180:Momento último máximo $Mu_{22}=2.40$ kN-m, en largueros.	202
Figura 181: Envolvente de Cortantes últimos en el eje local 3 de largueros.	202
Figura 182:Cortante último máximo $Vu_{33}=1.415$, en largueros.	203
Figura 183: Envolvente momentos últimos en vigas carrileras.	203
Figura 184: Momento máximo positivo en vigas carrileras- $Mu=663.207$ kN-m.	204
Figura 185: Máximo momento negativo en vigas carrileras- $Mu=440.5584$ kN-m.	204
Figura 186: Fuerzas cortantes en viga carrilera.	205
Figura 187 : Máxima Fuerza cortante en viga carrilera- $Vu=1049.53$ kN.	205
Figura 188: Envolvente de momentos últimos en vigas V1.	206
Figura 189: Máximo momento negativo y positivo en vigas V1- $Mu=325.65$ kN-m y $Mu=-373.98$ kN-m.	206
Figura 190 : Fuerzas cortantes en vigas V1.	207
Figura 191: Máxima fuerza cortante en viga V1- $Vu=179.764$ kN.	207
Figura 192: Momentos en columnas C1A para combinación $1.25D+1.25CV+1.25W_{xx}$. ..	208
Figura 193: Momentos en columnas C1A para la combinación $0.9D+1.25W_{xx}$	208
Figura 194 : Momentos en columnas C1A para la combinación $1.25D+1.2CV+1.01Exx$. (Pórtico Central).	209

Figura 195 :Momentos en columnas C1A para la combinación 1.2D+1.25CV+1.01Exx. .	209
Figura 196 : Momentos en columnas C1A para la combinación 0.9+1.101Exx.	210
Figura 197: Momentos en columnas C1A para la combinación 0.9D+1.101Exx.....	210
Figura 198 : Fuerzas axiales en columnas C1A para la combinación 1.25D+1.25CV+1.25Wxx. (Pórtico Central).....	211
Figura 199 : Fuerzas axiales en columnas C1A para la combinación 0.9D+1.25Wxx. (Pórtico Central).....	211
Figura 200: Fuerzas axiales en columnas C1A para la combinación 1.25D+1.25CV+1.101Exx.	212
Figura 201 : Fuerzas axiales en columnas C1A para la combinación 1.25D+1.25CV+1.101Exx. (Pórtico Extremo).....	212
Figura 202: Fuerzas axiales en columnas C1A para la combinación 0.9D+1.101Exx. (Pórtico Central).....	213
Figura 203:Fuerzas axiales en columnas C1A para la combinación 0.9D+1.101Exx.	213
Figura 204 : Fuerzas cortantes en columnas C1A para la combinación 1.25D+1.25CV+1.25Wxx. (Pórtico Central).....	214
Figura 205 : Fuerzas cortantes en columnas C1A para la combinación 0.9D+1.25Wxx. (Pórtico Central).	214
Figura 206 Fuerzas cortantes en columnas C1A para la combinación 1.25D+1.25CV+1.101Exx. (Pórtico Central).....	215
Figura 207 : Fuerzas cortantes en columnas C1A para la combinación 1.25D+1.25CV+1.101Exx. (Pórtico Extremo).....	215
Figura 208: Fuerzas cortantes en columnas C1A para la combinación 0.9D+1.101Exx. (Pórtico Central).	216
Figura 209: Fuerzas cortantes en columnas C1A para la combinación 0.9D+1.01Exx. (Pórtico Extremo).	216
Figura 210: Momentos en columnas CA1 para la combinación 1.25D+1.25CV+1.065Eyy.	217
Figura 211: Momentos en columnas CA1 para la combinación 0.9D+1.065Eyy.....	218
Figura 212: Fuerzas axiales en columnas C1A para la combinación 1.25D+1.25CV+1.065Eyy. (Pórtico Central).....	218
Figura 213:Fuerzas Axiales en columnas C1A para la combinación 1.25D+1.25CV+1.065Eyy. (Pórtico Extremo).....	219
Figura 214 : Fuerzas axiales en columnas CA1 para la combinación 0.9D+1.065Eyy. (Pórtico Central).	219
Figura 215 : Fuerzas cortantes en columnas CA-1 para la combinación 1.25D+1.25CV+1.065Eyy.	220
Figura 216 : Fuerzas cortante en columnas CA-1 para combinación 0.9D+1.065Eyy.	220
Figura 217: Brida inferior en tracción de tijeral metálico.....	222
Figura 218: Definición de columna en SAP 2000.	239

Figura 219: Definición de aceros en columna de concreto-SAP 2000.	240
Figura 220:Diagrama de Interacción de columna C1A-Eje XX.	241
Figura 221:Diagrama de interacción de columna C1A-Eje YY.	242
Figura 222:Diagrama de interacción de columna C1A.	245
Figura 223: Diagrama de interacción de columna C1A en eje YY.	246
Figura 224:Puede-grúa-Planta.	262
Figura 225: Puenbe-grúa-Elevación.	263
Figura 226:Cargas sobre rueda-Vigas carrileras de puente-grúa.	263



TABLAS

Tabla 1: Separación entre pórticos de acuerdo a luz libre.	44
Tabla 2: Factores Dinámicos φ según EC 1-P3	75
Tabla 3: Valores de β_2 y $\varphi_{2, \min}$ según EC-1-P3	75
Tabla 4: Factores Dinámicos φ_5	76
Tabla 5: Factores de carga a considerar para cada acción de carga.	84



1. INTRODUCCIÓN

En los últimos años, los proyectos industriales han sufrido un incremento considerable en su número, como es el caso de los proyectos de plantas concentradoras mineras y otros proyectos industriales para distintos usos. Dichos proyectos requieren del diseño de naves industriales con puente grúa, principalmente para el transporte de piezas y equipos pesados dentro de la misma nave industrial y para labores de mantenimiento. Cada planta industrial (dependiendo de su uso y necesidades), puede estar conformada por más de una nave industrial.

Estos proyectos necesitan primero de una definición de distribución en planta de acuerdo al proceso productivo al cual van a servir.

Una parte importante del diseño de la nave industrial es el cálculo estructural, labor en la cual se debe cumplir con las siguientes etapas:

a) La geometría en planta de la nave: En esta etapa se definen el largo, ancho y alto de la nave industrial, de manera que cumplan con los requerimientos del proceso productivo de la planta industrial.

b) El modelo estructural de la nave: Con los datos de entrada anteriores, se debe tomar una decisión respecto al modelo estructural más adecuado, así como también el material o materiales de la estructura.

c) Definición de cargas y combinaciones de carga a considerar en el modelo: Se debe identificar y cuantificar todos los tipos de carga que actúan sobre el modelo estructural. Además, se debe tomar en cuenta las combinaciones de carga a utilizar de acuerdo a las normas vigentes.

d) Análisis estructural-En el análisis estructural (el cual por lo general se realiza con un software especializado de análisis estructural) se obtienen fuerzas y deformaciones que se producen en el modelo analizado, debido al efecto de las cargas consideradas.

e) Diseño estructural-Con las fuerzas y deformaciones se definen las secciones de la estructura, sean de concreto armado, estructuras metálicas u otro material seleccionado.

El procedimiento de análisis y diseño estructural de las naves industriales con puente grúa, se diferencia de los demás proyectos de ingeniería, en la consideración de las llamadas "CARGAS VIVAS MOVILES", las cuales son producidas por el constante recorrido de puente grúa, sobre las llamadas "VIGAS CARRILERAS".

El Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), debe brindar las normas necesarias para el diseño de estos proyectos en territorio peruano. Sin embargo, su aporte es bastante limitado en información en comparación a otras normas internacionales. Solo las normas E.020 “Cargas” (Capítulo 3-artículo 9), y E.090” Estructuras metálicas” (artículos 1.4.2 y 1.4.3), nos indican incrementos de carga vertical por impacto y definiciones de cargas horizontal y longitudinal debido a la traslación del carro del puente grúa. Debido a ello, los diferentes lineamientos de diseño de las empresas que encargan el desarrollo de estos proyectos hacen llamados a normas internacionales para cubrir la información faltante y lograr finalmente un diseño satisfactorio. Esto es negativo porque la ingeniería peruana debe tener sus propias normas bien establecidas, que ofrezcan el suficiente soporte para el análisis y diseño estructural de las naves industriales, tal como si lo tienen otros países.

También las naves industriales soportan cargas de viento y este tema no está lo suficientemente desarrollado por la norma E.020, en comparación con la norma ASCE-7-16 donde los conceptos básicos de caras y dirección donde actúa el viento están claramente definidos.

También se observa incongruencias en las combinaciones de carga definidas tanto en la norma E.020, E.060 y E.090.

En esta investigación se trabajará un procedimiento de diseño estructural para nave industrial con puente grúa. Dicho procedimiento incluye:

- La investigación de normas internacionales que aporten al tema específico.
- Análisis de la estructura considerando el tema de cargas vivas móviles, utilizando la teoría de líneas de influencia.
- Diseño de la estructura.

Para un mejor entendimiento del procedimiento, este se aplicará a un caso específico de nave industrial de pórticos de concreto armado y techo con tijerales metálicos, con puente grúa de 25 toneladas de capacidad.

Finalmente se desarrollarán planos estructurales del caso específico.

1.1 Antecedentes

Se han desarrollado pocas investigaciones referidas al tema en mención en los trabajos de tesis presentados en la Pontificia Universidad Católica del Perú

(en adelante PUCP). Para esta investigación se revisó los siguientes trabajos de tesis:

• **Tema de Tesis para optar grado de bachiller en ciencias con mención en ingeniería civil.**

(Lima – 1990), José Alberto Suarez Mendoza elaboro el análisis y diseño estructural de una nave industrial de 66 m de largo con columnas cada 6 m. El ancho de la nave fue de 19.45 m y la nave tenía un puente grúa de 5 toneladas de capacidad. Las zapatas, columnas y vigas de amarre eran de concreto armado y el techado estaba constituido por tijerales metálicos.

• **Calculo estructural y diseño arquitectónico de una nave industrial.**

(Lima –1991), Victoria Ramírez Valdivia presentó su tesis para optar el grado de ingeniero civil, desarrollando el análisis y diseño estructural de una nave industrial techada en forma de diente de sierra, mediante vigas vierendel. El techo proyectado es de estructura metálica y las columnas de concreto armado. Sobre las columnas se apoyará una viga carrilera de concreto armado, la cual soportará una viga puente de 5 toneladas de capacidad.

• **Diseño de una nave industrial que posee como características principales: largo 60m.l; ancho 20m.l.**

(Lima – 1992), Alberto Maguiña Valle presento su tesis para optar el grado de ingeniero civil, desarrollando el análisis y diseño de una nave industrial con columnas de concreto armado y techo de estructura metálica, Sobre las columnas de concreto armado se apoya una viga carrilera de concreto armado, la cual soportara una viga puente de 5 toneladas de capacidad.

• **Comparativo técnico-económico de una nave industrial con un sistema de tijerales y de pórticos.**

(Lima–2018), David Hernán Goñi Vega y José Raúl Cáceres Calle presentaron en este estudio para optar su tesis de grado de ingeniero civil, un comparativo técnico económico de una nave industrial con sistema de tijerales con columnas de concreto armado y otra nave con pórticos de estructura metálica. Para ello se elaboraron dos diseños de nave, uno para cada sistema estructural, bajo los lineamientos de la norma E.090 para el diseño de acero y la norma E.060 para el diseño de elementos de concreto. Una vez concluido el diseño, se presupuestó y se obtuvo una relación costo por metro cuadrado en cada caso, a fin de realizar la comparación técnico-económica entre ambos sistemas estructurales.

1.2 Justificación

El Perú es un país de alta actividad industrial, actividad que creció desde el año 2000 con los nuevos proyectos mineros y la ampliación de proyectos existentes. Dichos proyectos requieren de diseños estructurales de naves industriales con puentes grúa. Como ejemplo se pueden nombrar los siguientes proyectos en los cuales el autor tuvo participación directa en el diseño:

- Minera Yanacocha S.R.L(Cajamarca-2005)-Nuevo Taller de Soldadura.
- Compañía Minera Milpo (Unidad Minera Cerro Lindo-Chicha-Ica-2007)-Edificios de Molienda, Flotación, Reactivos y Chancado secundario, todas naves industriales con puente grúa. (Ver Figura 1)
- Compañía Minera Antamina (Ancash-2011)-Expansión de Planta concentradora –Nuevo edificio de flotación.
- Compañía Minera Antamina (Ancash-2016)-Nuevo Edificio de sistema de bombeo de relaves-Nave industrial con puente grúa de 25 tns.

Los proyectos antes mencionados fueron desarrollados con condiciones de sitio y lineamientos estructurales diferentes. Generalmente los clientes ya tienen preparado un documento denominado “Condiciones de sitio”, donde se resume información relevante para el análisis estructural, como temperaturas promedio de la zona, información de precipitaciones, velocidades de viento, altitud, zonificación sísmica y cargas de nieve a considerar. Asimismo, también tienen preparados “Lineamientos de diseño estructural”, donde se incluye información como taludes de corte y relleno, cuadro de sobrecargas típicas y un listado de normas de diseño que deben tomarse en cuenta. Generalmente dichos lineamientos hacen mención de normas extranjeras, debido a que el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), solo presenta como aporte en su norma E.020 “CARGAS” y E-.090 “ESTRUCTURAS METÁLICAS”, la cual, a juicio del autor, no brinda los conceptos y métricas necesarias para el análisis y diseño de las vigas carrileras de la nave industrial, que es el caso a estudiar a profundidad.



Figura 1: Vista de naves Industriales de Unidad Minera Cerro Lindo-Compañía Minera Milpo-Chincha-Ica.

1.3 Objetivos

Objetivo principal

El objetivo principal de este trabajo de Tesis es plantear un procedimiento de análisis y diseño de una nave industrial con puente grúa. Este procedimiento tomara en cuenta el aporte de normas y códigos internacionales respecto al tema, que serán consultados en el desarrollo del presente trabajo.

Objetivo secundario

El objetivo secundario consiste en lo siguiente:

Investigar que aportan las normas y códigos internacionales al tema de análisis y diseño de puente grúa.

Investigar la aplicación del método de Müller-Breslau en el análisis de cargas vivas móviles.

Aplicar el procedimiento indicado en el objetivo general a un caso específico.

1.4 Metodología

Se consideró la siguiente propuesta metodológica para el desarrollo de esta investigación:

- Investigación de normas y códigos extranjeros sobre el tema de las cargas vivas móviles, combinaciones de carga y límites permisibles en estado de servicio.

- Definición de procedimiento de análisis y diseño de nave industrial con puente grúa.
- Aplicación del procedimiento a un caso específico de estudio.

1.5 Documentación

Para la elaboración del presente trabajo, se consultará la siguiente información:

- RNE-Norma Técnica de Edificaciones E.020- “Cargas”.
- RNE-Norma Técnica de Edificaciones E.030- “Diseño Sismorresistente”.
- RNE-Norma Técnica de Edificaciones E.050- “Suelos y cimentaciones”.
- RNE-Norma Técnica de Edificaciones E.060- “Concreto Armado”.
- RNE-Norma Técnica de Edificaciones E.090- “Estructuras metálicas”.
- ACI 318S-14-Requisitos de Reglamento para concreto estructural.
- ASCE/SEI 7-16- “Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures”.
- Crane Manufacturers Association of America- “CMAA Specification #70”.
- AISE- “Guide for the Design and Construction of Mill Buildings-AISE Technical Report No 13-2003”.
- INN-Norma Chilena Oficial Nch1537.Of2009- “Diseño estructural- Cargas permanentes y cargas de uso”.
- Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente-NSR 10- Título B-Cargas.
- Comisión Venezolana de Normas Industriales- “Norma COVENIN 2004:19987”.
- Bureau of Indian Standards- “Code of practice for Design Loads (other than Earthquake) for Buildings and Structures”.
- Eurocode 1-Actions on structures-Part 3-Actions induced by cranes and machinery-European Committee for standardization.
- Eurocode 3-Design of steel structures-Part 6-Cranes supporting structures.
- CDMX-Gaceta oficial de la ciudad de México-Normas técnicas complementarias para diseño de estructuras de acero.

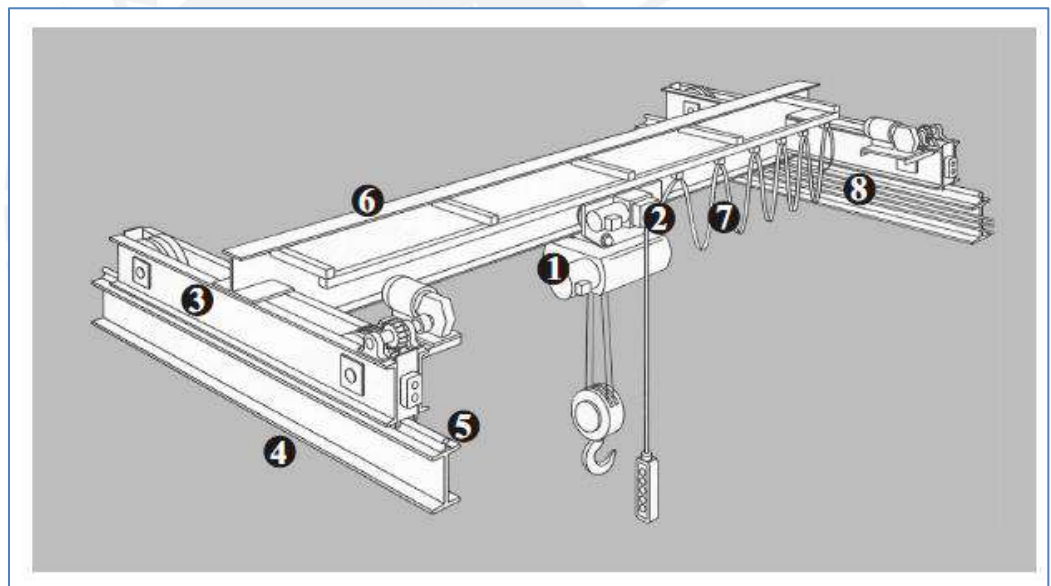
- SANS 10160-6:2009-South African National Standard-Basis of structural design and actions for buildings and industrial structures.

2. MARCO TEÓRICO

2.1 Puente grúa

2.1.1 Generalidades

El puente grúa es un equipo cuya función es la de movilizar una carga importante, a lo largo y ancho de la nave industrial. Es muy usado sobre todo en labores de mantenimiento, cuando una pieza o repuestos de equipos, necesitan ser retirados de la nave. El diseño del puente grúa depende de muchos factores, tales como carga máxima a levantar, altura de la edificación y frecuencia de uso. La siguiente figura nos muestra un esquema del puente grúa y sus componentes:



- | | |
|---------------------|---------------------------------------|
| 1. POLIPASTO | 5. RIEL |
| 2. CARRO O TROLLEY. | 6.VIGA PUENTE. |
| 3. VIGA TESTERA. | 7. ELECTRIFICACIÓN DE PUENTE GRUA. |
| 4. VIGA CARRILERA. | 8. ELECTRIFICACIÓN DE VIGA CARRILERA. |

Figura 2: Esquema de puente grúa y sus componentes.

Fuente: "Proyecto y construcción de galpones modulares: Ing. Eduardo Arnal".

Este equipo es el generador de cargas vivas móviles sobre la nave industrial y el mismo puente es sometido a cargas vivas móviles debido al movimiento del carro o Trolley.

El diseño del puente grúa no es parte de este trabajo de tesis, más si se deben considerar las cargas vivas móviles que genera, las cuales actuarán sobre las llamadas vigas testeras, que transmiten la carga al riel y a la viga carrilera. (Ver figura 2).



Figura 3: Puente grúa de 25tns-Nave industrial de molienda-Unidad Minera Cerro Lindo-Compañía Minera Milpo.

El diseño del puente grúa es por cuenta del fabricante del mismo. Sin embargo, se necesitan datos que deben ser proporcionados por el cliente final de la nave industrial. Finalizado el diseño del puente grúa, el fabricante emitirá un plano certificado, donde se indicarán los pesos que se deben considerar para el diseño de la viga carrilera, así como las distancias que servirán de dato para calcular la “máxima carga sobre rueda” del puente grúa.

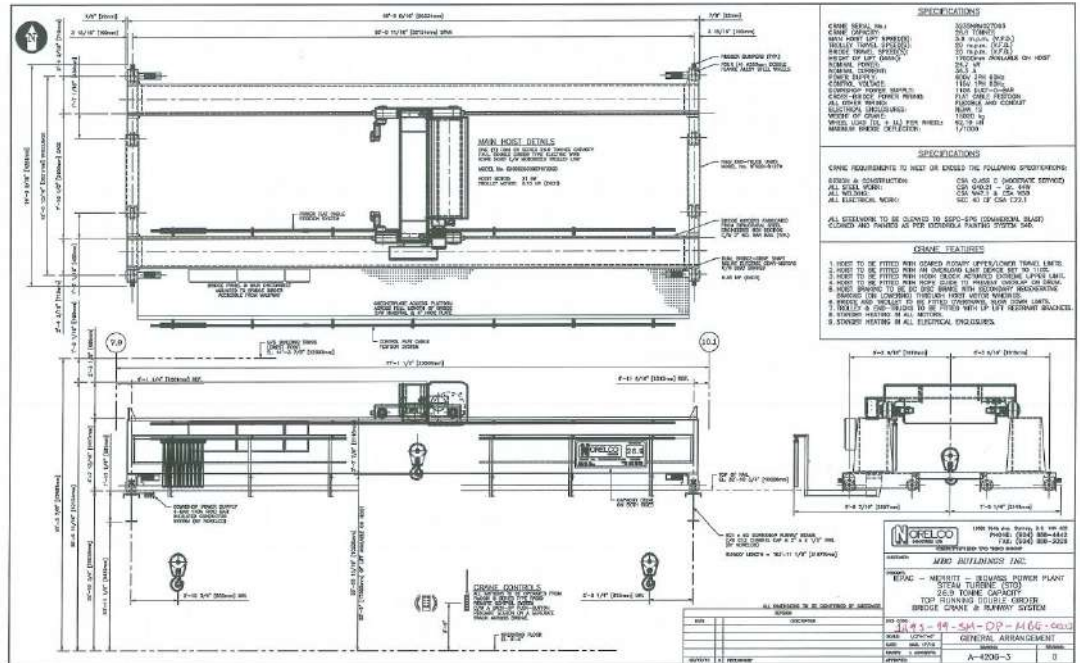


Figura 4: Ejemplo de plano certificado de puente grúa.

2.1.2 Polipasto

El polipasto o polea compuesta es un equipo conformado por un sistema de poleas que permiten levantar una carga ejerciendo una fuerza menor al peso que hay de desplazar. En la figura 2 lo constituye el componente 1. Muchas normas indican que se debe incluir su peso por separado, sin embargo, en la práctica, los polipastos ya vienen integrados al carro o trolley, como se puede ver en la figura 5.

2.1.3 Carro o trolley

El carro o trolley es el equipo que hace posible que el polipasto se mueva a lo largo de las vigas puente, pudiendo trasladar la carga en el sentido paralelo a la viga puente, a lo ancho de la nave industrial. En la figura 2 lo constituye el componente 2.



Figura 5: Foto de polipasto y trolley.

Fuente: "insmatec.es".

2.1.4 Viga testera o carro de traslación

Las vigas testeras son los equipos que sirven de soporte al conjunto Polipasto-Trolley y Vigas Puente, y transmite la carga al riel sobre la viga carrilera. Hace posible el movimiento del puente grúa a todo lo largo de las vigas carrileras. En la figura 2 lo constituye el componente 3.

2.1.5 Vigas carrileras

Las vigas carrileras soportan a las vigas testeras y pertenecen a la nave industrial. Permiten el movimiento del puente grúa en conjunto a lo largo de toda la nave industrial, gracias a los rieles. Las vigas carrileras por lo general son de estructura metálica, pero en nuestro caso específico, la viga carrilera será de concreto armado, similar al caso del laboratorio de estructuras de la PUCP (Ver Figura 11). En la figura 2 lo constituye el componente 4.

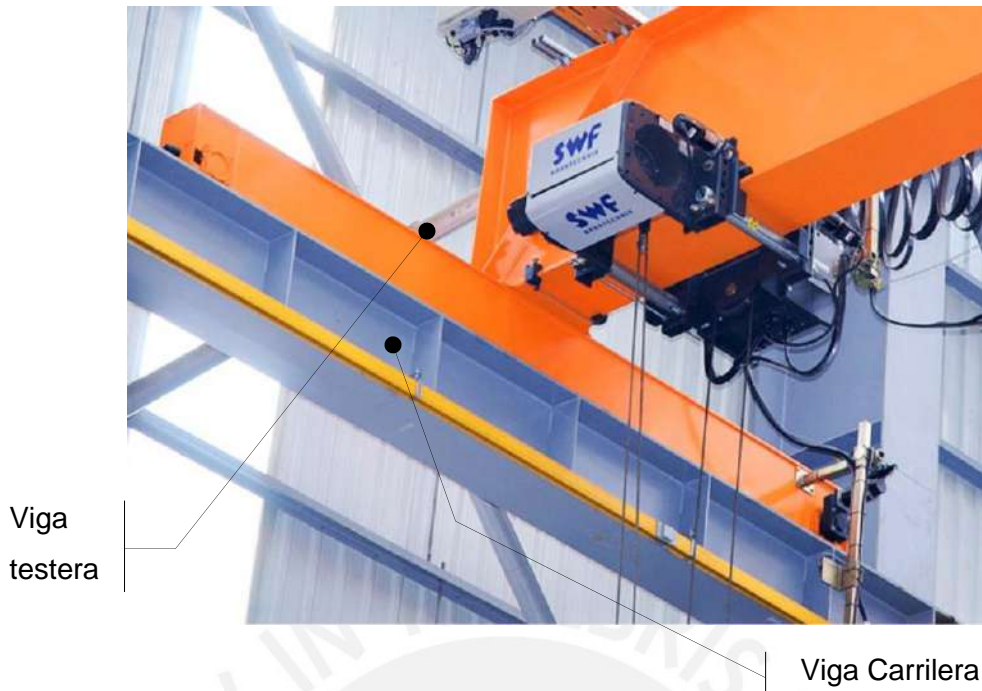


Figura 6: Foto de viga testera y viga carrilera.

Fuente: “www.ingeval.com”.

2.1.6 Riel

Los rieles son estructuras que reciben la carga de la Viga Testera y la transmiten a la viga carrilera. Es conveniente que esta estructura sea proporcionada por el fabricante del Puente Grúa, debido a que el riel debe ser compatible con las vigas testeras. Permite que el puente grúa se traslade a lo largo de la nave industrial. En la figura 2 lo constituye el componente 5.

2.1.7 Vigas puente

Las vigas puente son estructuras metálicas que sirven de vía de paso del Trolley. Debido a su gran longitud y a la gran carga a la que son sometidas, estas vigas son de tipo cajón, diseñadas a base de planchas estructurales de acero.

Un puente grúa puede tener una sola viga puente, en ese caso se llamará puente grúa monorriel (Ver figura 7), o dos vigas puente, en cuyo caso será llamado Puente grúa Birriel (Ver figura 8), el cual será usado en nuestro caso específico. En la figura 2, lo constituye el componente 6.

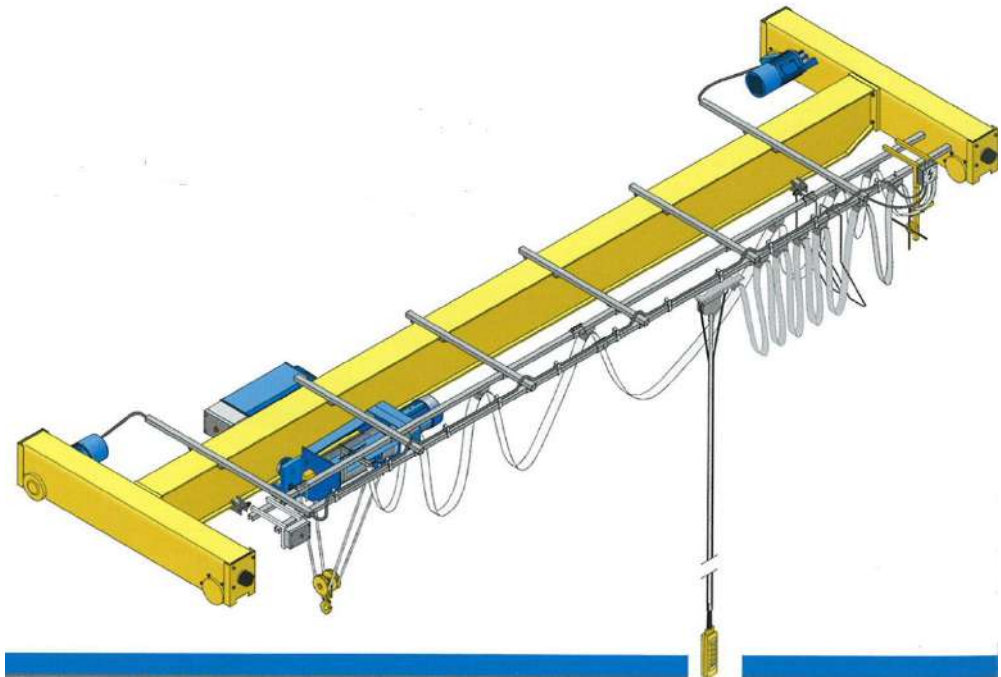


Figura 7: Puente grúa monorriel (una sola viga puente).

Fuente: "Catalogo de grúas puente GH".



Figura 8: Puente grúa birriel (dos vigas puente).

Fuente: "Catalogo de puentes grúa Jaso".

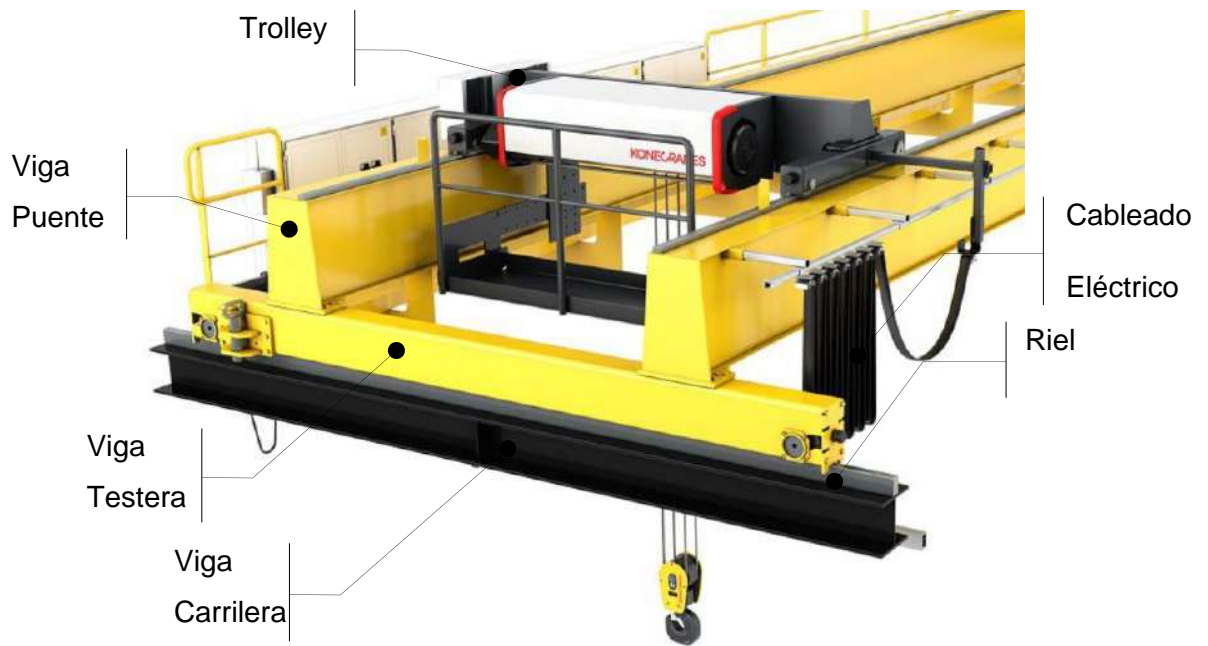


Figura 9: Foto de elementos de Puente Grúa.

Fuente: "www.gruaskoncranes.com".

2.1.8 Electrificación del trolley

Para el movimiento del polipasto, se necesita cableado para la respectiva alimentación eléctrica. Dicho cableado se observa en el componente 7 de la Figura 2.

2.1.9 Electrificación de la Viga Testera

Para que sea posible el movimiento de la viga testera a lo largo de las vigas carrileras, se necesita cableado eléctrico a lo largo de las mismas. Dicho cableado se observa en el componente 8 de la Figura 2.

2.2 Nave industrial

2.2.1 Generalidades

La Nave industrial o "galpón" es una estructura diseñada para el desarrollo de actividades para procesos industriales. Por lo general se ubican en zonas alejadas de pueden ser de concreto armado o de estructura metálica. (Ver Figura 10).



Figura 10: Vista de naves industriales de molienda, flotación y reactivos-Unidad Minera Cerro Lindo.

En nuestro caso específico analizaremos una nave industrial con columnas de concreto armado de gran altura y techo de estructura metálica. Muy similar a la nave industrial del Laboratorio de Estructuras de la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP). Ver Figura 11.



Figura 11: Nave de Laboratorio de Estructuras-PUCP.

Por lo general y dependiendo de los requerimientos técnicos de la planta industrial, estas naves deben tener una luz libre entre 20m y 30m, debido

a las dimensiones de los equipos que se instalan al interior de la nave. Estos equipos son muy pesados (300 toneladas en promedio) y también influyen en la altura de la nave. Debido a labores de mantenimiento de los equipos utilizados en el proceso industrial, es necesaria la instalación de puentes grúa que permitan mover la parte más pesada del equipo hacia el exterior de la nave.

Las cargas generadas por el puente grúa afectan a la nave industrial, como cargas vivas móviles, las cuales son las que principalmente se van a estudiar en ese trabajo de tesis.

Las naves industriales tienen por lo general, techos de estructura metálica. Esto debido que la estructura metálica tiene menor peso que la estructura de concreto armado y puede aceptar luces entre apoyos más largas en su diseño.

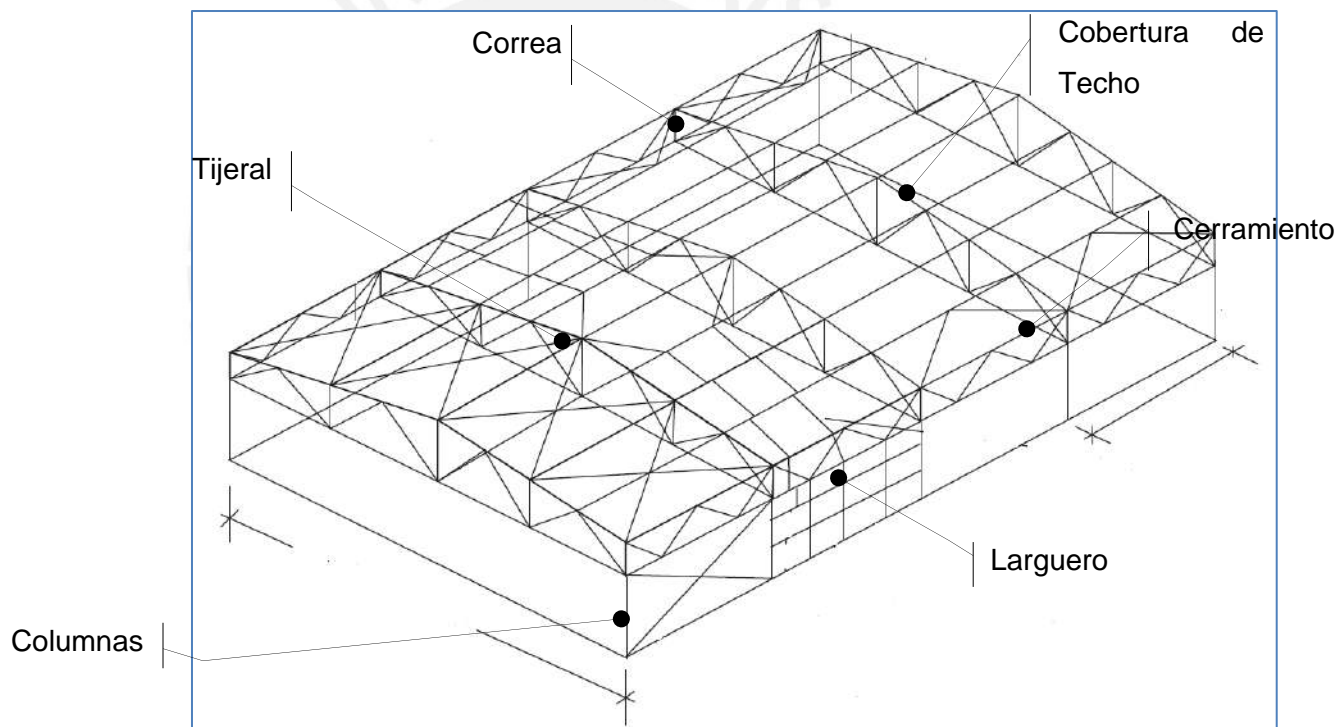


Figura 12: Esquema estructural de nave industrial y sus componentes.

Fuente: "Proyecto y construcción de galpones modulares: Ing. Eduardo Arnal".

2.2.2 Cobertura de techo

La cobertura tiene como función proteger los ambientes internos de la nave industrial, de la lluvia, viento y nieve, a la vez de mantener niveles de temperatura y humedad adecuados, para que puedan desarrollarse los procesos industriales con normalidad.

La cobertura debe tener el menor peso posible. (Ver Figura 13).



Figura 13: Vista de Cobertura de Techo-Nave de Mantenimiento-Unidad Minera Cerro Lindo.

La distancia entre las correas metálicas de soporte también define la distancia entre los montantes del tijeral metálico. Esto debido a que el tijeral metálico solo puede recibir cargas en los nudos, para que sus elementos solo reciban fuerzas de tracción y compresión.

Las coberturas reciben directamente las cargas de viento, y nieve y las transmiten junto con las cargas de peso propio y sobrecarga, a las correas. En este caso específico no se consideran cargas por lluvia, debido a que los techos tienen pendiente, la misma que, con ayuda del sistema de drenaje de la estructura, deriva las aguas de lluvia a canaletas proyectadas en el piso, de manera de no generar carga.

En resumen, las coberturas de techo deben tener las siguientes características:

- Deben ser resistentes a la intemperie: nieve, viento, sol, lluvia e impactos.
- Permitir la mayor distancia posible entre apoyos.
- Deben ser de materiales que no produzcan daño a la salud ni al medio ambiente.
- Deben ser de fácil instalación y mantenimiento.

Por lo general, las coberturas son de láminas de acero galvanizado de poco espesor (0.5mm), acanaladas en frío para que tengan mayor rigidez y a la vez poco peso. El peso mínimo de estas coberturas es de 5 kg/m².

Las especificaciones técnicas del fabricante de coberturas son importantes, debido a que ahí se define la distancia entre apoyos de la cobertura.

2.2.3 Cerramiento lateral

Los cerramientos laterales son del mismo material de las coberturas de techo. Si bien es cierto, ambos protegen los ambientes interiores de la Nave, las coberturas se usan en el techo y los cerramientos laterales se usan en las paredes de la nave industrial.

Los cerramientos reciben las cargas de viento provenientes del medio ambiente donde está ubicado el proyecto y las transmiten a los largueros, junto con su peso propio. (Ver Figura 14).



Figura 14: Vista de Cerramientos laterales-Nave de Mantenimiento-Unidad Minera Cerro Lindo.

2.2.4 Correas

Las correas son componentes estructurales, que se colocan en el techo para soportar la cobertura y las cargas que actúan sobre esta. Las correas pueden ser vigas laminadas tipo C o tipo W, o vigas C, U o Z, fabricadas en base a plancha doblada en frío.

Las correas reciben las cargas muertas, cargas vivas, cargas de viento y nieve de las coberturas. También pueden recibir cargas por falso techo, instalaciones sanitarias, instalaciones eléctricas e instalaciones mecánicas, según sea al caso.

2.2.5 Largueros

Los largueros son por lo general del mismo tipo de sección que las correas, con la diferencia que estos sirven para fijar los cerramientos laterales.

Los largueros soportan el peso propio de los cerramientos y las cargas de viento que reciben los mismos. También cargas producidas por puertas de acceso a la nave.

2.2.6 Tijerales o vigas de pórtico

Los tijerales de techo son estructuras metálicas de celosía de gran peralte y gran luz, que soportan la cobertura y las correas. Son proyectadas generalmente en base a perfiles angulares de acero. Transmiten las cargas a las columnas

2.2.7 Columnas

Las columnas soportan los tijerales metálicos y las vigas de amarre. En la dirección frontal de la Nave industrial, forman pórtico con los tijerales metálicos y en la dirección transversal forman pórtico con las vigas de amarre. Para el caso específico analizaremos una columna de concreto esbelta.

2.2.8 Vigas de amarre

Las vigas de amarre tienen como función servir de arrostramiento a la columna en la dirección transversal de la nave industrial.



Figura 15: Vista de nave industrial de mantenimiento-Unidad Minera Cerro Lindo.

2.2.9 Cimentación

La cimentación recibe la carga de las columnas y las transmite al terreno. La cimentación forma parte de la llamada “subestructura” y siempre es de concreto armado. Para el diseño de la cimentación, es necesario conocer parámetros como resistencia admisible del terreno, profundidad de cimentación, agresividad del terreno y factores de suelo. Estos son definidos por los llamados “Estudios de mecánica de suelos”.

La norma E.050 “Suelos y cimentaciones” en el artículo 6.2.1 (d) indica obligatoriedad de estos estudios para edificaciones industriales, fabricas, talleres o similares.

En este sentido es necesario destacar que previamente a la realización del estudio de suelos, es conveniente desarrollar una ingeniería básica del proyecto, para estimar los anchos de base B de las zapatas y el sistema estructural de la cimentación(zapatas aisladas, zapatas combinadas, losas de cimentación) ,ya que estos datos los necesita el geotecnista para hallar la resistencia admisible del terreno(q_{adm}).Es conveniente solicitarle al geotecnista, una tabla con cálculo de q_{adm} para varias profundidades de cimentación y varios anchos de zapata y así poder elegir el caso más conveniente para nuestro proyecto.

2.3 Estructuración de naves industriales

2.3.1 Definición

Hay diversas posibilidades para plantear la solución estructural de la nave industrial. Cada una de ellas puede ser seleccionada en tanto que se adecue mejor a las necesidades operativas del cliente final. En tal sentido la siguiente figura indica una clasificación de las naves industriales:


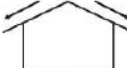

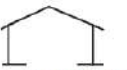














Número de tramos	Techo		Estructura	
	Inclinación	Forma	Pórticos	Forma
 Simple	 A dos aguas	 Plana	 Perfiles laminados, soldados, compuestos	 Sección constante
 Simple con anexo		 A un agua		 Arco
 Múltiples		 Circular	 Atirantado	 Triangular
		 Diente de sierra	 Celosía Warren	 Trapezoidal
			 Celosía Pratt	 Arco
				 Circular

Figura 16: Clasificación de Naves Industriales.

Fuente: "Proyecto y construcción de galpones modulares: Ing. Eduardo Arnal".

2.3.2 Clasificación de naves industriales por número de tramos

Los criterios para esta clasificación se basan en el área que se tiene para el desarrollo del proyecto y en las necesidades operativas del cliente. Por ejemplo, si se tiene un área de menos de 25 m de ancho y por operación no se pueden utilizar columnas intermedias, podría plantearse un tramo simple para la nave industrial. Si por necesidades operativas, se requiere que la nave tenga más altura en una zona y menos en la otra (Caso típico de Planta concentradora con edificio de oficinas al lado), se puede optar por un tramo simple con anexo. En caso el área sobrepase los 30m podría tomarse en cuenta una solución con tramos múltiples en el pórtico principal de la nave.

2.3.3 Clasificación de naves industriales por inclinación y forma del techo

Esta clasificación se basa en criterios de condiciones ambientales en la zona del proyecto. En lugares de mucha lluvia y, donde se produce nieve de forma constante, pues definitivamente se requerirá una solución con pórticos a dos aguas. En zonas de baja precipitación pluvial se puede optar por una solución a un agua. Más adelante veremos que la

inclinación del techo es una variable importante para cuantificar las cargas de nieve sobre la estructura.

La clasificación por forma del pórtico se basa en el ancho del área del proyecto, en las condiciones climáticas y condiciones operativas. Por ejemplo, en una zona de costa, con pocas precipitaciones y un ancho menor a 15 m, podría optarse por una forma a una sola agua del pórtico, Si la luz ya sobrepasa los 25 m y se requiere un techo de poco peso, se opta por techos de arco parabólico o circulares. Si es posible plantear columnas intermedias, una solución tipo diente de sierra sería la más adecuada. Además, la forma tipo diente de sierra nos permite aprovechar mejor la iluminación natural del medio ambiente.

2.3.4 Clasificación de naves industriales por estructura

Los criterios de clasificación por tipo de pórtico son el ancho del área del proyecto, restricciones de desplazamiento, altura y economía del proyecto. Los pórticos en base a perfiles laminados metálicos cubren luces grandes (hasta 25 m en un tramo), tienen desplazamientos aceptables, pueden tener gran altura (hasta 20m. Si el proyecto no tiene limitaciones adicionales de desplazamiento (restricciones de puente grúa, por ejemplo), pueden utilizarse tijerales de celosía, que pesan menos que los perfiles laminados y por ende son más económicos. Se puede seleccionar el tijeral del techo entre una celosía Pratt (Elementos dispuestos en forma de N) o Warren (elementos dispuestos en W). La ventaja de la celosía Pratt es que los elementos estructurales más largos son diagonales (que por lo general soportan cargas de tracción), mientras que los elementos verticales (que suelen trabajar a compresión) son más cortos.

Los criterios de clasificación por forma dependen de las condiciones operativas de la nave y de la resistencia del terreno para la cimentación. Por ejemplo, si se está trabajando en una zona donde la resistencia del terreno es baja, convendría no someter a momentos a la cimentación. Por lo que un pórtico con forma de sección variable haría que en la base se tenga poca área, por ende, poca capacidad de resistir momentos y las fuerzas en ese punto solo sería de compresión.

En la siguiente figura se observan varias alternativas para pórticos de naves industriales de acuerdo a las conexiones entre sus elementos. Para decidir qué opción utilizar, es importante conocer la resistencia del

terreno (si es de baja resistencia nos inclinaríamos por una opción de soporte biarticulado) y si la operación permite o no desplazamientos altos en el techo (si los requisitos de desplazamiento son estrictos debería optarse por una acción empotrada en los nudos superiores).

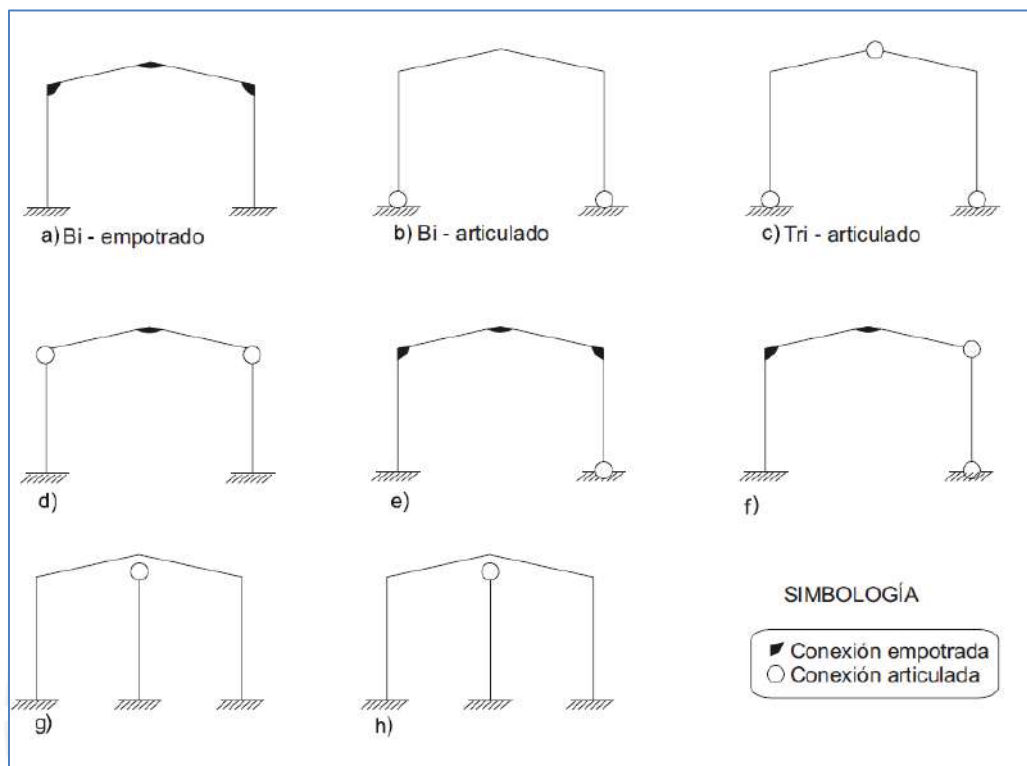


Figura 17: Clasificación estructural de los pórticos de naves industriales.

Fuente: "Proyecto y construcción de galpones modulares: Ing. Eduardo Arnal".

2.4 Modelo analítico del ejemplo específico a analizar

El caso específico a desarrollar, utilizando el procedimiento a plantear en este trabajo de tesis, será realizado utilizando el software SAP 2000.

Se considerarán las vigas y columnas como elementos tipo "frame". Como en el modelo estructural se considerarán tijerales metálicos en el techo, estos tendrán elementos con capacidad de recibir fuerzas de tracción y compresión solamente.

En la siguiente figura se muestra el esquema estructural del caso específico de estudio. Es una nave industrial con techo de tijerales metálicos tipo Pratt. Las columnas, vigas de amarre y vigas carrileras se proyectarán de concreto armado.

El edificio tiene una luz de 23.5m, un largo de 30m y una altura de 20.42m

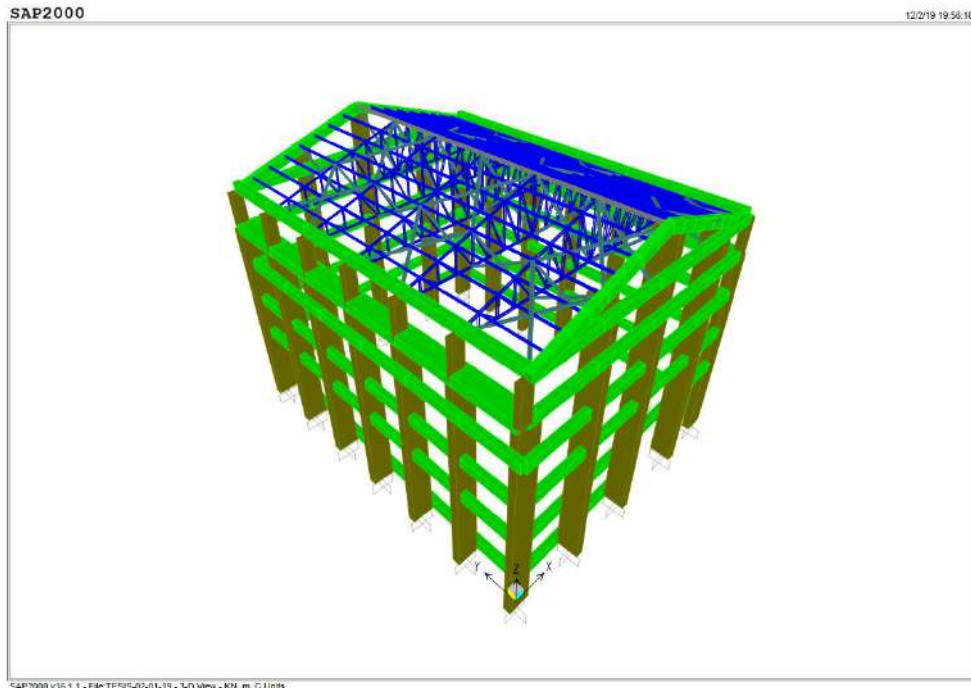


Figura 18: Esquema estructural de caso específico de estudio.

La estructuración se realizará con columnas de concreto armado muy esbeltas, que soportaran tijerales de estructura metálica, sobre lo cual se proyectara una cobertura TR-4 Tipo Precor o similar.

2.5 Diseño de estructuras metálicas

En el diseño de estructuras metálicas, un número importante de ingenieros estructurales prefieren mantener el método ASD sobre el método LRFD en sus diseños. Prueba de ello es que el Manual del AISC (Edición 15), mantiene ambos métodos de diseño. Sobre el particular, la norma E.090 “Estructuras metálicas”, en su punto 1.1 indica lo siguiente:

“Esta Norma de diseño, fabricación y montaje de estructuras metálicas, acepta los criterios de método de Factores de Carga y Resistencia (LRFD) y el método por Esfuerzos Permisibles (ASD).”

En este trabajo de tesis se usarán ambos métodos de diseño.

2.5.1 Diseño por tracción

Como marco teórico usaremos la información proporcionada por nuestra norma E.090, cuya ventaja es que sus fórmulas ya se encuentran en unidades del sistema internacional de medidas, condición mandatoria en este trabajo de tesis.

En el punto 2.7 “Relaciones de esbeltez limite”, se indica lo siguiente “Para elementos cuyo diseño está basado en fuerzas de tracción, las relaciones de esbeltez l/r no deben exceder, preferentemente de 300”.

$$\frac{l}{r} < 300$$

Dónde:

l : longitud sin arriostre lateral de un elemento en el punto de carga (mm).

r : Radio de giro que controla la esbeltez (mm).

En el punto 2.1, respecto al AREA TOTAL A_g , la norma indica: “El área total A_g de la sección de un miembro debe determinarse mediante la suma de los productos del espesor por el ancho total de cada elemento de la sección, medido en un plano perpendicular al eje del miembro...”

En el punto 2.2 sobre el AREA NETA, se indica lo siguiente:

“El área neta A_N de un miembro es la suma de los productos del espesor por el ancho neto para cada elemento...”:

Como nuestro tijeral no tendrá elementos empernados y, por ende, los ángulos no tendrán agujeros, el área neta ser similar al área total.

$$A_N = A_g$$

Para la resistencia a tracción desarrollaremos los dos métodos:

a) Método LRFD

Se indica en la norma E.090 que “La resistencia de diseño de elementos en tracción $\phi_t * P_n$ debe ser el menor valor obtenido de acuerdo a los estados limites de fluencia en el área total y de rotura en el área neta”

(a) Para fluencia en el área total

$$\phi_t = 0.90$$

$$P_n = F_y * A_g$$

(b) Para rotura en el área neta:

$$\Phi_t = 0.75$$

$$P_n = F_u * A_e$$

Donde:

A_e = área neta efectiva (Para nuestro caso la consideraremos igual al área neta), mm^2 .

A_g = área total del elemento, mm^2 .

F_y = esfuerzo mínimo de fluencia especificado. MPa.

F_u = resistencia mínima a la tracción especificada para el tipo de acero que este usándose, MPa.

P_n = resistencia axial nominal, N.

b) Método ASD

La Norma E.090 indica lo siguiente “El esfuerzo admisible F_T no debe exceder de $0.6F_y$ en el área total ni de $0.5F_u$ en el área neta efectiva...”.

$$F_T \leq 0.6 * F_Y$$

$$F_T \leq 0.5 * F_U$$

2.5.2 Diseño por compresión para pandeo por flexión.

Para este tipo de diseño la norma E.090 indica lo siguiente:

En el artículo 2.7 sobre la relación de esbeltez,” Para elementos cuyo diseño se basa en fuerzas de compresión, las relaciones de esbeltez (Kl/r) no deben exceder preferentemente de 200”.

$$Kl/r \leq 200$$

Siendo Kl , la llamada “longitud efectiva “y K el factor de longitud efectiva. La longitud efectiva es la distancia entre dos puntos de momento nulo del elemento en compresión. Para nuestro caso tomaremos el valor $K=1$.

En el artículo 5.0 “Columnas y otros elementos en compresión”, se indica lo siguiente:” *Este capítulo es aplicable a elementos prismáticos compacto y no compactos sujetos o compresión axial*”. De este modo, debemos hacer la verificación, si nuestra sección cumple por lo menos con los requisitos de sección no compacta para utilizar este ítem para el diseño.

La norma E.090 nos brinda la Tabla 2.5.1. En nuestro caso solo nos interesa ver parte de ella, lo cual se menciona a continuación (Ver Figura 19).

TABLA 2.5.1 RELACIONES LÍMITE ANCHO/ESPESOR PARA ELEMENTOS EN COMPRESIÓN (F_y en MPa)				
	Descripción del elemento	Relación ancho/espesor	Relación Límites ancho/espesor para elementos en compresión	
			λ_p (compacto)	λ_r (no compacto)
	Alas de vigas laminadas en forma de I, y canales en flexión	b/t	$170/\sqrt{F_y}$ [c]	$370/\sqrt{F_y} - 70$
	Alas de vigas soldadas o híbridas en forma de I, en flexión	b/t	$170/\sqrt{F_y}$	$425 / \sqrt{(F_y - 115)/k_c}$
	Alas que se proyectan de elementos armados en compresión	b/t	ND	$285/\sqrt{F_y/k_c}$ [e]
Elementos no Rigidizados [e]	Lados que se proyectan de pares de ángulos en compresión en contacto continuo, alas de perfiles en forma de I y canales en compresión axial; ángulos y planchas que se proyectan de vigas o de elementos en compresión	b/t	ND	$250/\sqrt{F_y}$

Figura 19: Tabla 2.5.1 de Norma E.090-"Estructuras metálicas"-Para pares de ángulos en compresión-Para zona de elementos no rigidizados.

Obviamente nuestra sección tanto en bridas inferiores y superiores, como en montantes y diagonales, deberán ser no compactas y sus elementos deben cumplir la siguiente condición:

$$b/t \ll 250/\sqrt{F_Y}$$

a) Método LRFD

La norma E.090 indica lo siguiente “La resistencia de diseño para pandeo por flexión en miembros comprimidos en los que sus elementos tienen una relación ancho-espesor menor a λ de la sección 2.5.1 es

$\phi_c * P_n$ donde:

$$\phi_c = 0.85$$

$$P_n = A_g * F_{cr}$$

Para $\lambda_c \ll 1.5$

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) * F_y$$

Para $\lambda_c > 1.5$

$$F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) * F_y$$

Donde

$$\lambda_c = \frac{K * l}{r * \pi} * \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

A_g = área total del miembro, mm^2 .

F_y = esfuerzo de fluencia especificada, MPa.

E = módulo de elasticidad, MPa.

K = factor de longitud efectiva.

l = longitud lateralmente no arriostrada, m.

r = radio de giro respecto al eje de pandeo, m.

b) Método ASD

La norma E.090, indica lo siguiente:” En secciones cargadas axialmente que cumplen los requerimientos de la tabla 2.5.1, el esfuerzo de compresión en segmento no arriostrado será:

*Cuando

$$\left(\frac{Kl}{r} \right) \leq C_c$$

$$F_a = \left(1 - \frac{\left(\frac{Kl}{r} \right)^2}{2 * C_c^2} \right) * F_y / \left(\frac{5}{3} + \left(3 * \frac{Kl}{8 * C_c} \right) - \frac{\left(\frac{Kl}{r} \right)^3}{8 * C_c^3} \right)$$

Dónde:

$$C_c = \sqrt{2 * \pi^2 * E / F_y}$$

*Cuando

$$\left(\frac{Kl}{r}\right) > C_c$$

$$F_a = (12 * \pi^2 * E) / (23 * \left(\frac{Kl}{r}\right)^2)$$

Siendo:

F_yEsfuerzo de fluencia mínimo del acero (Mpa).

EMódulo de elasticidad del acero ($E = 200\,000$ MPa).

bancho de los elementos- artículo 2.5.1 de E.090.

llongitud sin arriostre lateral del elemento en punto de carga (mm).

rRadio de giro que controla la esbeltez(mm).

F_aEsfuerzo en compresión admisible de la sección (Mpa)

2.5.3 Diseño por flexión

Para este caso también se debe usar la tabla 2.5.1 de la norma E.090.

TABLA 2.5.1
RELACIONES LÍMITE ANCHO/ESPESOR PARA ELEMENTOS EN COMPRESIÓN (F_y en MPa)

Descripción del elemento	Relación ancho/espesor	Relación Límites ancho/espesor para elementos en compresión	
		λ_c (compacto)	λ (no compacto)
Alas de vigas laminadas en forma de I, y canales en flexión	b/t	$170/\sqrt{F_y}$ [c]	$370/\sqrt{F_y - 70}$
Alas de vigas soldadas o híbridas en forma de I, en flexión	b/t	$170/\sqrt{F_{yf}}$	$\frac{425}{\sqrt{(F_{yf} - 115)/k_c}}$
Alas que se proyectan de elementos armados en compresión	b/t	ND	$285/\sqrt{F_y/k_c}$ [e]
Elementos no Rigidizados [e] Lados que se proyectan de pares de ángulos en compresión en contacto continuo, alas de perfiles en forma de I y canales en compresión axial; ángulos y planchas que se proyectan de vigas o de elementos en compresión	b/t	ND	$250/\sqrt{F_y}$

Figura 20: Tabla 2.5.1 de la Norma E.090- “Estructuras metálicas”-Relaciones limite ancho/espesor para elementos no rigidizados (alas) en canales laminados en flexión.

Y también debemos tomar en consideración los elementos rigidizados indicados en la misma tabla:

Elementos Rigidizados	Almas en compresión por flexión. [a]	h/t_w	$1680/\sqrt{F_y}$ [c]	$2550/\sqrt{F_y}$ [f]
	Almas en flexo-compresión	h/t_w	Para $P_u/\phi_b P_y \leq 0,125$ [c] $\frac{1680}{\sqrt{F_y}} \left(1 - \frac{2,75 P_u}{\phi_b P_y} \right)$ Para $P_u/\phi_b P_y > 0,125$ [c] $\frac{500}{\sqrt{F_y}} \left(2,33 - \frac{P_u}{\phi_b P_y} \right) \geq \frac{665}{\sqrt{F_y}}$	[f] $\frac{2550}{\sqrt{F_y}} \left(1 - 0,74 \frac{P_u}{\phi_b P_y} \right)$

Figura 21: Tabla 2.5.1 de la Norma E.090- “Estructuras metálicas”-Relaciones limite ancho espesor para elementos rigidizados (alma) para el caso almas en compresión por flexión

Solo se mostrará el desarrollo para las llamadas secciones I y canales

a) Método LRFD.

Al respecto, la norma E.090 indica lo siguiente:

La resistencia nominal en flexión M_n es el menor valor obtenido de acuerdo a los estados límites de (a)fluencia;(b) pandeo lateral torsional, (c)pandeo local del ala y, (d)pandeo local del alma. Para vigas compactas arriostradas lateralmente con $L_b < L_p$, solamente es aplicable el estado límite de fluencia. Para vigas compactas no arriostradas, tees no compactas y ángulos dobles, solamente son aplicables los estados límites de fluencia y pandeo lateral torsional. El estado límite de pandeo lateral torsional no es aplicable a elementos sujetos a flexión con respecto a su eje menor o perfiles cuadrados o circulares.

***Fluencia**

*La resistencia de diseño a flexión de vigas, determinada por el estado límite de fluencia es, $\Phi_b * M_n$:*

$$\Phi_b = 0.90$$

$$M_n = M_p$$

Donde:

*M_p = momento plástico ($=F_y * Z \leq 1.5 * M_y$ para secciones homogéneas).*

*M_y = momento correspondiente al inicio de la fluencia en la fibra extrema debido a una distribución elástica de esfuerzos ($=F_y * S$ para secciones homogéneas y $F_{yf} * S$ para secciones híbridas).*

***Pandeo Lateral Torsional**

*Este estado límite solamente es aplicable a elementos sujetos a flexión con respecto a su eje mayor. La resistencia de diseño a la flexión, determinada por el estado límite de pandeo lateral torsional es $\Phi_b * M_n$:*

$$\Phi_b = 0.90$$

M_n = resistencia nominal determinada como sigue:

Para perfiles con Simetría Doble y Canales con $L_b \ll L_r$

La resistencia nominal en flexión es:

$$M_n = C_b * [M_p - (M_p - M_r) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right)] \leq M_p$$

Donde

L_B = distancia entre puntos de arriostre contra desplazamiento lateral del ala en compresión, o entre puntos arriostrados para prevenir la torsión de la sección recta.

Se permite que C_b tome conservadoramente el valor 1.0 para todos los casos.

La longitud limite sin arriostrear para desarrollar la capacidad total plástica a la flexión L_p , de determinar como sigue:

*Para elementos de sección I incluyendo secciones híbridas y canales:

$$L_p = (788 * r_y) / \sqrt{F_{yf}}$$

La longitud lateral no arriostreada limite L_r y el correspondiente momento de pandeo M_r se determinarán como sigue:

*Para elementos de sección I con simetría doble y canales:

$$L_r = \frac{r_y * X_1}{F_L} * \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 * F_L^2}}$$

$$M_r = F_L * S_x$$

Donde

$$X_1 = \left(\frac{\pi}{S_x}\right) * \sqrt{(E * G * J * A) / (2)}$$

$$X_2 = \left(\frac{4 * C_w}{I_y}\right) * \left(\frac{S_x}{G * J}\right)^2$$

S_x = módulo de sección alrededor del eje mayor.

E = módulo de elasticidad de acero (200 000 MPa).

G = módulo de elasticidad al corte del acero (77200 MPa).

F_L = el menor valor de $(F_{yf} - F_r)$ ó F_{yw} .

F_r = esfuerzo de compresión residual en el ala, 70 MPa para perfiles laminados, 115 MPa para perfiles soldados.

F_{yf} = esfuerzo de fluencia del ala.

F_{yw} = esfuerzo de fluencia del alma.

I_y = momento de inercia alrededor del eje Y.

C_w = constante de alabeo

Para perfiles con simetría doble y canales con $L_b > L_r$

La resistencia nominal a flexión es:

$$M_n = M_{cr} \ll M_p$$

Donde M_{cr} es el momento elástico crítico determinado como sigue:

Para elementos de sección I con simetría doble y canales:

$$M_{cr} = C_b * \left(\frac{\pi}{L_b}\right) * \sqrt{\left((E * I_y * G * J + \left(\frac{\pi * E}{L_b}\right)^2 * I_y * C_w)\right)}$$

$$M_{cr} = \frac{C_b * S_x * X_1 * \sqrt{2}}{\frac{L_b}{r_y}} * \sqrt{\left(1 + \frac{X_1^2 * X_2}{2 * \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^2}\right)}$$

***Flexión Biaxial**

Se puede dar el caso que ocurra flexión a lo largo de ambos ejes locales de la sección analizada, en ese caso se dice que se tiene una flexión biaxial.

Cuando un elemento está sometido a flexión biaxial, debe satisfacerse la fórmula de interacción dada en la ecuación siguiente:

$$(M_{u33})/(\phi_b * M_{n33}) + (M_{u22})/(\phi_b * M_{n22}) < 1$$

Donde

M_{u33} =Momento flexionante factorizado alrededor del eje local 3.

M_{u22} =Momento flexionante factorizado alrededor de eje local 2.

M_{n33} =Resistencia nominal a la flexión alrededor del eje local 3.

M_{n22} =Resistencia nominal a la flexión alrededor del eje local 2.

ϕ_b =Factor de resistencia (=0.9)

b) Método ASD

Elementos de Sección I y Canales con Flexión Alrededor de Eje Mayor

***Elementos con Secciones Compactas**

La norma E.090 indica lo siguiente, en el artículo 6.1.2.1.” Elementos con secciones compactas”: “Para elementos con secciones compactas tal como se define en la sección 2.5.1 (excluyendo las vigas híbridas y elementos con esfuerzos de fluencia mayores que 450 Mpa), simétricas y cargadas en el plano de su eje menor, el esfuerzo admisible es:

$$F_b = 0.66F_y$$

Siempre que las alas estén conectadas continuamente al alma o almas y que la longitud lateral no soportada del ala en compresión L_b no exceda el valor de L_c dado por el menor valor de:

$$200b_f/\sqrt{F_y} \text{ ó } 138000/\left(\left(\frac{d}{A_f}\right) * F_y\right)$$

Siendo

F_bEsfuerzo admisible a flexión (Mpa).

dPeralte total del elemento (mm).

A_fÁrea del ala (mm²).

***Elementos de Secciones no compactas**

Para elementos que cumplan los requerimientos de secciones compactas, excepto que las alas sean no compactas, el esfuerzo admisible es:

$$F_b = F_Y \left[0.79 - \frac{0.00076(b_f \sqrt{F_Y})}{2t_f} \right]$$

Siendo

b_fancho de ala(mm).

t_fespesor del ala(mm).

***Flexión Biaxial**

Se puede dar el caso que ocurra flexión a lo largo de ambos ejes locales de la sección analizada, en ese caso se dice que se tiene una flexión biaxial.

Cuando un elemento está sometido a flexión biaxial, debe satisfacerse la fórmula de interacción dada en la ecuación siguiente:

$$(M_{s33})/(M_{n33}) + (M_{s22})/(M_{n22}) < 1$$

Donde

M_{s33} =Momento flexionante de servicio alrededor del eje local 3.

M_{s22} =Momento flexionante de servicio alrededor de eje local 2.

M_{n33} =Resistencia nominal a la flexión alrededor del eje local 3.

M_{n22} =Resistencia nominal a la flexión alrededor del eje local 2.

2.5.4 Diseño por corte

La norma E.090 indica lo siguiente:

Esta sección se aplica a vigas de simetría doble y simple con almas no rigidizadas, incluyendo vigas híbridas y canales sometidos a corte en el plano del alma. Para la resistencia de diseño a corte de almas con rigidizadores.

El área del alma A_w se tomará como el peralte total "d" multiplicado por el espesor del alma t_w .

a) Método LRFD

*La resistencia de diseño por corte para almas no rigidizadas con $(h)/(t_w) \leq 260$ es $\Phi_v * V_n$.*

Donde

$$\phi_v = 0.90$$

V_n = Resistencia nominal por corte, definida como sigue:

*Para $h/t_w \ll 1098/\sqrt{F_{yw}}$

$$V_n = 0.6 * F_{yw} * A_w$$

*Para $1098/\sqrt{F_{yw}} < h/t_w \leq 1373/\sqrt{F_{yw}}$

$$V_n = 0.6 * F_{yw} * A_w * \left(\frac{\frac{1098}{\sqrt{F_{yw}}}}{\frac{h}{t_w}} \right)$$

*Para $1373/\sqrt{F_{yw}} < h/t_w \ll 260$

$$V_n = A_w * \left(\frac{910000}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2} \right)$$

b) Método ASD

Para $h/t_w \ll 1000/\sqrt{F_y}$, el esfuerzo admisible de corte es $F_v = 0.40F_y$

Para $h/t_w > 1000/\sqrt{F_y}$, el esfuerzo admisible de corte es:

$$F_v = \left(\frac{F_y}{2.89} \right) * (C_v) \ll 0.40 * F_y$$

Donde

$$C_v = (310000 * k_v) / \left(F_y * \left(\frac{h}{t_w} \right)^2 \right), \text{ cuando } C_v \text{ es menor que } 0.8.$$

$$C_v = \frac{500}{\left(\frac{h}{t_w}\right)} * \sqrt{(k_v)/(F_y)}, \text{ cuando } C_v \text{ es mayor que } 0.8.$$

$$k_v = 4.00 + 5.34/\left(\frac{a}{h}\right)^2, \text{ cuando } a/h \text{ es menor que } 1.0.$$

$$k_v = 5.34 + 4.00/\left(\frac{a}{h}\right)^2, \text{ cuando } a/h \text{ es mayor que } 1.0.$$

Donde

t_w = espesor del alma.

a = distancia libre entre rigidizadores transversales.

h = distancia libre entre alas en la sección bajo investigación.

2.6 Diseño de Estructuras de concreto armado

2.6.1 Vigas

Las vigas de concreto se diseñarán de acuerdo a lo indicado en la norma ACI 318-14.

Diseño por flexión de zapatas de concreto armado.

$$M_U = \phi \rho f_y b d^2 \left(1 - \frac{\left(\frac{1}{1.7} \right) \rho f_y}{f'_c} \right)$$

Donde

M_uCapacidad de momento de diseño en N.mm

ϕFactor de reducción de resistencia.

ρporcentaje de acero.

bBase de la viga de concreto (mm).

dPeralte efectivo de una sección, medida desde la fibra extrema de compresión, al centroide del refuerzo en tensión(mm).

f_yResistencia del acero de refuerzo a la fluencia Mpa.

f'_cResistencia del concreto a la compresión Mpa.

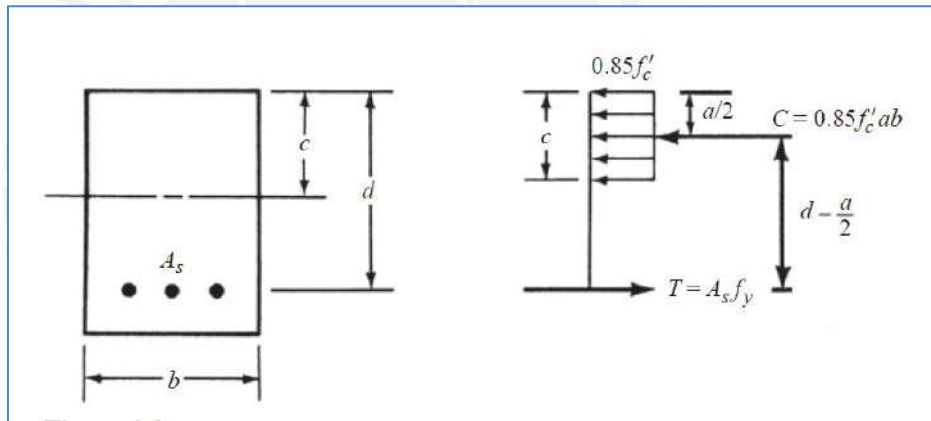


Figura 22: Sección de ayuda para cálculo de capacidad de momento de diseño.

Fuente: “Diseño de concreto reforzado”: Jack Mc Cormac-Rusell H Brown”.

Diseño por corte

La resistencia de diseño por cortante de un miembro, ϕV_n es igual a ϕV_c y ϕV_s , que debe ser al menos igual a la fuerza cortante factorizada que se use ϕV_n

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

Para lo cual:

$$V_c = \left(\frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} \right) b_w d$$

El valor de ϕV_n puede descomponerse en la resistencia por cortante de diseño ϕV_c .del concreto más la resistencia de cortante de diseño del refuerzo por cortante ϕV_s .

Primero despejamos el valor de V_s :

$$V_u = \phi V_c + \phi V_s$$

$$V_s = (V_u - \phi V_c) / \phi$$

Donde la separación s entre los estribos verticales será:

$$s = A_v f_y d / V_s$$

Siendo:

ϕV_nEsfuerzo cortante de diseño de la viga(N).

ϕV_cEsfuerzo cortante de diseño de concreto(N).

ϕV_sEsfuerzo cortante de diseño de acero de refuerzo(N).

b_wAncho de la viga (mm).

dPeralte de la viga(mm).

A_vÁrea de la sección transversal del refuerzo del cortante a una distancia s en un miembro a flexión (mm^2).

La siguiente figura muestra el comportamiento estructura de una viga de concreto armado ante las fuerzas de corte.

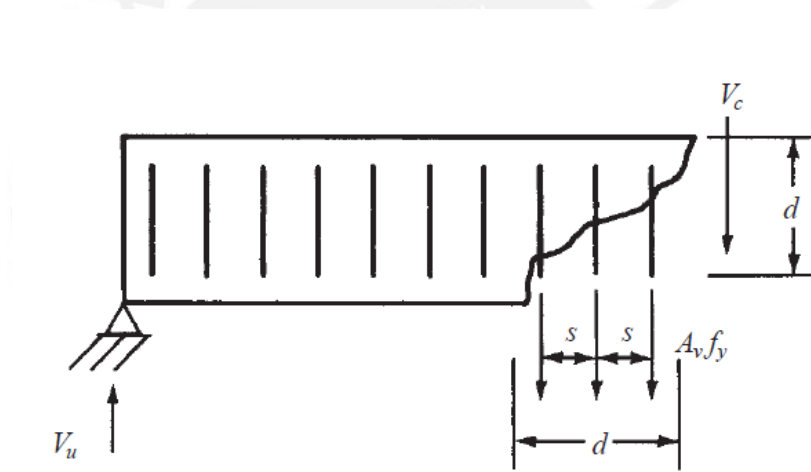


Figura 23: Fuerzas de corte en viga de concreto armado.

Fuente: “Diseño de concreto reforzado”: Jack Mc Cormac-Rusell H Brown”.

2.6.2 Diseño de Columnas de concreto armado

Uso de Diagramas de interacción.

Para este caso tomaremos un resumen del libro de McCormac, “Diseño de concreto reforzado”

“Al aplicarse una carga axial de compresión a una columna de concreto armado, esta quedara sometida a una deformación unitaria uniforme. Si un momento se aplica al mismo miembro, el resultado es una flexión respecto al eje neutro de la columna de concreto armado. Si se aplican al mismo tiempo una carga axial y un momento, el diagrama de deformación unitaria será el resultado de la combinación de dos diagramas lineales.

Suponiendo que el concreto en el borde de compresión de la columna falla a una deformación unitaria de 0.003, se puede suponer una deformación unitaria en el borde de la columna y por equilibrio estático los valores de P_n y M_n . Luego manteniendo la deformación unitaria de compresión a 0.003 en el borde extremo, podemos suponer una serie de diferentes deformaciones unitarias en el otro borde y calcular P_n y M_n en una columna para un conjunto de deformaciones unitarias supuestas". Tal como se muestra en la figura 24.

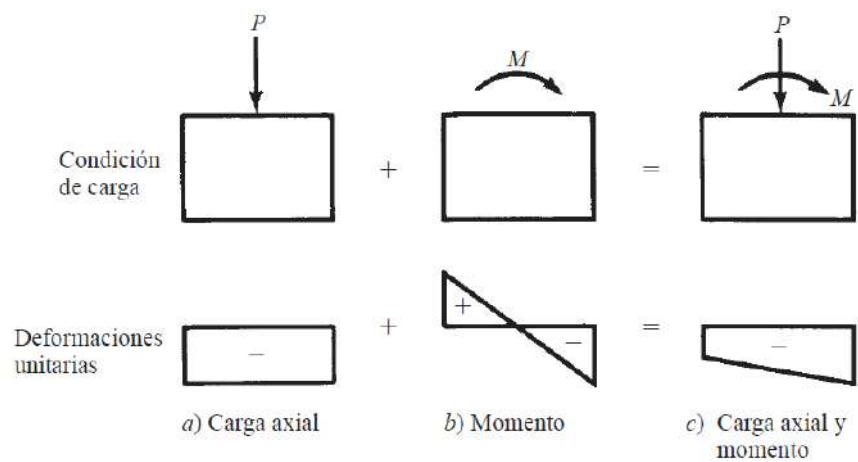


Figura 24: Deformaciones unitarias en columnas.

Fuente: "Diseño de concreto reforzado": Jack Mc Cormac-Rusell H Brown".

El preparar un diagrama de interacción con una calculadora de mano para una columna solamente es muy tedioso. Es por ello que los proyectistas recurren casi siempre a programas y diagramas de interacción generados por computadora o tablas para sus cálculos de columnas. Los diagramas de interacción son muy apropiados para estudiar las resistencias de las columnas con proporciones variables de cargas axiales y momentos.

Si una columna está cargada hasta la falla con una sola carga axial, la falla ocurrirá en el punto A del diagrama. Al movernos sobre la curva desde el punto A la capacidad por carga axial disminuye conforme aumenta la proporción del momento flector. En la parte superior de la curva, el punto C representa la resistencia por flexión del miembro sometido sólo a momento, sin la presencia de carga axial. Entre los puntos extremos A y C, la columna falla debido a una combinación de carga axial y de flexión. El punto B se llama "punto balanceado y representa el caso de carga balanceada, donde en teoría ocurre simultáneamente una falla por compresión y la fluencia del acero en tracción.

Las líneas punteada horizontal y vertical para el punto D indican una combinación particular de momento y carga axial que causara la falla de la columna. Una línea radial trazada del punto 0 a cualquier punto sobre la curva de interacción (Como el D en este caso) representara una excentricidad constante de carga, es decir una relación constante de momento a carga axial.

Entre los puntos B y C predomina la flexión. De A a B sobre la curva, la capacidad por momento de una sección aumenta conforme disminuye la carga axial, pero de Ba C ocurre lo contrario. La parte de la curva de B a C representa el intervalo de fallas en tracción. Ver figura 25.

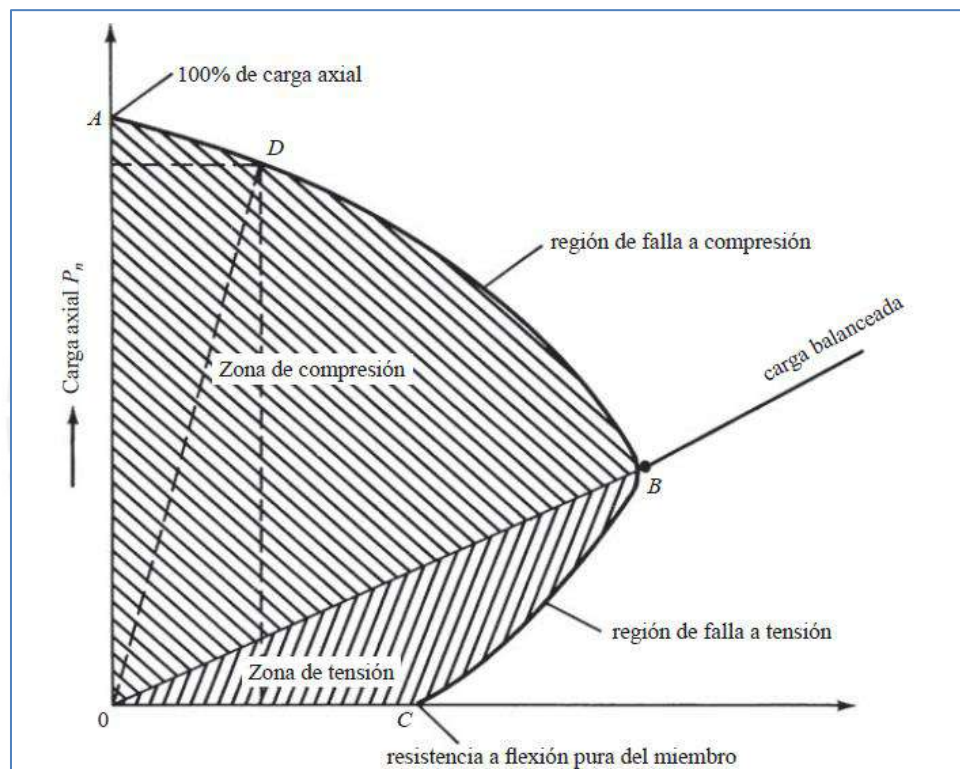


Figura 25. Diagrama de interacción típico de columna.

Fuente: "Diseño de concreto reforzado": Jack Mc Cormac-Rusell H Brown".

Columnas esbeltas.

Las naves industriales son estructuras de gran altura y el caso específico a tratar no será la excepción. Es por ello que necesitamos resolver estos problemas.

Respecto al tema de efectos de esbeltez, el código ACI nos permite la determinación de los efectos de segundo orden utilizando uno de los tres métodos siguientes:

-Análisis no lineal de segundo orden. -Mediante el cual se considera la no linealidad de los materiales, la curvatura de los miembros, la duración de la carga, los cambios volumétricos en el concreto y la interacción con la cimentación. Esta técnica requiere de análisis con software. Siendo el espíritu de la tesis establecer un procedimiento de diseño, más que investigar efectos de esbeltez en un modelo concreto, se plantea este caso para estudio de tesis posteriores.

-Análisis elástico de segundo orden -Esta técnica usa las rigideces de los miembros antes de la falla. Este análisis también es posible realizarlo con un software de computadora. Por la misma razón del caso anterior, se propone su estudio para tesis posteriores.

-Procedimiento de amplificación de momentos-Este es el método que elegiremos para nuestro análisis.

Para la aplicación de este método se debe identificar a cuál de las siguientes condiciones pertenece nuestro modelo a analizar

*Columnas en pórtico sin desplazamiento lateral.

*Columnas en pórtico con desplazamiento lateral

Nuestro caso es un pórtico formado por columnas y tijerales que van a sufrir desplazamiento lateral, por lo tanto, elegimos esta condición en los cálculos.

Respecto a lo anterior, de la referencia bibliográfica, "Diseño de concreto reforzado" de McCormac podemos obtener lo siguiente:

Respecto a la esbeltez kl/r , esta puede desprejarse si es <22 . En el caso contrario aplicaremos un factor de amplificación a los momentos obtenidos del análisis de primer orden. El código ACI-318-14 establece que el amplificador de momentos δ_s puede determinarse también mediante el método siguiente:

$$\delta_s = 1 / \left(1 - \frac{\sum P_u}{0.75 \sum P_c} \right) \geq 1$$

En esta última ecuación $\sum P_u$ es la suma de todas las cargas verticales en el nivel estudiado y $\sum P_c$ es la suma de todas las cargas de pandeo de Euler $P_c = \pi^2 EI / (kl_u)^2$ para todas las columnas resistentes con desplazamiento lateral en el nivel de los valores k determinados. Esta fórmula refleja el hecho que las deflexiones laterales de todas las columnas en un nivel en particular son iguales.

Los momentos de diseño se deben calcular con las expresiones siguientes:

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s}$$

Donde

M_1menor momento final factorizado en una columna a compresión.

M_2mayor momento final factorizado en una columna a compresión.

M_{1ns}menor momento factorizado en una columna a compresión debido a las cargas que no provocan desplazamientos apreciables.

M_{2ns}mayor momento factorizado en una columna a compresión debido a las cargas que no provocan desplazamientos apreciables.

M_{1s}menor momento factorizado en una columna a compresión debido a las cargas que provocan desplazamientos apreciables.

M_{2s}mayor momento factorizado en una columna a compresión debido a las cargas que provocan desplazamientos apreciables.

Es decir, la amplificación de momentos solo se aplica a los valores que contribuyen al momento último, por acción de las cargas que producen desplazamiento lateral.

2.6.3 Diseño de Zapatas de concreto armado

Las zapatas forman parte de llamada subestructura y son los elementos estructurales que reciben la carga de las columnas y transmiten esta carga al terreno.

Para nuestro caso proyectaremos una zapata aislada, la cual se usa para soportar la carga de una sola columna. Estas zapatas se usan generalmente cuando las columnas no están muy cercanas entre sí. Ver Figura 26.

Zapata sometidas a cargas axiales y momentos

En este caso la zapata que proyectaremos transmitirá al terreno tanto cargas verticales como momentos.

Para que se garantice continuidad en la interfase columna-zapata, el acero de refuerzo tendrá que continuar hasta la zapata. Esto se logra utilizando varillar con ganchos en la zapata y con una debida longitud de

anclaje. Es ideal empalmar el acero de refuerzo de las columnas con los de las zapatas, suministrando continuidad de la fuerza de tensión en el acero de refuerzo.

Cuando se produce la transferencia de momentos de la columna a la zapata, por lo general la fuerza resultante no coincide con el centroide de la zapata. El efecto del momento es producir una presión en el suelo, que es de variación lineal, la misma que puede determinarse en cualquier punto mediante la expresión:

$$q = -P/A \pm Mc/I$$

Donde

P.....Carga axial en servicio.

M.....Momento actuante en servicio.

c.....Distancia de la fibra extrema en compresión al eje neutro.

A.....Área de la sección.

IMomento de inercia en el eje que actúa el momento.

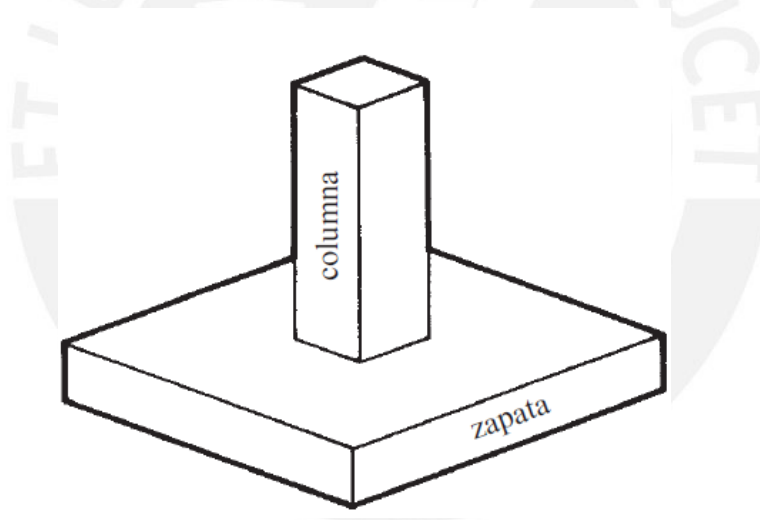


Figura 26: Esquema de zapata aislada.

Fuente: "Diseño de concreto reforzado": Jack Mc Cormac-Rusell H Brown".

Si la fuerza resultante en la base de la zapata se sitúa dentro del llamado "núcleo central", el valor de $-P/A$ es mayor que $+Mc/I$ en todos los puntos y toda la base está en compresión. Si la fuerza resultante afecta la base de la zapata fuera del núcleo central, el valor $+Mc/I$ será en algunos puntos mayor que $-P/A$ y habrá fuerzas de tracción en esa zona. La interfase suelo-zapata no puede resistir fuerzas de tracción. Y en este caso se deberá usar la expresión siguiente para el cálculo de $q_{m\acute{a}x}$ (Ver Figura 27 y 28):

$$q_{m\acute{a}x} = 2P/(3ab)$$

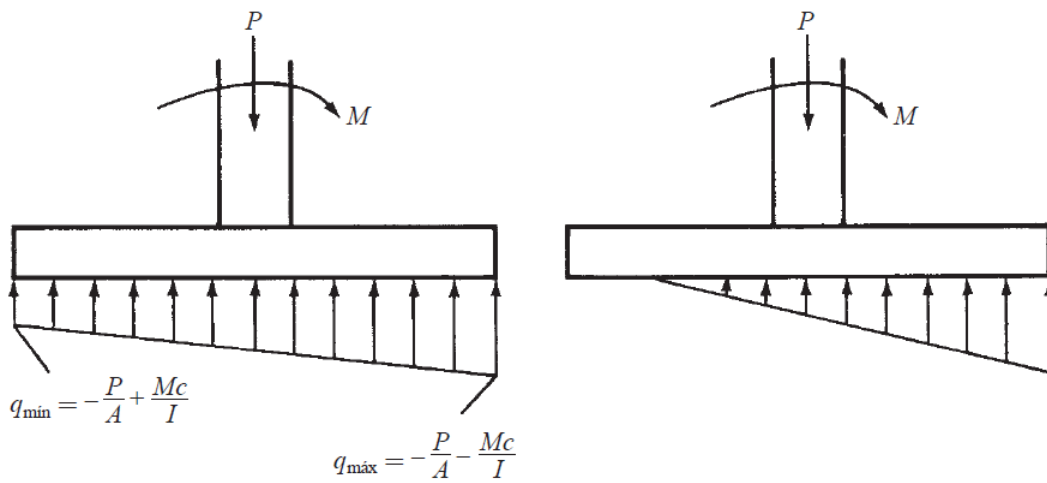


Figura 27: Acción de cargas axiales y de momento y reacción del terreno.

Fuente: "Diseño de concreto reforzado": Jack Mc Cormac- Rusell H Brown".

Una vez determinada el área, el resto del diseño se efectúa con las cargas factorizadas, se determinan presiones de apoyo y se evalúan las fuerzas cortantes y los momentos.

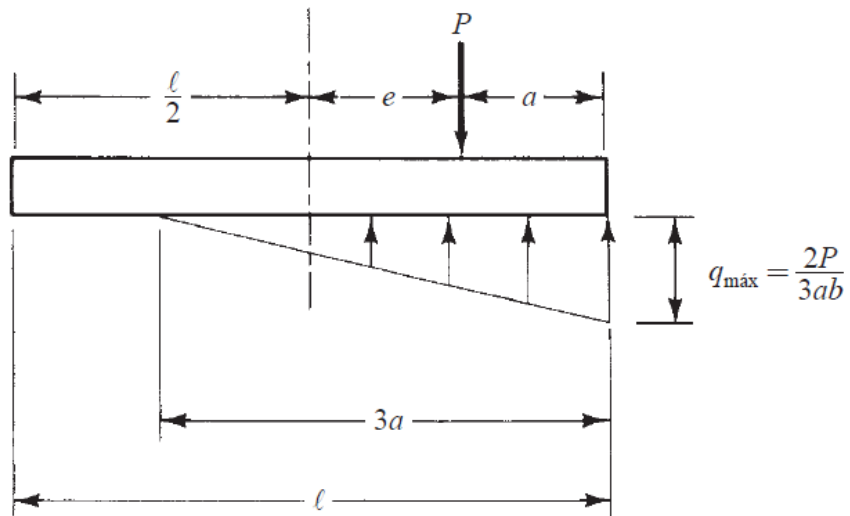


Figura 28: Cálculo de q_{adm} fuera del núcleo central.

Fuente: "Diseño de concreto reforzado": Jack Mc Cormac-Rusell H Brown".

Diseño de Zapata por corte.

Como en las zapatas no se tienen estribos y despejando el valor d en la fórmula de resistencia al cortante de concreto, tendríamos la siguiente expresión para d :

$$d = 6V_U / (\phi \lambda \sqrt{f'_c} b_w)$$

La fuerza cortante $V_U(N)$ se halla de acuerdo a lo mostrado en la siguiente figura:

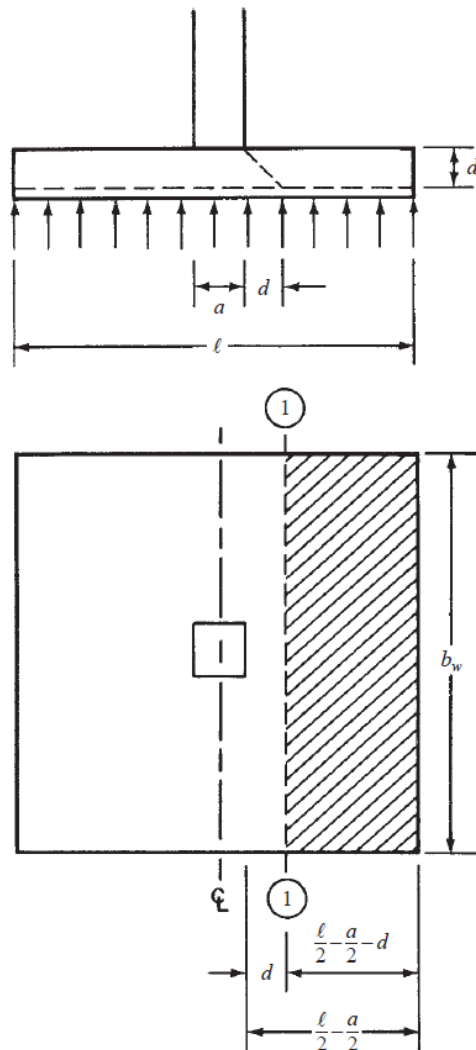


Figura 29: Fuerza Cortante en zapatas.

Fuente: “Diseño de concreto reforzado”: Jack Mc Cormac-Rusell H Brown”.

Como se observa, se debe calcular la fuerza a una distancia “d de la cara de la columna y verificar si el d asumido es mayor al indicado en la expresión anterior.

Diseño de zapata por punzonamiento

La carga de compresión de la columna tiende a extenderse en la zapata, oponiéndose a la tensión diagonal de esa zona, con el resultado que la columna tiende a perforar la porción de zapata. Si la falla se produce, la zapata quedaría como una pirámide truncada. El código ACI (11.11.1.2) establece que la sección crítica para el punzonamiento se localiza a una distancia $d/2$ de la cara de la columna. Ver figura 30:

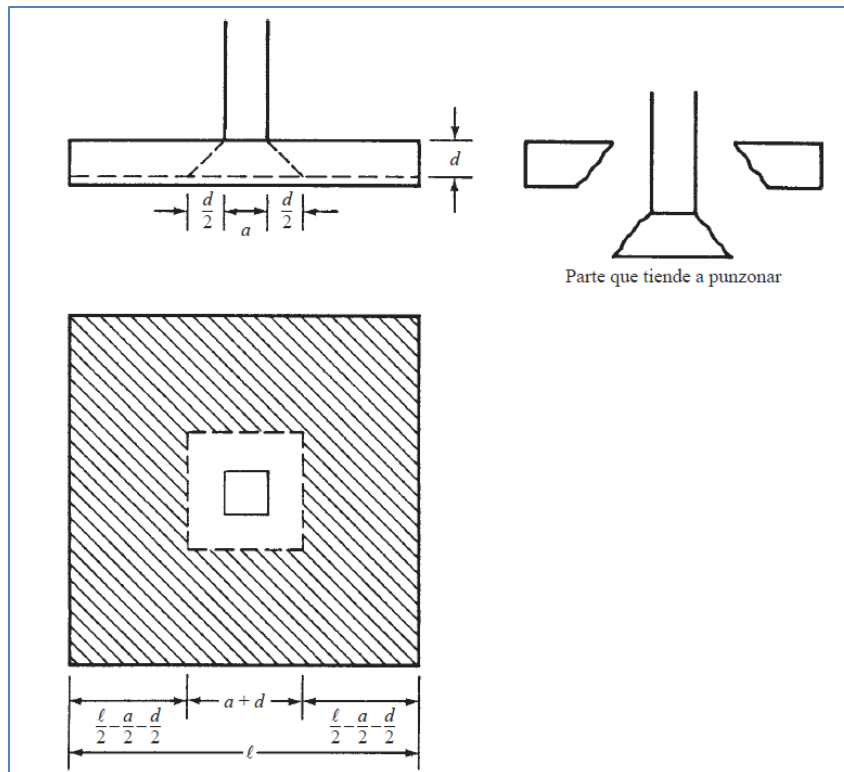


Figura 30: Cortante por punzonamiento.

Fuente: "Diseño de concreto reforzado": Jack Mc Cormac-Rusell H Brown".

El valor de d requerido tiene que ser mayor a los valores indicados a continuación:

$$d = 6V_{u2}/(\phi\lambda\sqrt{f'_c}b_o)$$

$$d = 6V_{u2}/(\phi\left(1 + \frac{8}{\beta_c}\right)\lambda\sqrt{f'_c}b_o)$$

$$d = 12V_{u2}/(\phi\left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right)\lambda\sqrt{f'_c}b_o)$$

La fuerza cortante V_{u2} consiste en toda la presión neta hacia arriba q_u sobre el área sombreada hacia arriba en la figura 30. b_o es el perímetro alrededor del área penetrada que es igual a $4(a+d)$. Las ecuaciones también incluyen el término α_s el cual se toma como 40 para columnas internas, igual a 30 para columnas de borde e igual a 20 para columnas de esquina. β_c es la relación entre el lado largo de la columna y el lado corto de la columna.

Diseño de zapata por momento flexionante

El momento flexionante crítico se toma en la cara de la columna, una vez hallado se procede a hallar el acero de refuerzo, utilizado la misma fórmula que para la flexión en vigas.

3. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

3.1 Predimensionamiento de Tijerales Metálicos

3.1.1 Generalidades

El techo de la nave industrial cubre una gran luz, para permitir una importante área libre para los temas operativos y de mantenimiento al interior de la nave.

Debido a ello una de las opciones a considerar para el techo son los tijerales metálicos reticulados, los cuales pueden tener diversas geometrías. La geometría elegida en este caso particular es la del llamado "TIJERAL A DOS AGUAS"

3.1.2 Predimensionamiento de peralte del tijeral metálico

Al revisar las bibliografías, se han encontrado diferentes criterios de predimensionamiento para el peralte del tijeral metálico.

Según Zapata Baglietto (1985) es recomendable un peralte mínimo que resulte de la siguiente ecuación

$$H = L/12$$

Donde L es luz libre del tijeral

Suarez (2017) toma un criterio más conservador

$$H = L/7$$

Arnal (2005) nos indica el siguiente criterio, tomando en cuantos temas de drenaje de aguas de lluvia, resaltando que la norma venezolana 3400:1998 *Impermeabilización de Edificaciones*, enfatiza que la mejor impermeabilización es la pendiente de las superficies que reciben aguas de lluvia.

$$L/6 < H < L/5$$

Para nuestro caso específico tendremos:

$$3.92 < H < 4.7$$

Tomaremos en este caso

$$H = 4.5 \text{ m}$$

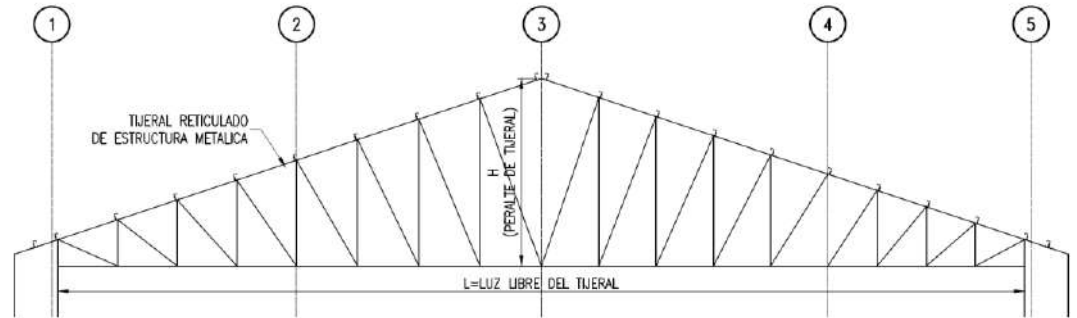


Figura 31: Elevación de Tijeral de Techo.

3.1.3 Predimensionamiento de distancia entre Pórticos de Nave

Arnal (2005) propone la siguiente tabla para la definición de esta distancia de acuerdo a la Luz Libre L:

Tabla 1: Separación entre pórticos de acuerdo a luz libre.

Fuente Proyecto y construcción de galpones modulares-Eduardo Arnal Pag 2-12

Luz libre L, en m	Separación entre pórticos, s, en m
6 a 12	3 a 4
12 a 18	4 a 5
18 a 24	5 a 6
24 a 30	6 a 7
Mayor de 30	7 a 8

En nuestro caso la luz libre L es de 23.5m por lo que conservadoramente tomaremos una separación entre pórticos de 5 m

3.1.4 Predimensionamiento de distancia entre Montantes del Tijeral

Definido el peralte H del tijeral metálico, otro factor que influye directamente en su estructura, es la distancia entre las correas de techo. El Tijeral reticulado solo puede recibir las cargas en sus nudos y desarrollar fuerzas de tracción y compresión en sus elementos Debido a ello, la distancia entre las correas de techo define a su vez la distancia entre los montantes del tijeral, como se puede observar en la siguiente figura:

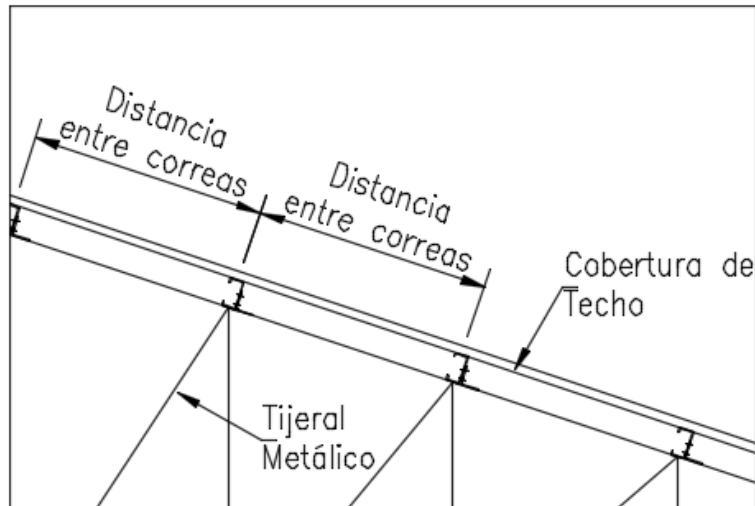


Figura 32: Soporte de cobertura de techo sobre correas.

La distancia entre correas depende de la cobertura de techo elegida. Estas coberturas presentan en sus fichas técnicas, la sobrecarga que puede recibir la cobertura y la distancia entre apoyos necesaria. En nuestro caso específico utilizaremos la cobertura TECNOTECHO TR-4 de la marca Precor. En la siguiente figura se puede observar la tabla de sobrecargas máximas.

Espesor e	Peso del Panel											
		L(m) =	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25
mm	Kg / m ²	P (Kg / m ²) =	266	169	117	--	--	--	--	--	--	--
0,35 - 0,40	3,35	P (Kg / m ²) =	342	218	150	109	--	--	--	--	--	--
0,45 - 0,50	4,30	P (Kg / m ²) =	419	266	183	133	101	--	--	--	--	--
0,55 - 0,60	5,26	P (Kg / m ²) =	571	363	250	182	137	107	--	--	--	--
0,75 - 0,80	7,17	P (Kg / m ²) =										

Figura 33: Tabla de sobrecargas máximas sobre cobertura.

Por ello utilizaremos una distancia entre correas de 1.5 m y tentativamente utilizaremos una cobertura de espesor 0.75mm.

3.1.5 Predimensionamiento de Columnas

Según Antonio Blanco Blasco (1997) “Para edificios aporticados íntegramente, para los cuales el autor recomienda no exceder de 3 piso ó 4 pisos, las columnas deberán dimensionarse mediante alguna estimación de momento de sismo, demostrando la experiencia que se requerirán columnas con un área fluctuante entre 1000 y 2000 cm², salvo que se tenga luces mayores a 7 mts”. Por temas de esbeltez de la columna debido a su gran altura, usaremos una sección de 0.6x1.2 m (7200 cm²).

4. ESTUDIO DE NORMAS TÉCNICAS SOBRE CARGAS VIVAS MÓVILES

4.1 Generalidades

Para el tema “Cargas móviles”, se cuenta con dos aportes en la normativa peruana, con las normas E.020 “CARGAS” (mayo 2006-SENCICO) y E.090 “ESTRUCTURAS METÁLICAS” (mayo 2006-SENCICO)

La norma E.020 en el artículo 9.5, indica el porcentaje de aumento de la carga vertical y de la definición de cargas horizontales, tanto longitudinales como transversales.

La norma E.090 en los artículos 1.4.2 y 1.4.3, indica los mismos conceptos que la norma E.020, pero el tema del impacto vertical lo define de una manera distinta. Es decir, hay incongruencia entre ambas normas como lo veremos más adelante.

Se puede inferir, que la norma peruana ha tomado valores muy similares a los planteados por el estándar ASCE/SEI 7-16 “Minimum Design Loads and associated criteria for Buildings and other structures”. Este estándar es la base de varias normas extranjeras, como lo veremos en el desarrollo de este capítulo.

La idea es investigar si otras normas extranjeras pueden dar más aportes de las cargas que se deben considerar para el análisis y diseño de la nave industrial con puente grúa.

Como punto de partida resaltare lo establecido en nuestras normas E.20 y E.090.

También se notó en la investigación que la gran mayoría de normas extranjeras se basan en el estándar ASCE/SEI 7-16, menos el EUROCODIGO.

Para poder tener parámetros de comparación para los valores de carga de impacto y cargas laterales que ofrecen las diferentes normas a estudiar, plantaremos tres problemas físicos, los cuales se han definido en base al funcionamiento del puente grúa. Estos son:

-Problema 1-Fuerza de impacto producida el izaje de la carga nominal, desde una velocidad inicial hasta detenerse, con el puente grúa detenido.

-Problema 2-Fuerza de aceleración y desaceleración del puente grúa, con la carga nominal ubicada donde produce el mayor peso sobre rueda de la viga carrilera.

-Problema 3-Fuerza de aceleración y desaceleración del trolley moviéndose a lo largo del puente grúa, con la carga nominal.

4.2 Solución de Problemas físicos

4.2.1 Problema 1

Cuando se tiene el puente grúa detenido y el polipasto está izando el total de la carga nominal, en la ubicación que produce la mayor carga sobre a rueda de la viga testera, y este izaje pasa de una velocidad inicial constante a detenerse, esta desaceleración produce una fuerza de inercia, la cual se distribuye sobre la rueda de las testeras, para lograr el equilibrio. Dicha fuerza puede calcularse como $F_i = m \cdot a$, siendo "a", la desaceleración y m, la masa que actúa en el fenómeno.

$Q_{c1}(\text{kN}) = \text{Peso del puente grúa.}$

$Q_{c2}(\text{kN}) = \text{Peso del Trolley}$

$Q_h(\text{kN}) = \text{Carga nominal a levantar}$

Para este caso

$m(\text{Ton}) = Q_h/g$, ya que la carga nominal es la que sufre la desaceleración.

$V_i(\text{m/s}) = \text{Velocidad inicial de izaje de la carga nominal.}$

$t(\text{s}) = \text{Tiempo necesario para que se detenga la carga.}$

$V_f(\text{m/s}) = 0(\text{debido a que la carga se detiene}).$

Entonces tenemos

$$a \left(\frac{m}{s^2} \right) = (V_f - V_i)/t$$

$$a \left(\frac{m}{s^2} \right) = -V_i/t$$

Y tenemos entonces

$$F_i = - \left(\frac{Q_h}{g} \right) * \left(\frac{V_i}{t} \right)$$

Luego de ello se debe de hallar como distribuimos esta fuerza en las 4 ruedas de la viga testera.

El mayor incremento sobre las ruedas se producirá en la siguiente posición de carga:

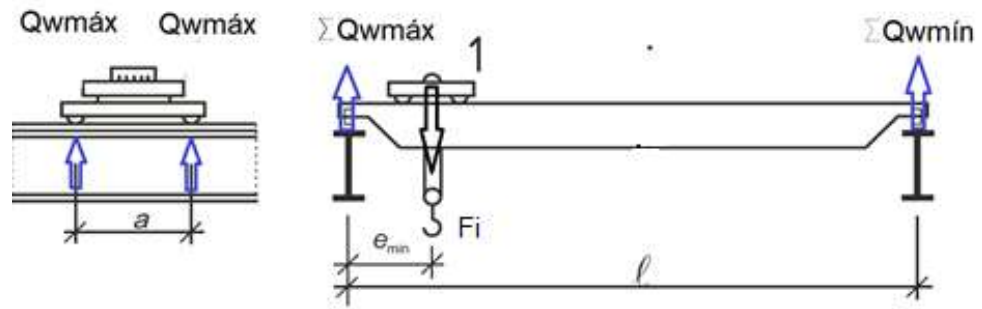


Figura 34: Esquema de distribución de la fuerza de inercia por desaceleración de la carga izada, en las ruedas de las vigas testera.

Entonces tenemos que

$$\Delta Q_{wmáx} = F_i \cdot (l - e_{mín}) / (2 \cdot l)$$

O también

$$\Delta Q_{vmáx} = \frac{Q_h \cdot V_i}{g \cdot t} \cdot (l - e_{mín}) / (2 \cdot l) \text{ === CARGA DE IMPACTO VERTICAL}$$

Esta expresión cuantifica el incremento por carga de impacto debido a la desaceleración del izaje de la carga, en la rueda más cargada.

4.2.2 Problema 2

Consiste en la desaceleración súbita del puente grúa, al momento de transportar la carga nominal. El momento del análisis lo realizaremos cuando el trolley cargado se encuentre en el punto más cercano a una de las vigas carrileras. Para mejor entendimiento del fenómeno, presentamos el siguiente esquema, obtenido de AISE TR-13.

Como se observa en la siguiente figura, el Trolley cargado con la máxima carga nominal está ubicado a $e(m)$ de una viga carrilera. Al momento del frenado se generará una fuerza de inercia F_{i2} en ese punto y también otra fuerza de inercia F_{i1} , debido al peso propio del puente grúa.

Si tenemos que el puente grúa avanza a lo largo de las vigas carrileras y súbitamente se detiene, pues sufrirá una desaceleración desde su velocidad constante $V_{pg}(m/s)$ hasta detenerse en un periodo de tiempo $\Delta t(s)$.

Dicha desaceleración es:

$$a \left(\frac{m}{s^2} \right) = -V_{pg} / (\Delta t)$$

Conocida la desaceleración, esta se multiplica por las respectivas masas para obtener las fuerzas de inercia:

$$F_{i1} = \left(\frac{Q_{c1}}{g} \right) \cdot (V_{pg} / (\Delta t))$$

$$F_{I2} = \left(\frac{Q_h + Q_{c2}}{g} \right) * \left(\frac{V_{pg}}{\Delta t} \right)$$

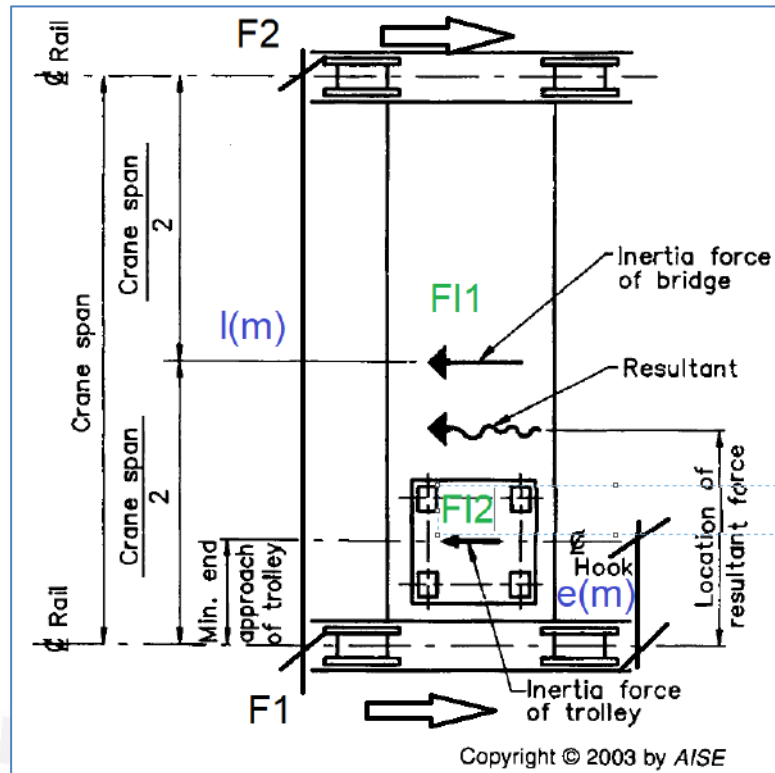


Figura 35: Esquema de fuerzas de inercia cuando se produce la desaceleración del puente grúa.

Se cumple además que:

$$F_1 + F_2 = F_{I1} + F_{I2}$$

Si tomamos momentos respecto de F1

$$F_2 * l = F_{I1} * \left(\frac{l}{2} \right) + F_{I2} * e$$

Reemplazando valores de F_{I1} y F_{I2}

$$F_2 * l = \left(\frac{Q_{c1}}{g} \right) * \left(\frac{V_{pg}}{\Delta t} \right) * \frac{l}{2} + \left(\frac{Q_h + Q_{c2}}{g} \right) * \left(\frac{V_{pg}}{\Delta t} \right) * e$$

De donde se obtiene

$$F_2 = \left(\frac{V_{pg}}{\Delta t * g} \right) * \left(\frac{Q_{c1}}{2} + \left(\frac{e}{l} \right) * (Q_h + Q_{c2}) \right)$$

$$F_1 = \left(\frac{Q_{c1}}{g} \right) * \left(\frac{V_{pg}}{\Delta t} \right) + \left(\frac{Q_{c2} + Q_h}{g} \right) * \left(\frac{V_{pg}}{\Delta t} \right) - F_2$$

$$F_1 = \left(\frac{V_{pg}}{\Delta t * g} \right) * \left(Q_{c1} + Q_{c2} + Q_h - \left(\frac{Q_{c1}}{2} + \left(\frac{e}{l} \right) * (Q_h + Q_{c2}) \right) \right)$$

$$F_1 = \left(\frac{V_{pg}}{\Delta t * g} \right) * \left(\frac{Q_{c1}}{2} + (Q_h + Q_{c2}) * \left(\frac{l - e}{l} \right) \right)$$

Y para cada rueda

$$F_{1/r} = \left(\frac{V_{pg}}{\Delta t * g} \right) * \left(\frac{Q_{C1}}{2} + (Q_h + Q_{C2}) * \left(\frac{l-e}{l} \right) \right) / 2$$

4.2.3 Problema 3

Consiste en la desaceleración súbita del Trolley cargado con la carga nominal, sobre el puente grúa

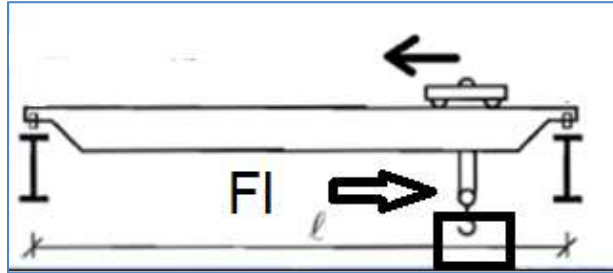


Figura 36: Fuerza de inercia por desaceleración de Trolley cargado.

Siendo:

$$V_t \left(\frac{m}{s} \right) = \text{Velocidad del Trolley}$$

El trolley se detendrá súbitamente con la siguiente masa

$$m(kg) = ((Q_h + Q_{C2}) / (g))$$

Y la respectiva fuerza de impacto será:

$$F_I = \left(\frac{V_t}{g * \Delta t} \right) * (Q_h + Q_{C2})$$

Esta fuerza actúa en cada una de las 4 ruedas de la viga testera. Por lo que:

$$F_{I/r} = \left(\frac{V_t}{g * \Delta t} \right) * (Q_h + Q_{C2}) / 4$$

Asumiendo rigideces iguales en las vigas carrileras, esta fuerza se distribuirá equitativamente en cada rueda de las vigas testeras.

4.2.4 Valores obtenidos para cada problema

Datos

$$Q_h(kN) = 250$$

$$Q_{C1}(kN) = 180$$

$$Q_{C2}(kN) = 85$$

$$g \left(\frac{m}{s^2} \right) = 10$$

$$V_i \left(\frac{m}{s} \right) = 0.667 = \text{Velocidad de izaje de carga nominal.}$$

$$V_{pg} \left(\frac{m}{s} \right) = 1.0 \text{ === Velocidad de Puente Grúa.}$$

$$V_t \left(\frac{m}{s} \right) = 1.0 \text{ ===== Velocidad del Trolley.}$$

Problema 1

Reemplazando los datos, y mostrando el tiempo variable, obtenemos la siguiente gráfica:

$$\begin{aligned} Q_{C2}(\text{kN}) &= 85 \\ g(\text{m/s}^2) &= 10 \\ V_i(\text{m/s}) &= 0.667 \\ l(\text{m}) &= 23.5 \\ e(\text{m}) &= 1.1 \end{aligned}$$

$\Delta t(\text{s})$	$\Delta Q_{v \text{ máx}}$
0.10	79.4
0.15	53.0
0.20	39.7
0.25	31.8
0.30	26.5
0.35	22.7
0.40	19.9
0.45	17.7
0.50	15.9
0.55	14.4
0.60	13.2
0.65	12.2
0.70	11.3
0.75	10.6
0.80	9.9
0.90	8.8
1.00	7.9
2.00	4.0
3.00	2.6

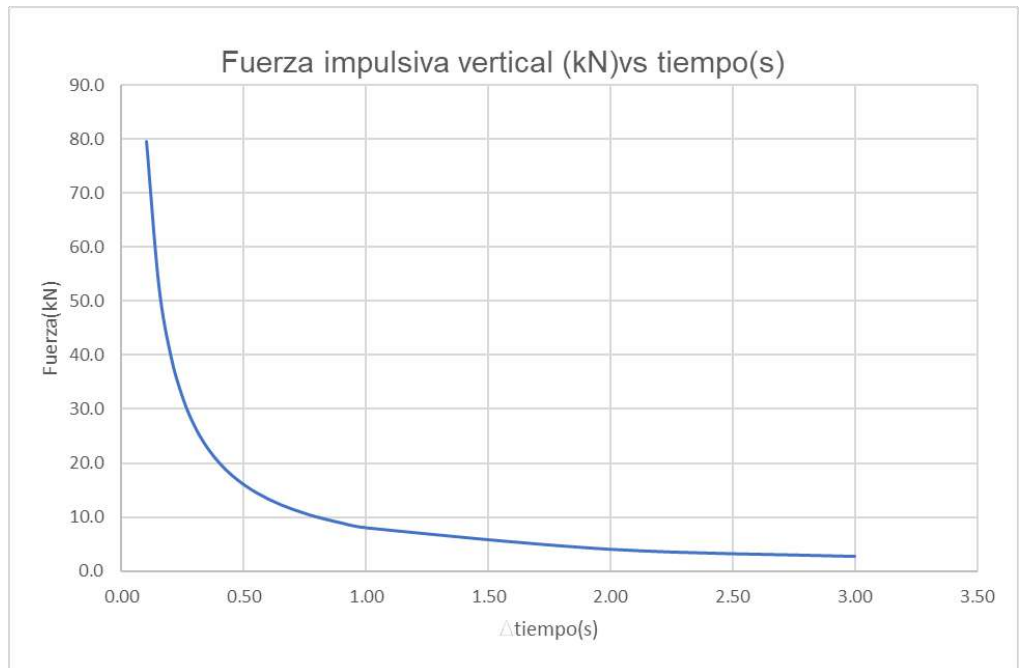


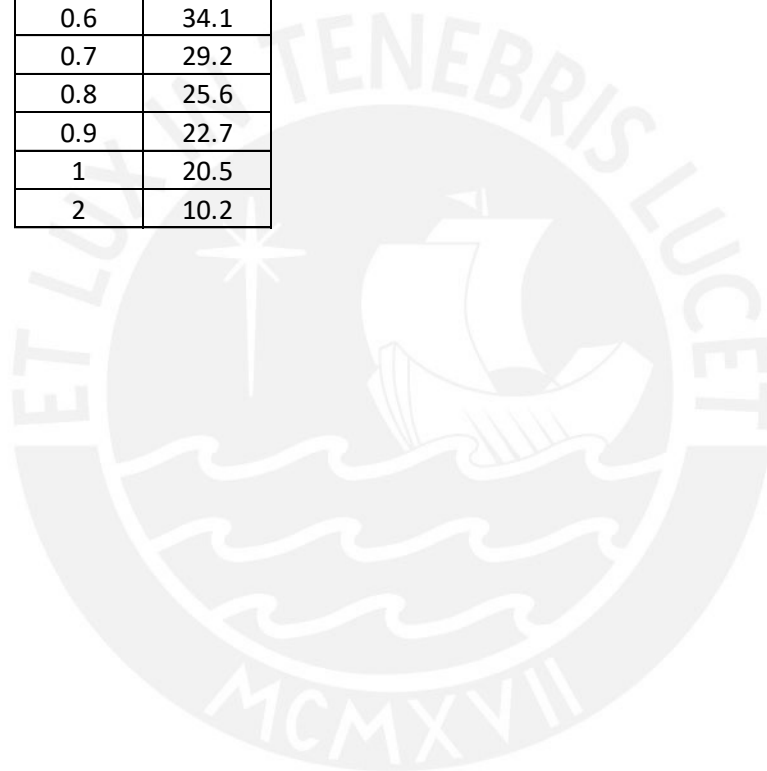
Figura 37: Gráfica de Impacto Vertical sobre ruedas por frenado en izaje de carga. Se observa que para un tiempo cero se necesitaría una fuerza infinita de frenado. Los fabricantes de estos equipos comentan que este frenado es casi instantáneo. Por lo que conservadoramente asumimos un valor de 0.5 s como periodo de tiempo en el cual se detiene la carga. Para este valor corresponde una fuerza impulsiva vertical de 15.88 kN.

Problema 2

Reemplazando los datos, y mostrando el tiempo variable, obtenemos la siguiente gráfica:

$Q_h(\text{kN}) = 250$
 $Q_{C1}(\text{kN}) = 180$
 $Q_{C2}(\text{kN}) = 85$
 $g(\text{m/s}^2) = 10$
 $V_{pg}(\text{m/s}) = 1$
 $l(\text{m}) = 23.5$
 $e(\text{m}) = 1.1$

$\Delta t(\text{s})$	$F1(\text{kN})$
0.25	81.9
0.3	68.2
0.4	51.2
0.5	40.9
0.6	34.1
0.7	29.2
0.8	25.6
0.9	22.7
1	20.5
2	10.2



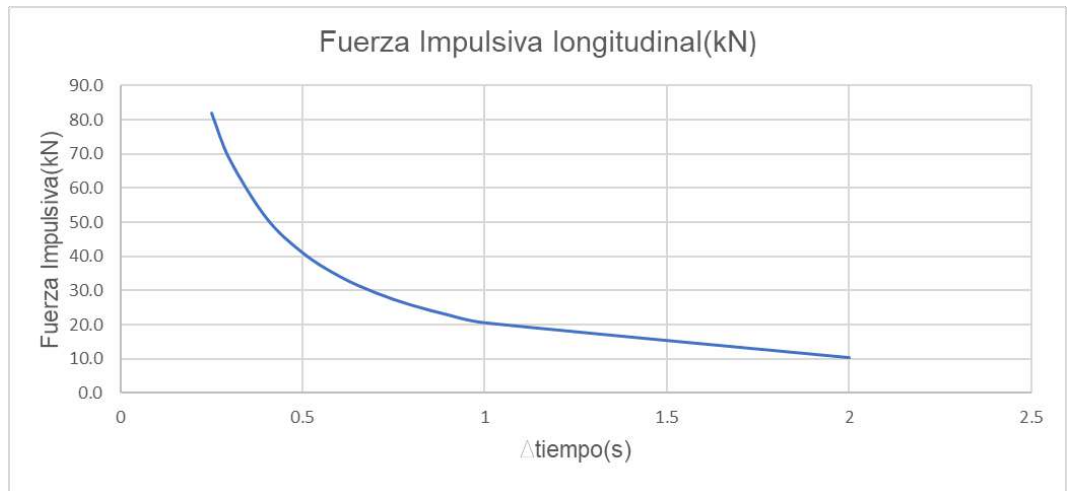


Figura 38:Gráfica de Carga impulsiva longitudinal.

Se observa que para un tiempo cero se necesitaría una fuerza infinita de frenado. Los fabricantes de estos equipos comentan que este frenado es casi instantáneo. Por lo que conservadoramente asumimos un valor de 0.5 s como periodo de tiempo en el cual se detiene la carga. Para este valor corresponde una fuerza impulsiva vertical de 40.9 kN.

Problema 3

Reemplazando los datos, y mostrando el tiempo variable, obtenemos la siguiente gráfica:

Qh(kN)=	250
Q _{C1} (kN)=	180
Q _{C2} (kN)=	85
g(m/s ²)=	10
Vt(m/s)=	1
l(m)=	23.5
e(m)=	1.1

Δt (s)	F1(kN)
0.1	83.8
0.2	41.9
0.3	27.9
0.4	20.9
0.5	16.8
0.6	14.0
0.7	12.0
0.8	10.5
0.9	9.3
1	8.4
1.1	7.6
1.2	7.0
1.3	6.4
1.4	6.0
1.5	5.6
1.6	5.2
1.7	4.9
1.8	4.7

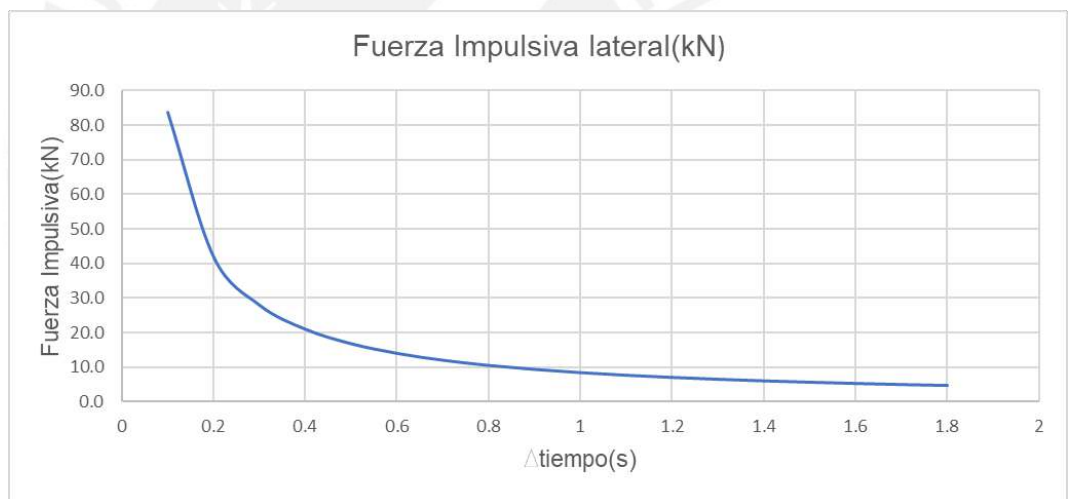


Figura 39:Fuerza impulsiva lateral sobre rueda.

Se observa que para un tiempo cero se necesitaría una fuerza infinita de frenado. Los fabricantes de estos equipos comentan que este frenado es casi instantáneo. Por lo que conservadoramente asumimos un valor de 0.5 s como periodo de tiempo en el cual se detiene la carga. Para este valor corresponde una fuerza impulsiva vertical de 16.8 kN.

4.3 Norma Peruana E.020-Cargas.

Respecto al tema, la norma peruana E.020 indica en su artículo 9.5 –“Puentes Grúa” lo siguiente:

4.3.1 Carga vertical

“La carga vertical será la máxima real sobre rueda cuando la grúa esté izando a capacidad plena. Para tomar en cuenta el impacto, la carga izada se aumentará en 25 % o la carga sobre rueda se aumentará en 15 %, la que produzca mayores condiciones de esfuerzo”

4.3.2 Carga horizontal

“La carga transversal total, debida a la traslación del carro del puente-grúa, será el 20% de la suma de la capacidad de carga y el peso del carro. Esta fuerza se supondrá colocada en la parte superior de los rieles, actuando en ambos sentidos perpendicularmente a la vía de rodadura y debe ser distribuida proporcionalmente a la rigidez”.

4.3.3 Carga longitudinal

“La carga longitudinal debida a la traslación de la grúa será el 10% de la reacción máxima total, sin incluir el impacto, aplicada en la parte superior del riel y actuando en ambos sentidos paralelamente a la vía de rodadura”.

4.3.4 Critica a la norma E.020

A criterio del autor, se considera que esta información brindada por la norma E-020 para la consideración de cargas vivas móviles es insuficiente para ejecutar o correcto análisis estructural y diseño de la nave industrial. Esto porque en el enunciado de la norma se expresan conceptos como “carga máxima real sobre la rueda” o “reacción total máxima” que no están claramente definidos en la norma y se presta a la libre interpretación del profesional en Ingeniería estructural que realiza el trabajo. En ese sentido el autor propondrá una expresión para calcular esta carga.

Se nota que este acápite de norma ha sido copiado de otra norma, donde se ha omitido las definiciones básicas para el mejor entendimiento del fenómeno cargas vivas móviles. De manera muy vaga explica que las cargas horizontales aparecen por el movimiento de traslación del carro o Trolley a lo largo de la viga puente y no explica porque se debe considerar

la carga longitudinal a lo largo del riel. Esto hace que el cálculo de estas fuerzas sea meramente mecánico, sin tratar de entender el fenómeno que se produce.

Tampoco se indica acápite alguno sobre:

- Combinaciones de Carga.
- Valores límites de deflexión para condiciones de servicio.
- Consideraciones de cargas dinámicas.

4.4 Norma Peruana E.090-Estructuras metálicas.

Respecto al tema, la norma peruana E.090 indica en sus artículos 1.4.2 y 1.4.3 lo siguiente:

4.4.1 Carga vertical

“En caso de estructuras que soporten carga viva que produce impacto, deberá considerarse un incremento en la carga viva nominal debido a este efecto.”.

Solo resaltaremos el porcentaje de incremento el caso que sea semejante a nuestro caso:

e) Para vigas de puentes grúas con cabina de operación y sus conexiones: 25%.

4.4.2 Carga horizontal

“La fuerza lateral nominal en la vía del puente grúa que se genera por el movimiento del polipasto no debe ser menor al 20% de la suma del peso izado y del peso del polipasto, no debe incluirse el peso de otras partes de la grúa. Esta fuerza debe aplicarse en la parte superior de los rieles actuando en la dirección normal al desplazamiento del puente grúa y debe ser distribuida considerando la rigidez de la estructura que soporta los rieles”.

Aparentemente ambas normas definen de la misma manera la carga horizontal, pero eso no es del todo cierto. Pues la norma E.020 fija exactamente la carga como el 20% de la suma de la capacidad de carga y el peso del carro, mientras que la norma E.090 indica que la carga no puede ser menor a ese valor. Es decir, se puede entender que si se aplican porcentajes mayores (por ejemplo 25%) estaríamos cumpliendo la norma.

4.4.3 Carga longitudinal

“La fuerza longitudinal nominal tendrá un valor mínimo de 10% de las máximas cargas de rueda de la grúa aplicada en la parte alta del riel, a menos que se especifique otra cosa”

Nuevamente se produce la misma discrepancia con la norma E.020, donde claramente se indica que la carga longitudinal es el 10% de la reacción máxima total. La norma E.090 indica que esta carga es un valor mínimo, pudiendo entonces utilizarse cargas mayores. Además, indica el término *“a menos que se especifique otra cosa”*. El autor se pregunta ¿A qué se refiere con esto? Otras normas revisadas, como veremos más adelante, indican que el fabricante de los equipos define estas cargas y si el diseñador no las tiene a la mano, puede usar las cargas definidas por la norma. Pero esta afirmación deja que la interpretación del diseñador sea libre y pueda aplicar la carga que mejor le parezca. Lo cual, a mi parecer, no es el espíritu de una norma.

4.4.4 Crítica a la norma E.090

A criterio del autor, dos normas del reglamento nacional de edificaciones no pueden reglamentar un mismo tema. La NORMA E.020 usa términos diferentes a la norma E.090, para definir el mismo concepto. Lo cual genera confusión en el usuario, sobre todo si este no tiene mucha experiencia en temas de diseño estructural. Se debería unificar criterios y emitirse un nuevo enunciado y único enunciado para estas normas.

4.5 Steel Design Guide #7-AISC.

El primer documento que sirvió de punto de partida a esta investigación es la guía de diseño 7 del AISC denominada- “INDUSTRIAL BUILDINGS-ROOFS TO ANCHOR RODS”, a la cual denominaremos en adelante Guía 7.

Este documento en su Parte 2- “INDUSTRIAL BUILDINGS-GENERAL”, hace mención de tres estándares de diseño que sirven de base a la mayoría de las normas extranjeras:

- ASCE/SEI 7-16- “Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and other Structures”.
- Guide for Design and Construction of Mill Buildings-AISC Technical Report 13(2013), guía a la cual denominaremos AISC 13.
- CMMA Specification #70-Crane Manufacturers Association of America, guía a la cual denominaremos CMMA#70.

Cada uno de estos estándares brinda información sobre la definición de las cargas inducidas por el puente grúa sobre la viga carrilera, combinaciones de carga y criterios de diseño que deben tomarse en cuenta al momento del diseño.

Estas tres normas están dirigidas al diseño de estructuras metálicas, sin embargo, el autor cree por conveniente tomar los criterios brindados como válidos para la viga carrilera que se diseñara para el caso específico (Viga carrilera de concreto armado), porque los criterios están establecidos para una buena operatividad del equipo, que, para ambos tipos de estructura, concreto o estructura metálica, son los mismos.

Guía 7 hace un resumen de lo que brinda cada uno de los tres estándares e intenta hacer un comparativo entre ellos para el tema específico de CARGAS INDUCIDAS POR EL PUENTE A LA VIGA CARRILERA. Respecto a los temas de Combinaciones de carga, solo indica el planteamiento de AISE 13 y nos da un resumen de los criterios de diseño considerados por CMAA#70.

4.6 ASCE/SEI-7-16- “Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures”.

4.6.1 Generalidades

La American Society of Civil Engineer emitió esta estándar que es la base para muchas de las normas estudiadas, como la norma peruana E.020. En el capítulo 4 “Cargas Vivas”, inciso 4.9 “CRANE LOADS”, define conceptos y las cargas que produce el puente grúa sobre la viga carrilera. El inciso 4.9.1 indica lo siguiente:

“La carga viva de la grúa será la capacidad nominal de la grúa. Las cargas de diseño para las vigas carrileras, incluidas las conexiones y brackets de soporte, de los puentes grúa móviles, incluirán la carga máxima sobre rueda y el impacto vertical, la fuerza lateral y la fuerza longitudinal inducida por la grúa móvil”.

4.6.2 Máxima carga sobre la rueda

La máxima carga sobre rueda debe serán las cargas producidas por el peso del puente, según sea el caso, sumado a la capacidad nominal, más el peso del trolley, con el trolley posicionado sobre la viga puente en el lugar donde se maximiza el efecto de la carga resultante”.

Esta carga es indicada de manera conservadora por los fabricantes de puentes grúa. Es práctica muy común tomar este dato de los catálogos del fabricante. Sin embargo, es posible generar una expresión para calcular esta carga máxima sobre rueda en base a las definiciones indicadas en esta norma, la cual propondré más adelante.

4.6.3 Fuerza de impacto vertical

“La máxima carga sobre la rueda determinada de acuerdo a la sección 4.92. (de la norma ASCE 7-16), se incrementará en los porcentajes mostrados en el siguiente texto para sumar los efectos de impacto vertical o vibración”. Ver figura siguiente:

Monorail cranes (powered)	25
Cab-operated or remotely operated bridge cranes (powered)	25
Pendant-operated bridge cranes (powered)	10
Bridge cranes or monorail cranes with hand-gear bridge, trolley, and hoist	0

Figura 40: Porcentajes de incremento de carga vertical de impacto(ASCE 7-16).

Para nuestro caso específico, el porcentaje que utilizaremos será de 25%.

4.6.4 Fuerza lateral

“La fuerza lateral sobre las vigas carrileras del puente grúa con trolleys de motores eléctricos será calculada como el 20% de la suma de la capacidad nominal de la grúa más el peso del Trolley y el gancho. Se asumirá que esta fuerza lateral actúa horizontalmente en la superficie de tracción de la viga carrilera, en la dirección perpendicular a la viga y esta carga debe ser distribuida de acuerdo a la rigidez lateral de las vigas carrileras y la estructura de soporte”.

En la figura la siguiente figura, se muestra un ejemplo de cómo se aplicaría una carga vertical de impacto y la carga lateral.

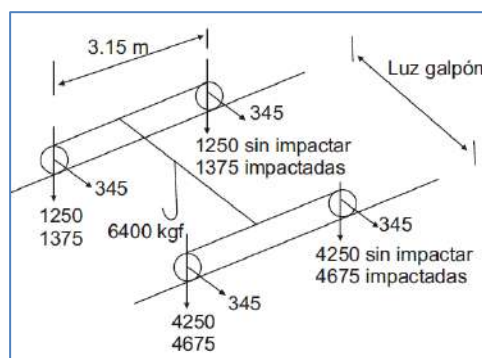


Figura 41: Ejemplo de aplicación de carga vertical impactada y fuerza lateral.

Fuente: “Proyecto y construcción de galpones modulares: Ing. Eduardo Arnal”.

4.6.5 Fuerza Longitudinal

La fuerza longitudinal sobre las vigas carrileras del puente grúa, excepto los puentes grúa con mecanismo manuales, debe ser calculada como el 10% de la carga máxima sobre la rueda. Su aplicación es en el sentido paralelo a la de la viga carrilera”. Ver figura siguiente.

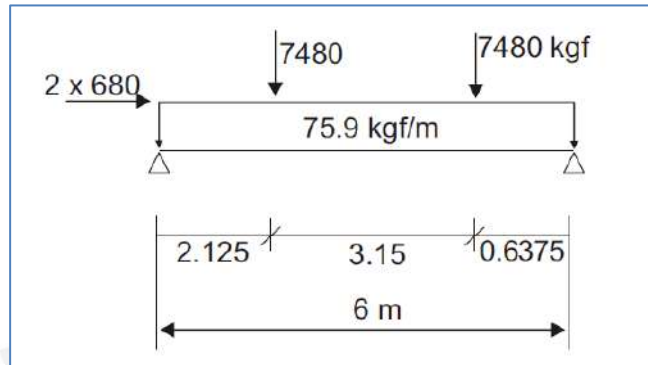


Figura 42: Ejemplo de aplicación de carga vertical y fuerza longitudinal.

Fuente: “Proyecto y construcción de galpones modulares: Ing. Eduardo Arnal”.

4.7 GUIDE FOR DESIGN AND CONSTRUCTION OF MILL BUILDINGS –AISE TECHNICAL REPORT 13(2013)

4.7.1 Generalidades

Esta guía fue desarrollada por primera vez en 1969 por la Association of Iron and Steel Engineers de Pittsburgh, Pennsylvania-Usa con el objetivo de dar una guía a diseñadores y constructores de edificios de Molienda. Entre sus aportes principales brinda una clasificación de las naves industriales de molienda en cuatro categorías y propone una definición de las cargas móviles inducidas por el puente grúa a la edificación.

4.7.2 Carga de izaje (Lifted Load)

Se debe tomar en cuenta que AISE 13 define **carga de levante** como “el peso total levantado por el mecanismo del gancho, incluidas cargas de trabajo, todos los ganchos, vigas de levante, magnetos y otros elementos anexos necesarios para el servicio”

4.7.3 Clasificación de Naves Industriales según AISE 13

Clase A: Son las naves industriales cuyos elementos pueden experimentar entre 500000 a 2000000 repeticiones o por encima de

2000000 de repeticiones de cargas, en el tiempo estimado de vida de la nave, que es aproximadamente 50 años.

Clase B: Son las naves industriales cuyos elementos pueden experimentar entre 100000 y 500000 repeticiones de carga o 5 a 25 repeticiones de carga por día, en una vida útil de aproximadamente 50 años.

Clase C: Son las naves industriales cuyos elementos pueden experimentar entre 20000 y 100000 repeticiones de carga o 1 a 5 repeticiones de carga por día en una vida útil de aproximadamente 50 años.

Clase D: Son las naves industriales cuyos elementos pueden experimentar menos de 20000 repeticiones durante la vida útil de la edificación.

4.7.4 Impacto Vertical

El incremento de carga por impacto vertical está especificado como el 25% de la máxima carga sobre las ruedas, para todos los tipos de grúas, excepto para grúas de mantenimiento de sala de motores, donde el porcentaje es de 20%.

4.7.5 Cargas Horizontales

“La carga horizontal ser el mayor valor de los tres mencionados

- a) 40% de la carga de levante.
- b) 20% del peso combinado de la carga de levante más el peso del trolley.
- c) 10% del peso combinado de la carga de levante más el peso del puente grúa”

4.7.6 Cargas longitudinales

“20% de la carga máxima por rueda de la grúa”

4.7.7 Combinaciones de Carga

Previamente se realiza la definición de las siguientes cargas:

C_{vs} Cargas verticales debido a una sola grúa en una sola viga carrilera.

C_{ss} Empuje lateral debido a una sola grúa en una sola viga carrilera.

C_i Impacto vertical debido a una sola grúa en una sola viga carrilera.

C_{ls} Tracción longitudinal debido a una sola grúa en una sola viga carrilera.

C_{vm} Cargas verticales debido a múltiples grúas.

C_{BS} Impacto en tope de la grúa debido a una sola grúa en una viga carrilera solo con el 100% de la velocidad.

C_D Cargas muertas de todas las grúas debidamente estacionadas en cada viga carrilera de manera de obtener los máximos efectos sísmicos.

D Cargas muertas.

E Cargas de sismo.

F Cargas debidas a fluidos.

L Cargas vivas debido al uso y a ocupación, incluidas las cargas vivas de techo con excepción de las cargas de nieve y las cargas debidas al puente grúa.

L_R Cargas vivas de techo.

S Cargas de nieve.

R Cargas de lluvia (Por inadecuado drenaje).

H Cargas debido a la presión lateral del terreno o agua en el suelo.

P Cargas producidas por estancamiento.

T Cargas producidas por cambio de temperatura.

W Cargas de viento.

La guía 13 nos indica las siguientes combinaciones de carga

a) Caso 1

$$D+C_{VS}+0.5C_{SS}+C_I$$

B) Caso 2

$$(1)D+L+ (L_r \text{ or } R \text{ or } S) +C_{VS}+C+C_{SS}+C_{IS} \text{ (Para un Puente grúa)}$$

$$(2)D+L+ (L_r \text{ or } R \text{ or } S)+C_{vm}+C_{SS}+C_{IS} \text{ (Para multiples puentes grúa).}$$

C) Caso 3

$$(1) D+L+ (L_r \text{ or } R \text{ or } S)+C_{VS}+C+W.$$

$$(2)D+L+(L_r \text{ or } R \text{ or } S) + C_{VS}+C+C_{SS}+0.5W.$$

$$(3)D+L+(L_r \text{ or } R \text{ or } S) + C_{VS}+C+0.67C_{BS}$$

$$(4) D+L+ (L_r \text{ or } R \text{ or } S)+C_d+E.$$

4.8 CMAA-SPECIFICATION#70-CRANE

MANUFACTURES ASSOCIATION OF AMERICA

4.8.1 Generalidades

Este código americano propone una clasificación de los puentes grúa de acuerdo al servicio que brindan, procedimientos de cálculo de las acciones de la grúa sobre la viga carrilera y algunos criterios de servicio que debe cumplir la estructura que soporta el puente grúa

4.8.2 Clasificación de puentes Grúa

La Norma CMAA#70 clasifica los puentes grúa en grupos de carga, en base a condiciones de servicio, las cuales son:

Clase A (Uso poco frecuente). -Esta clase cubre a puentes grúas instalados en sitios como: plantas eléctricas, servicios públicos, salas de turbinas, sala de motores y estaciones de transformadores; donde se requiere manejo preciso de equipos a bajas velocidades con largos periodos de inactividad. Este tipo de puentes grúa se usan para la instalación inicial de equipos y mantenimiento poco frecuente.

Clase B (Servicio liviano). -En esta clase se cubre los puentes grúa instalados en talleres de reparación, fábricas de ensamblaje, bodegas de almacenamiento liviano, entre otros; donde las cargas a levantar son livianas y a velocidades lentas. Las cargas pueden variar de 2 a 5 elevaciones por hora, con un promedio de 10 pies de altura de elevación.

Clase C (Servicio moderado). -Esta clase cubre a los puentes grúa instalados en talleres mecánicos y fábricas de papel. Donde las cargas promedio son menores al 50% de la capacidad nominal, con una tasa de trabajo de entre 5 y 10 elevaciones por hora, con un promedio de 15 pies de altura de elevación.

Clase D (Servicio pesado). -Esta clase cubre a los puentes grúa utilizados en talleres de maquinaria pesada, talleres de fundiciones, depósitos de aceros, depósitos de contenedores y bodegas de madera. En esta clase de servicio, las cargas se aproximan al 50% de la capacidad nominal, se manejan velocidades altas y realizan entre 10 y 20 levantamientos por hora, con promedio de traslados de 15 pies de altura de elevación, no sobrepasan el 65% de la capacidad nominal.

Clase E (Servicio Severo). -Esta clase requiere puentes grúas con capacidad de levantar cargas que se acerquen a la nominal durante toda su vida útil. Las aplicaciones cubren grúas de cuchara magnética para manejo de chatarra, fábricas cementeras y manejo de contenedores. Contempla 20 o más levantamientos por hora.

Clase F (Servicio Severo continuo). -Esta clase de puentes grúa son capaces de manejar cargas que se aproximen o sean iguales a la capacidad nominal, en condiciones de servicio severas a lo largo de su vida útil. Las aplicaciones incluyen garuas específicamente diseñadas para realizar tareas críticas que sean parte fundamental de un proceso de producción.

4.8.3 Carga muerta DL (Dead load).

Esta carga corresponde al peso de todas las partes efectivas de la estructura del puente grúa: las vigas puente, vigas testeras, vigas carrileras y el equipo soportado a estas como, motorreductores, rieles, ruedas entre otros.

4.8.4 Carga del Trolley o carro TL

Consiste en el peso del polipasto, el carro (trolley) y el equipo unido a este

4.8.5 Carga de levante o nominal LL (Lifted Load)

La carga de levante o nominal, consiste en la carga de trabajo y el peso de los dispositivos de elevación utilizados para manejar y sujetar la carga de trabajo, como bloque de carga, viga de elevación, cucharón, imán, gancho y otros dispositivos complementarios.

4.8.6 Fuerzas de inercia verticales VIF (Vertical Inertia Forces)

Las fuerzas de inercia verticales son aquellas producidas por el movimiento del puente grúa con sus componentes y aquellas debidas a la elevación y descenso de la carga, mediante el polipasto. Estas cargas adicionales pueden incluirse de manera simplificada al aplicar por separado un factor para la carga muerta DLF (Dead Load Factor) y para la carga de levante HLF (Hoist Load Factor), mediante las cuales las cargas de acción vertical deben multiplicarse.

4.8.7 Factor de carga muerta DLF (Dead Load Factor)

Este primer factor, cubre la carga muerta y la carga del polipasto en función de la velocidad de desplazamiento en pies por minuto, se calcula empleando la siguiente ecuación:

$$DLF = 1.1 \leq 1.05 + \text{Velocidad de Desplazamiento}/200 \ll 1.2$$

4.8.8 Factor de carga de alzamiento HLF (Hoist Load Factor)

Este factor se aplica al movimiento de la carga nominal en la dirección vertical y cubre las fuerzas de inercia, las fuerzas debido al levantamiento repentino de la carga por el polipasto y las incertidumbres por otras influencias. Este factor de carga es 0.5% de la velocidad de elevación (en pies por minuto) del polipasto, pero no debe ser menor al 15% o mayor al 50%. Se puede calcular HLF mediante la siguiente ecuación:

$$HLF = 0.15 \ll 0.005 \times \text{Velocidad de Elevacion (FPM)} \ll 0.5$$

4.8.9 Cargas de inercia debido al manejo IFD (Inertia Forces from Drives)

Estas fuerzas de inercia se producen durante la aceleración o desaceleración en los desplazamientos del puente grúa. Estas fuerzas de inercia serán un porcentaje de las cargas verticales (carga nominal y muerta). Este porcentaje está definido por el factor IFD el cual será 7.8 veces la tasa de aceleración o desaceleración (en pies/s²) y no deberá ser menor a 2.5% como se indica en la siguiente ecuación:

$$\text{Factor IFD} = 7.8 \times \text{aceleracion} \left[\frac{ft}{sec^2} \right] \geq 2.5\%$$

4.8.10 Carga de desgaste (SK)

Cuando dos llantas ruedan sobre el riel, aparecen fuerzas horizontales debido a la torsión del puente grúa. Estas fuerzas horizontales pueden ser obtenidas multiplicando la máxima carga estática sobre la rueda del puente grúa, por el coeficiente S_{sk} que depende del cociente entre la distancia entre apoyos de la viga carrilera y la distancia entre las ruedas, según figura siguiente:

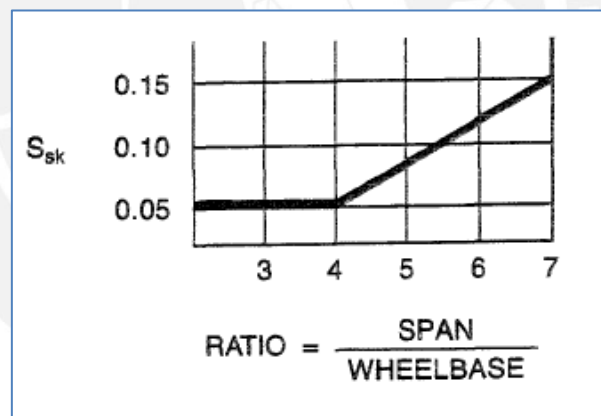


Figura 43: Cálculo del Coeficiente S_{sk} .

4.8.11 Combinación de cargas

La norma CMAA 70, inciso 3.3.2.4, indica que la combinación de carga para un puente grúa en uso normal (Case 1: Crane in regular use under principal loading)

$$DL(DLF) + TL(DLF) + LL(1 + HLF) + IFD$$

También se considera el Caso 2 "Crane in regular use under principal and additional loading)

$$DL(DLF) + TL(DLF) + LL(1 + HLF) + IFD + WLO + SK$$

En este caso WLO es cero debido a que el puente grúa está en un ambiente cerrado.

En la siguiente figura se aprecia el sentido y dirección como actúan estas fuerzas:

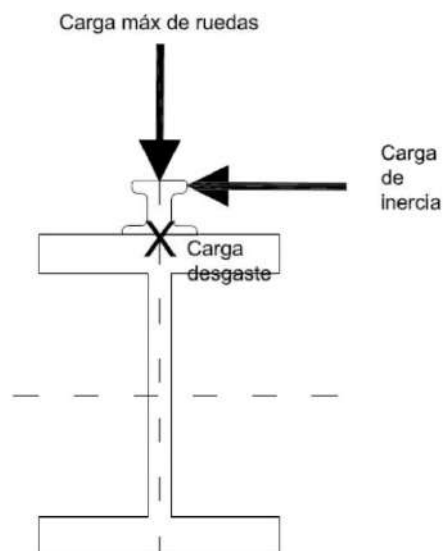


Figura 44: Dirección y sentido de las fuerzas sobre la viga carrilera según CMAA.

4.9 NORMA CHILENA OFICIAL Nch 1537- “Diseño estructural-Cargas permanentes y cargas de uso”

4.9.1 Generalidades

La norma chilena desde su preámbulo es clara e indicar que para su desarrollo se ha tomado como referencia la norma ASCE/SEI 7-05 “Minimum Design Loads for Building and other structures” (versión anterior a la desarrollada en el ítem 3.4). Dicha Norma desarrolla el tema de nuestro interés en el artículo—“Cargas de grúas”.

4.9.2 Carga máxima sobre rueda

La norma chilena define este concepto como “la carga de rueda producida por el peso del puente grúa y el peso del boggye más la carga de levante, con el boggye posicionado en el riel de la ubicación donde el efecto de la carga resultante sea máximo”

4.9.3 Fuerza de impacto vertical

La norma chilena define este concepto como un porcentaje de incremento de la carga máxima sobre la rueda, para cuantificar la fuerza inducida por “*impacto vertical o vibración de acuerdo a los porcentajes siguientes:*”

Grúas monorriel (energizadas) =====25%”

“Grúas operadas por cabina o control remoto (energizadas) =====25%”
“Puentes grúa operados por control colgante (energizadas) =====10%”
“Puentes grúas o grúas monorriel de operación manual=====0%”

4.9.4 Fuerza lateral

La norma chilena define como hallar esta fuerza, sin embargo, no da indicios de cómo se produce y porque se debe considerar.

Indica que deben aplicarse *“sobre las vigas portarriel (carrileras) y que debe ser calculada como un 20% de la suma de los pesos de la grúa y su capacidad de levante”*. Además, indica que esta fuerza debe actuar *“en la parte superior de los rieles, en dirección norma a ellos y debe ser distribuida entre vigas portarriel, considerando la rigidez lateral de estas y la estructura que soportan. Aclara además que para el cálculo de esta fuerza “No se considera el peso de las partes estacionarias del puente grúa (vigas, puente grúa y boggie).”*

4.9.5 Fuerza longitudinal

La norma chilena tampoco da mayores indicios de cómo y porque se produce esta fuerza longitudinal. Solo define su cuantificación, punto de aplicación y dirección de la misma. *“La fuerza longitudinal sobre vigas portarriel excepto para puentes grúa de operación manual, debe ser calculada como el 10% de la carga máxima sobre la rueda de la grúa. Esta fuerza se debe suponer actuando en la parte superior de la viga.”*

4.10 Reglamento colombiano de construcción sismo resistente-Título B-Cargas

4.10.1 Generalidades

La norma colombiana desarrollo nuestro tema de interés, en los siguientes artículos:

B.4.4-IMPACTO

B.4.6-PUENTES GRÚA

Se observa que la norma colombiana también tiene una clara influencia del estándar ASCE SEI 07-16

4.10.2 Fuerza de Impacto vertical

La norma colombiana define este punto en el artículo B.4.4-IMPACTO. Esta norma tampoco es muy clara sobre el cálculo de la fuerza de impacto porque hace el siguiente enunciado: *“Cuando la estructura*

quede sometida a una carga generadora de impacto, la carga viva debe incrementarse para efectos de diseño e en los siguientes porcentajes;

- a) Soportes de Elevadores y Ascensores.....100%.
- b) Vigas de puentes grúa con cabina de operación-conexiones.....25%.
- c) Vigas de puentes grúas por control remoto- conexiones.....10%.
- d) Apoyos de maquinaria liviana con motor eléctrico eje.....20%.
- e) Apoyos de maquinaria de embolo o movida por motor.....50%.
- f) Tensores de apoyo a pisos o balcones suspendidos.....33%.

Se supone que con carga viva se refiere a la carga nominal del puente grúa, como lo hace nuestra norma E.020.

4.10.3 Fuerza Horizontal lateral

La norma colombiana define esta carga en el artículo B.4.6. Indica que *“En el diseño de las vigas carrileras de los puentes grúa debe tenerse en cuenta una fuerza horizontal equivalente a por lo menos 20% de la suma de los pesos de la grúa y la carga levantada En la suma no entra el peso de las partes estacionarias del puente grúa. Esta fuerza debe suponerse colocada en la en la parte superior de los rieles, normalmente a los mismos y debe distribuirse entre las vigas, teniendo en cuenta la rigidez lateral de la estructura que soporta los rieles”*. Esta definición es muy similar a la de la norma chilena y al estándar ASCE SEI 07-16.

4.10.4 Fuerza horizontal longitudinal

La norma colombiana define esta carga en el artículo B.4.6. Indica que *“Además debe tenerse en cuenta una fuerza horizontal longitudinal, aplicada al tope del riel, igual al 10% de las cargas máximas de la rueda de la grúa.”*

Como se observa, la norma colombiana hace mención de las cargas máximas sobre la rueda de la grúa, sin definir claramente este concepto.

4.11 NORMA VENEZOLANA-COVENIN 2002-88- “Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones”

4.11.1 Generalidades

La norma venezolana desarrolla el tema de nuestro interés en el artículo 5.4 *“IMPACTO”*, específicamente en los numerales 5.4.1 y 5.4.2.

4.11.2 Incremento de las fuerzas verticales de impacto

A diferencia de las otras normas, la norma venezolana da la posibilidad de que este incremento de fuerza pueda ser definido directamente por el fabricante del equipo. *“En ausencia de los datos técnicos del fabricante de los equipos, los incrementos de las cargas variables verticales previstas serán los indicados a continuación:”*

1. Para apoyos de ascensores.....100%
2. Para las vigas de sustentación de grúas móviles y sus conexiones:
 - Grúas operadas desde cabina.....25%
 - Grúas operadas mediante controles colgantes.....10%

Nótese también que en este caso, la norma venezolana no define específicamente el concepto de máxima carga sobre la rueda, si no que hace mención de un concepto muy general como *“carga variable vertical”*. Tomaremos como carga variable vertical, la carga nominal del puente grúa, similar a la norma peruana.

En el artículo 5.2.1, esta norma indica que *“Las cargas verticales se determinaran mediante estudios estadísticos que permitan describirlas probabilísticamente”*. En caso contrario, la norma definirá la cuantificación de esta carga.

4.11.3 Fuerza transversal

Nuevamente en este caso hace el comentario, de que se usara la norma en caso no se especifique esta carga previamente. Previamente indica que esta fuerza se debe aplicar *“en los rieles de las grúas y en la estructura que los soporta”*, además que esta carga actúa *“simultáneamente a las cargas verticales indicadas en la sección 5.4.1”* (Incremento de fuerzas verticales de impacto)

“De no especificarse de otra manera, las magnitudes de las fuerzas horizontales serán las indicadas a continuación:”

1. El 20% de la suma del peso de la carga levantada más el peso de las partes móviles de la grúa.

4.11.4 Fuerza longitudinal

Previamente se indica que esta fuerza se debe aplicar *“en los rieles de las grúas y en la estructura que los soporta”*, además que esta carga actúa *“simultáneamente a las cargas verticales indicadas en la sección 5.4.1”* (Incremento de fuerzas verticales de impacto).

“El 10% de las cargas máximas en las ruedas de la grúa, sin incluir el impacto”

4.12 Bureau of Indian Standards- “Code of practice for Design Loads (other than Earthquake) for Buildings and Structures”.

4.12.1 Generalidades

Se considera la Norma de la India 1997-12 edición 3.1. El acápite 6.3 “*Impact Allowances for Crane Girders*”, indica la información referente al tema desarrollado.

La norma indica que los factores que se definen para hallar las cargas adicionales (carga vertical y fuerzas horizontales) deberían cubrir efectos de vibración, impacto de las ruedas y movimiento de las eslingas. Aunque el párrafo anterior es muy general en su explicación, la norma intenta explicar el origen de estas cargas adicionales a considerar.

4.12.2 Incremento de cargas verticales

La norma de la India dos tipos de incremento de carga:

a) Puentes Grúa eléctricos

El incremento de carga es del “*25% de la máxima carga estática generada por el puente grúa, para toda clase de puentes grúa*”.

b) Puentes Grúa con mecanismos manuales

El incremento de carga es del “*10% de la máxima carga sobre las ruedas del puente grúa*”.

Como se observa en un caso nombra el término “*máxima carga estática*” y en la otra “*máxima carga sobre la rueda*”, sin definir estos términos previamente.

4.12.3 Fuerzas horizontales transversales a los rieles.

Para puentes grúa eléctricos con el trolley teniendo la carga suspendida, la fuerza horizontal transversal será 10% del peso del carro más la carga levantada.

Para el caso de puentes grúa operados a mano, la fuerza horizontal transversal será 5% del peso del carro más la carga levantada.

4.12.4 Fuerzas horizontales longitudinales a los rieles

Las fuerzas horizontales longitudinales a los rieles serán el 5% de todas las cargas estáticas sobre la rueda.

4.13 Normas Técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de acero-Gaceta oficial de la ciudad de Mexico-2017

4.13.1 Generalidades

Esta norma toca el tema de las llamadas “Grúas viajeras” en el artículo D.3.

A las cargas sobre la viga carrilera las llama “Cargas Dinámicas” e indica que *“en el diseño de naves industriales con grúas viajeras se deben considerar las acciones sobre la estructura de soporte debidas a efectos dinámicos producidos por las grúas. Entre ellas están las debidas a impacto, empuje lateral y frenado. Las fuerzas de estas acciones pueden determinarse como un porcentaje de la carga de diseño, tabla D.3.2”*.

Dicha tabla se muestra en la siguiente figura:

Tabla D.3.2 Cargas, como porcentajes de la carga máxima, que deben considerarse en el diseño de la estructura de soporte de grúas viajeras

Tipo de grúa viajera	Carga vertical (incluye impacto)		Carga lateral total (en cualquiera de los dos sentidos) la mayor de:		Fuerza de frenado ^g
	Carga máxima por rueda ^a	Carga levantada ^b	Carga total levantada ^b más carro de traslación	Carga total levantada ^b más peso propio de la grúa	Máxima fuerza sobre la rueda de tracción
1. Operada por cabina o radio control	125	40 ^c	20	10 ^c	20
2. Grúa de electroimán o de cuchara bivalva ^d	125	100	20	10	20
3. Grúa de brazo guía o con estibador	125	200	40 ^e	15	20
4. Grúa de mantenimiento	120	30 ^c	20	10 ^c	20
5. Grúa de control colgante	110	—	20	10	20
6. Grúa de cadena ^f	105	—	10	—	10
7. Mono puente	115	—	10	—	10

a) Ocurre con el carro de rodadura sobre uno de los extremos del puente.

b) La carga levantada corresponde a la carga máxima que puede levantar la grúa, a menos que se indique otra cosa. No incluye a la columna, corredera, u otro dispositivo de manipulación del material que sirva de guía en la dirección vertical durante el izaje.

c) Grúas viajeras en plantas siderúrgicas.

d) Servicios severos, como depósitos de chatarra; no incluye levantamiento de productos como bobina y placas en operaciones de almacenamiento.

e) Carga levantada incluyendo brazo rígido.

f) Debido a la naturaleza lenta de la operación, las fuerzas dinámicas son menores que para una grúa de control colgante.

g) Si el número de ruedas de tracción es desconocido, considerar como fuerza de frenado el 10% de la carga total sobre toda las ruedas.

Figura 45: Cargas de las grúas viajeras sobre estructura de soporte, según norma mexicana.

Para nuestro caso solo consideraremos solamente grúa viajera operada por cabina o radio control. Como veremos más adelante, esta norma es muy similar a lo que plantea AISE 13.

4.13.2 Incremento de cargas verticales

La norma mexicana considera un incremento del 25% sobre la máxima carga sobre la rueda para este caso. Cabe destacar que esta norma no define el concepto de carga máxima por rueda.

4.13.3 Carga lateral total

La norma mexicana considera que la carga lateral total es el máximo valor de:

- 40% de la carga levantada.
- 20% de la carga total levantada más el carro de traslación.
- 10% de la carga total levantada más el peso propio de la grúa.

4.13.4 Fuerza de Frenado

La norma mexicana considera que la fuerza por frenado es el 20% de la máxima fuerza sobre la rueda en tracción.

4.14 EUROCODIGO 1-PARTE 3 Y EUROCODIGO 3 PARTE 6

4.14.1 Generalidades

El Eurocódigo es la norma más extensa respecto al tema de cargas vivas móviles en puentes grúa. Dedicó dos normas al tema:

- EN 1991-3-Eurocode 1-Actions on structures-Part 3: Actions induced by cranes and machinery
- EN-1993-6-Eurocode 3-Design of steel structures-Part 6: Crane supporting structures

En EN 1991-3 se muestran los criterios para hallar las cargas sobre la viga carrileras y si bien es cierto EN-1993-6 es una norma de soportes de estructuras metálicas, presenta criterios de serviciabilidad que pueden ser usados para nuestro caso específico

4.14.2 Conceptos Básicos

Para entender esta norma es necesario revisar las principales definiciones que nos ofrece:

- Factor Dinámico.** - Es un factor de amplificación de las cargas estáticas por los efectos dinámicos que se producen por los diferentes estados de carga del Puente grúa.
- Peso propio del Puente Grúa (Qc).** -Consiste en el peso propio de los elementos mecánicos y equipamientos del puente-grúa. Esto incluye el polipasto y las vigas testeras.
- Peso de la carga de izado (Qh)**- La carga que va a izar el puente-grúa, incluyendo accesorios adicionales como cables y cadenas.

La figura siguiente extraída del Eurocódigo nos aclara las definiciones de Q_c y Q_h .

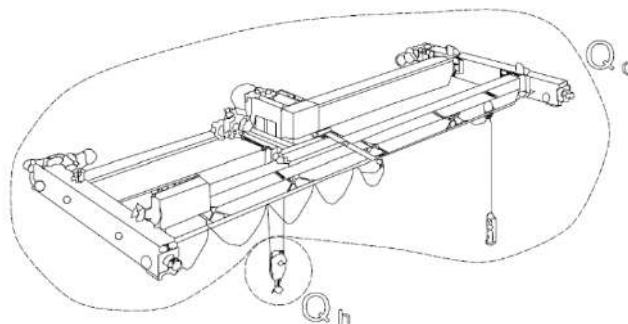


Figura 46: Definición de peso propio de puente grúa y carga de izado.

Fuente: "Eurocódigo 1-Parte 3".

4.14.3 Clasificación de las acciones inducidas por los puentes grúa a la estructura.

-ACCIONES VARIABLES. -Las acciones variables resultan de la variación en tiempo y posición del puente grúa. Esto incluye cargas de gravedad como la carga de izado, fuerzas de inercia causadas por la aceleración y desaceleración, desviaciones en la viga carrilera y otros efectos dinámicos.

Las acciones variables a su vez pueden ser verticales, causadas por el peso propio del puente grúa y la carga de izado, u horizontales causadas por las fuerzas de inercia.

Estas acciones variables pueden ser consideradas en el análisis, considerando un factor dinámico f que se multiplica a los valores de carga estática.

-ACCIONES ACCIDENTALES. -Los puentes grúa pueden generar acciones accidentales al momento de chocar con los topes o por colisiones con obstáculos inesperados.

Las siguientes tablas definen qué efectos incluye el factor φ a considerar, así como a qué carga se debe aplicar.

Cálculo de los factores dinámicos

Los factores dinámicos definidos por Eurocódigo:

- $\varphi_1=1.1$

- φ_2

El factor φ_2 se calcula de la siguiente expresión

$$\varphi_2 = \varphi_{2,min} + \beta_2 * v_h$$

Los parámetros f_{min} y b_2 se obtienen de la tabla 2.5 del EC 1-Part 3. (Tabla 2).

Tabla 2: Factores Dinámicos φ según EC 1-P3

Factores Dinámicos	Efectos considerados	A ser aplicado en
φ_1	-Excitación en la estructura del puente grúa durante el izaje de la carga	Carga muerta del puente grúa
φ_2 o φ_3	-Efectos dinámicos por la transferencia de la carga de izaje sobre el puente grúa. -Efectos dinámicos por el súbito lanzamiento	Carga de izaje.
φ_4	-Efectos dinámicos inducido cuando el puente grúa está viajando a lo largo de la viga carrilera	Carga muerta del puente grúa y carga de izaje
φ_5	Efectos dinámicos causados por fuerzas impulsivas	Fuerzas impulsivas
φ_6	Efectos dinámicos por las cargas de prueba del puente grúa	Cargas de prueba
φ_7	Efectos dinámicos elásticos por impacto de los topes	Cargas en topes

Tabla 3: Valores de β_2 y $\varphi_{2,min}$ según EC-1-P3

Clase de Puente Grúa	β_2	$\varphi_{2,min}$
HC1	0.17	1.05
HC2	0.34	1.1
HC3	0.51	1.15
HC4	0.68	1.2

$-\varphi_3$

Este factor dinámico se calcula con la siguiente expresión:

$$\varphi_3 = 1 - \Delta m / m * (1 + \beta_3)$$

Donde

Δm Parte de la carga de izaje que se suelta súbitamente

m Carga de izaje total

$\beta_3 = 0.5$ Para puentes grúa equipados con garras o accesorios similares.

$\beta_3 = 1.0$ Para puentes grúa equipados con magnetos.

$-\varphi_4 = 1$

$-\varphi_5$

Este factor dinámico está indicado en la Tabla 2.6 del EC 1-P3 (Tabla 3).

Tabla 4: Factores Dinámicos φ_5

Valores del factor dinámico φ_5	Uso específico
$\varphi_5 = 1.0$	Para fuerzas centrífugas
$1.0 < \varphi_5 < 1.5$	Para sistemas cuyas fuerzas cambian suavemente
$1.5 < \varphi_5 < 2.0$	Para casos donde cambios súbitos pueden ocurrir
$\varphi_5 = 3.0$	Para unidades de una reacción considerable

4.14.4 Determinación de las cargas verticales sobre las llantas.

Se debe indicar que EC 1-P3 es la única de las normas estudiadas, que define cuantitativamente el valor de las cargas verticales máximas y mínimas. En las otras normas solo se define el concepto y generalmente este valor lo da el fabricante de las vigas testeras, de acuerdo a la carga izada.

En este caso Eurocódigo define un procedimiento para hallar las cargas máximas y mínimas verticales, se debe aclarar que las ruedas son las correspondientes a las vigas testeras:

Previamente EC 1-P3 define los siguientes términos.

$Q_{r, \text{máx}}$ es la máxima carga por rueda en el puente grúa cargado.

$Q_{r, (\text{máx})}$ es la carga de acompañamiento por rueda en el puente grúa cargado.

$\Sigma Q_{r, \text{máx}}$ es la sumatoria de las máximas cargas $Q_{r, \text{máx}}$ por viga carrilera en el puente grúa cargado.

$\Sigma Q_{r, (\text{máx})}$ es la sumatoria de las máximas cargas de acompañamiento $Q_{r, (\text{máx})}$ por viga carrilera en el puente grúa cargado.

$Q_{r, \text{min}}$ es la mínima carga por rueda en el puente grúa descargado.

$Q_{r, (\text{min})}$ es la carga de acompañamiento por rueda en el puente grúa descargado.

$\Sigma Q_{r, \text{min}}$ es la sumatoria de las mínimas cargas $Q_{r, \text{min}}$ por viga carrilera en el puente grúa descargado.

$\Sigma Q_{r, (\text{min})}$ es la sumatoria de las mínimas cargas de acompañamiento $Q_{r, (\text{min})}$ por viga carrilera en el puente grúa descargado.

$Q_{h, \text{nom}}$ es la carga de izaje nominal

La tabla 2.2 de EC 1-P3 (Tabla 4) nos muestra los grupos de carga y los factores dinámicos que deben ser considerados como característicos en las acciones del puente grúa

Para mejor entendimiento de estas expresiones se adjuntan las siguientes figuras 41 y 42, que aclararan mejor los conceptos:

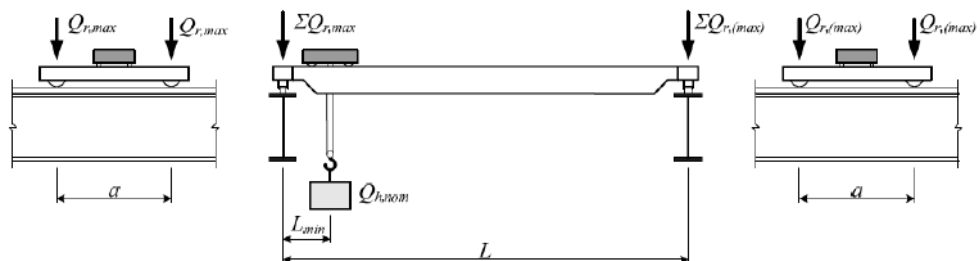


Figura 47: Posición del Trolley y cargas donde se debe calcular los valores de $\Sigma Q_{r, \text{máx}}$ y $\Sigma Q_{r, (\text{máx})}$.

Fuente: "Eurocódigo 1-Parte 3".

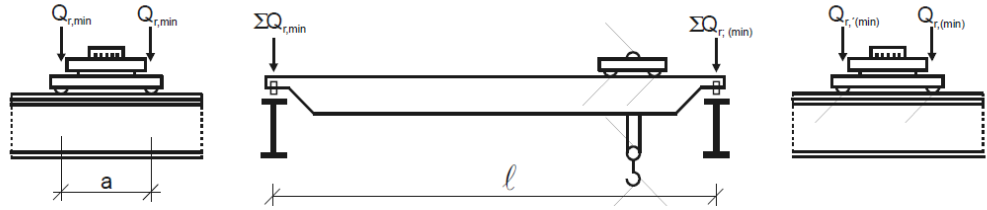


Figura 48: Posición del Trolley y cargas donde se debe calcular los valores de ΣQ_r , mín y ΣQ_r , (mín).

Fuente: "Eurocódigo 1-Parte 3".

4.14.5 Determinación de cargas horizontales por aceleración y desaceleración del puente grúa.

A diferencia de otras normas, Eurocódigo explica claramente la causa que produce cada tipo de carga y explica su procedimiento de cálculo.

Para ello es necesario halla primero el valor de K o fuerza impulsiva.

En el artículo 2.7.3 de Eurocódigo 1-Parte 3 se indica lo siguiente:

$$K = K_1 + K_2 = \mu \Sigma Q_{r,min}^*$$

Donde μ es el factor de fricción en el área de contacto.

Para nuestro caso $\Sigma Q_{r,min}^* = m_w Q_{r,min}$.

Donde m_w es el número de llantas de la viga testera.

a) Cálculo de cargas horizontales longitudinales

Hallado K se procede a hallar las cargas horizontales longitudinales tal como se muestra en la figura

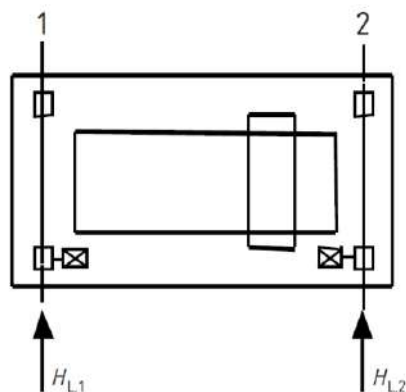


Figura 49: Fuerzas horizontales longitudinales por aceleración y desaceleración del puente grúa.

Fuente: "Eurocódigo 1-Parte 3".

Donde tenemos:

$$H_{L,i} = \varphi_5 K / n_r$$

n_r es el número de vigas carrileras

K Fuerza impulsiva

φ_5 es el factor dinámico de la tabla 3.

i es el número entero que identifica a cada viga carrilera.

b) Cálculo de cargas horizontales transversales

Según Eurocódigo 3-Parte 1-1, artículo 2.7.2

$$\xi_1 = \Sigma Q_{r,máx} / \Sigma Q_r;$$

$$\xi_2 = 1 - \xi_1;$$

$$\Sigma Q_r = \Sigma Q_{r,máx} + \Sigma Q_{r,(máx)};$$

a.....es el espacio entre las llantas de la viga testera.

l.....es la distancia entre ejes de las vigas carrileras.

$$l_s = (\xi_1 - 0.5) * l;$$

$$M = Kl_s;$$

Luego las cargas horizontales se calculan de la siguiente manera:(Ver figura 44)

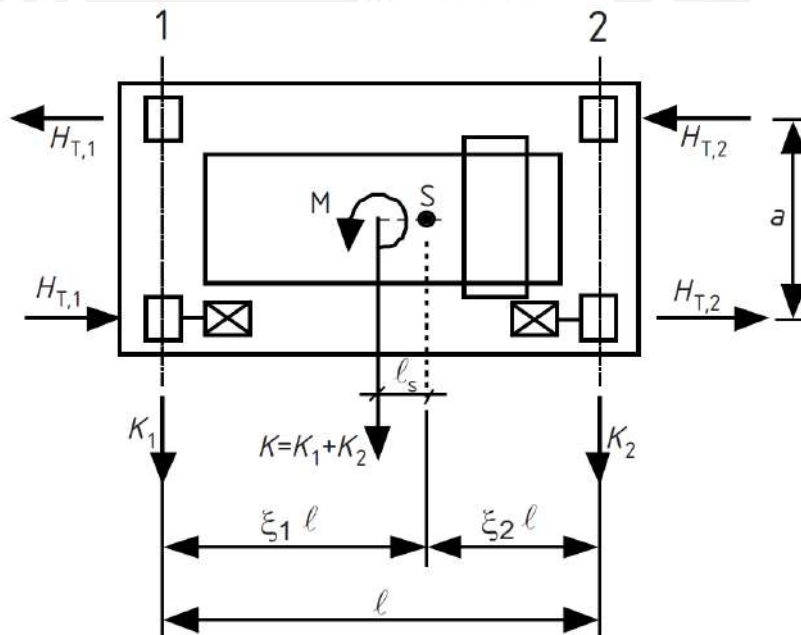


Figura 50: Fuerzas horizontales transversales por aceleración y desaceleración del puente grúa.

Fuente: "Eurocódigo 1-Parte 3".

$$H_{T,1} = \varphi_5 \xi_2 M / a;$$

$$H_{T,2} = \varphi_5 \xi_1 M / a;$$

Siendo $H_{T,1}$ y $H_{T,2}$ las fuerzas horizontales transversales sobre las vigas carrileras.

c) Cargas horizontales por el giro del puente grúa.

Cualquier imperfección a lo largo de la viga carrilera puede ocasionar un giro en el puente grúa. Este giro generara cargas horizontales tanto longitudinales como transversales, tal como se muestra en la figura siguiente;

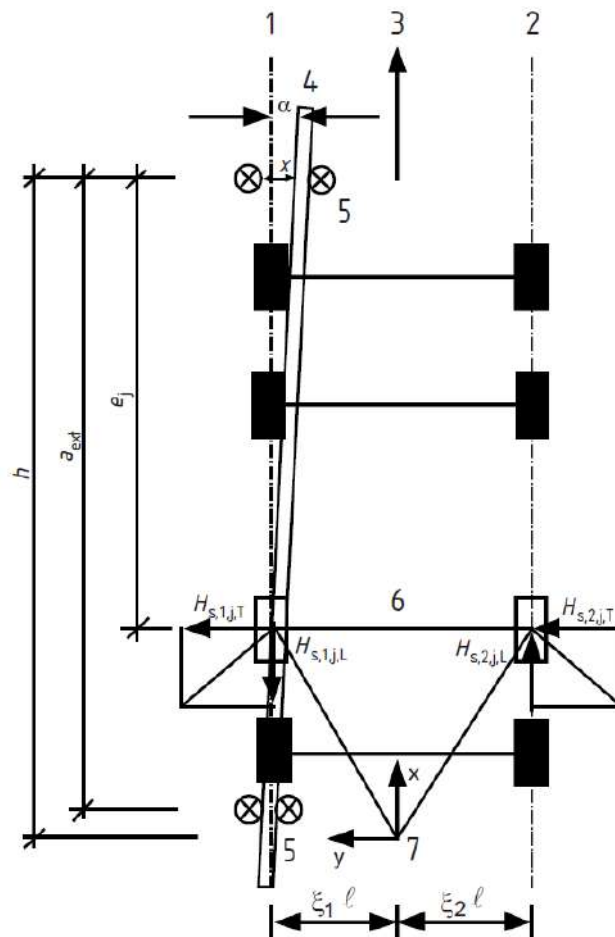


Figura 51: Cargas horizontales longitudinales y transversales generadas por giro del puente grúa.

Fuente: “Eurocódigo 1-Parte 3”.

Necesitamos las expresiones indicadas en el artículo 2.7.4 de Eurocódigo 1-Parte 3, para poder calcular estas cargas.

a) Cálculo del ángulo de giro α

El ángulo α se calcula de la siguiente expresión:

$$\alpha = \alpha_F + \alpha_V + \alpha_O \ll 0.015 \text{ rad};$$

Donde los valores de $\alpha_F, \alpha_V, \alpha_O$, se obtienen de la siguiente figura;

Table 2.7 — Definition of α_F, α_V and α_0

Angles α_i	Minimum values of α_i
$\alpha_F = \frac{0,75x}{a_{ext}}$	$0,75x \geq 5$ mm for guide rollers
	$0,75x \geq 10$ mm for wheel flanges
$\alpha_V = \frac{y}{a_{ext}}$	$y \geq 0,03b$ mm for guide rollers
	$y \geq 0,10b$ mm for wheel flanges
α_0	$\alpha_0 = 0,001$
Where: a_{ext} is the spacing of the outer guidance means or flanged wheels on the guiding rail; b is the width of the rail head; x is the track clearance between the rail and the guidance means (lateral slip); y is the wear of the rail and the guidance means; α_0 is the tolerance on wheel and rail directions.	

Figura 52: Tabla 2.7 de Eurocódigo 1 para el cálculo de α_F, α_V y α_0 .

Fuente: “Eurocódigo 1-Parte 3”.

b) Cálculo del factor f no positivo:

Este factor está dado por la siguiente formula:

$$f = 0.3(1 - \exp(-250\alpha)) \ll 0.3$$

Donde α es el ángulo de giro.

c) Cálculo de la distancia h

h es la distancia entre el centro instantáneo de rotación del puente grúa y el medio de guía de la viga riel.

Se calcula de acuerdo a lo indicado en la figura siguiente;

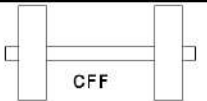

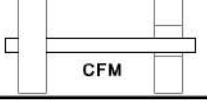
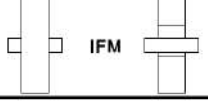
Fixing of wheels according to lateral movements	Combination of wheel pairs		h
	coupled (c)	independent (i)	
Fixed/Fixed FF			$\frac{m \xi_1 \xi_2 \ell^2 + \sum e_j^2}{\sum e_j}$
Fixed/Movable FM			$\frac{m \xi_1 \ell^2 + \sum e_j^2}{\sum e_j}$
Where: h is the distance between the instantaneous centre of rotation and the relevant guidance means; m is the number of pairs of coupled wheels ($m = 0$ for independent wheel pairs); $\xi_1 \ell$ is the distance of the instantaneous centre of rotation from rail 1; $\xi_2 \ell$ is the distance of the instantaneous centre of rotation from rail 2; ℓ is the span of the appliance; e_j is the distance of the wheel pair j from the relevant guidance means.			

Figura 53: Cálculo de la distancia h según Eurocódigo 1.

Fuente: “Eurocódigo 1-Parte 3”.

Para nuestro caso es de pares de ruedas independientes entre sí.

$e_1=0$; $e_2=a$

d) Cálculo de fuerzas horizontales $H_{S,i,j,k}$ y carga de guía S

Estas fuerzas se obtienen de las siguientes expresiones (Ver figuras 46 y 47):

$$S = f \lambda_{S,j} \Sigma Q_r;$$

$$H_{S,1,1,T} = f \lambda_{S,1,1,T} \Sigma Q_r;$$

$$H_{S,2,1,T} = f \lambda_{S,2,1,T} \Sigma Q_r;$$

$$H_{S,1,T} = S - H_{S,1,1,T};$$

$$H_{S,1,j,L} = f \lambda_{S,1,j,L} \Sigma Q_r;$$

$$H_{S,2,j,L} = f \lambda_{S,2,j,L} \Sigma Q_r;$$

Los valores correspondientes a los factores λ , se muestran en la figura

56.

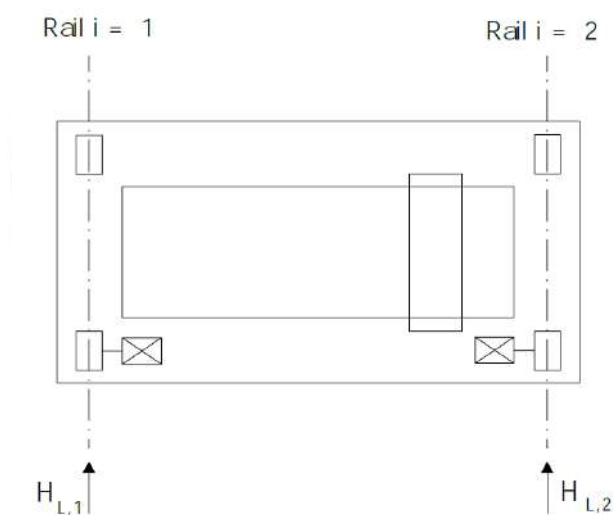


Figura 54: Ubicación de cargas horizontales longitudinales por giro de puente grúa.

Fuente: "Eurocódigo 1-Parte 3".

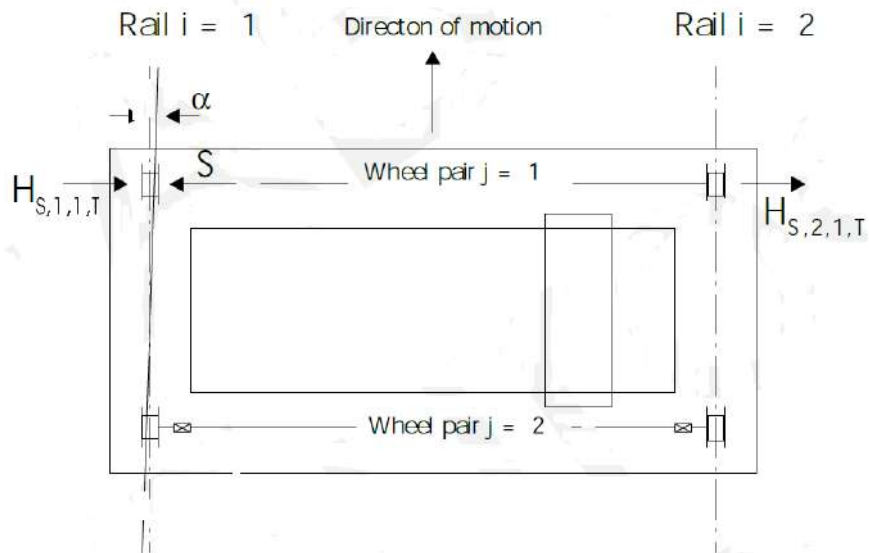


Figura 55: Ubicación de cargas horizontales transversales por giro de puente grúa.

Fuente: “Eurocódigo 1-Parte 3”.

Table 2.9 — Determination of distance $\lambda_{s,i,j,k}$ values

System	$\lambda_{s,j}$	$\lambda_{s,1,j,L}$	$\lambda_{s,1,j,T}$	$\lambda_{s,2,j,L}$	$\lambda_{s,2,j,T}$
CFF	$1 - \frac{\sum e_j}{nh}$	$\frac{\xi_1 \xi_2 \ell}{n h}$	$\frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$	$\frac{\xi_1 \xi_2 \ell}{n h}$	$\frac{\xi_1}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$
IFF		0	$\frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$	0	$\frac{\xi_1}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$
CFM	$\xi_2 \left(1 - \frac{\sum e_j}{nh}\right)$	$\frac{\xi_1 \xi_2 \ell}{n h}$	$\frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$	$\frac{\xi_1 \xi_2 \ell}{n h}$	0
IFM		0	$\frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$	0	0

Where:
 n is the number of wheel pairs;
 $\xi_1 \ell$ is the distance of the instantaneous centre of rotation from rail 1;
 $\xi_2 \ell$ is the distance of the instantaneous centre of rotation from rail 2;
 ℓ is the span of the appliance;
 e_j is the distance of the wheel pair j from the relevant guidance means;
 h is the distance between the instantaneous centre of rotation and the relevant guidance means.

Figura 56: Valores de λ para hallar las cargas horizontales por giro del puente grúa.

Fuente: “Eurocódigo 1-Parte 3”.

4.14.6 Cargas transversales por aceleración y frenado del trolley

La aceleración y frenado del Trolley causa una fuerza horizontal transversal a las vigas carrileras, tal como se muestra en la figura

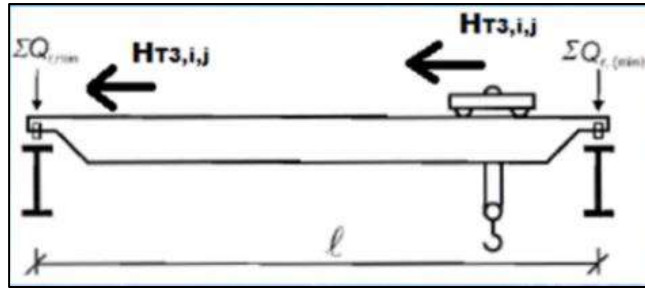


Figura 57: Fuerza horizontal transversal por la aceleración y frenado del Trolley. El artículo 2.11.2 indica que esta carga se calcula como el 10% de la suma de carga de izado más la carga del Trolley.

4.14.7 Combinaciones de carga según Eurocódigo 1-Parte 3

Vistos todos los casos de carga y como se calculan las mismas, Eurocódigo propone 10 grupos de carga o combinaciones de carga. Para ser consecuentes con el resto de las normas estudiadas, solo trabajaremos hasta el grupo de cargas 6, dejando como tema de investigación para otras Tesis, el estudio de las cargas por fatiga. La tabla 4 muestra las cargas y los factores dinámicos que debemos considerar en cada caso.

Tabla 5: Factores de carga a considerar para cada acción de carga.

	Símbolo	Sección	Grupos de cargas										
			Estados limite últimos							Cargas de prueba	Accidental		
			1	2	3	4	5	6	7		8	9	10
1	Peso propio del puente grúa	Q_c	2.6	φ_1	φ_1	1	φ_4	φ_4	φ_4	1	φ_1	1	1
2	Carga de izaje	Q_n	2.6	f_2	φ_3	-	φ_4	φ_4	φ_4	η	-	1	1
3	Aceleración del puente grúa	H_L, H_T	2.7	φ_5	φ_5	φ_5	φ_5	-	-	-	φ_5	-	-
4	Desviación del puente grúa	H_S	2.7	-	-	-	-	1	-	-	-	-	-
5	Aceleración o frenado del gancho o bloque de izaje	H_{T3}	2.7	-	-	-	-	-	1	-	-	-	-
6	En viento de servicio	F_w^*	Annex A	1	1	1	1	1	-	-	1	-	-
7	Test Load	Q_T	2.1	-	-	-	-	-	-	-	φ_6	-	-
8	Carga de choque	H_B	2.11	-	-	-	-	-	-	-	-	φ_7	-
9	Fuerza de inclinación	H_{TA}	2.11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1

η es la proporción de la carga del polipasto que queda cuando se elimina la carga útil, pero no se incluye en el peso propio de la grúa

4.14.8 NORMA EN-1993-6-Eurocódigo 3-Parte 6

Esta norma se encarga de brindar criterios para el diseño de estructuras metálica que soportan puentes grúa. Como indicamos anteriormente, debido a que nuestro caso específico es una nave industrial con pórticos de concreto armado con techo metálico, no deberíamos de tomar en cuenta esta norma.

Sin embargo, esta norma nos ofrece en el ítem 7, el tema, “Estados límite de servicio”. Como la serviciabilidad del puente grúa es la misma tanto para vigas carrileras de concreto armado, como de estructura metálica, podemos utilizar dichos criterios para la verificación de nuestra nave industrial.

En ese ítem se indican criterios de límites de deflexiones horizontales de la estructura, así como de deflexiones horizontales.

Table 7.2: Limiting values of vertical deflections

Description of deflection (deformation or displacement)	Diagram
a) Vertical deformation δ_z of a runway beam: $\delta_z \leq L/600$ and $\delta_z \leq 25$ mm The vertical deformation δ_z should be taken as the total deformation due to vertical loads, less the possible pre-camber, as for δ_{max} in figure A1.1 of EN 1990.	
b) Difference Δh_c between the vertical deformations of two beams forming a crane runway: $\Delta h_c \leq s/600$	
c) Vertical deformation δ_{pay} of a runway beam for a monorail hoist block, relative to its supports, due to the payload only: $\delta_{pay} \leq L/500$	

Figura 58: Criterios para límites de deflexión vertical en naves con puente grúa- Eurocódigo 3-Parte 6.

Table 7.1: Limiting values of horizontal deflections

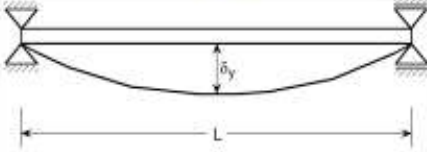
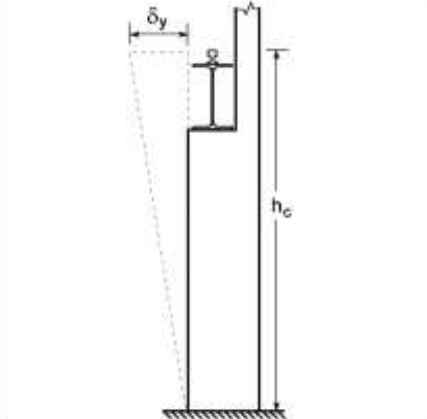

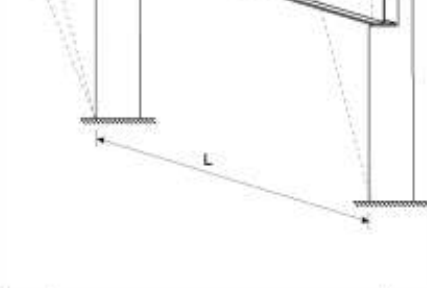

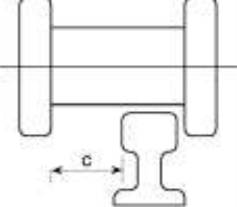
Description of deflection (deformation or displacement)	Diagram
<p>a) Horizontal deformation δ_y of a runway beam, measured at the level of the top of the crane rail:</p> <p>$\delta_y \leq L/600$</p>	
<p>b) Horizontal displacement δ_y of a frame (or of a column) at crane support level, due to crane loads:</p> <p>$\delta_y \leq h_c/400$</p> <p>where: h_c is the height to the level at which the crane is supported (on a rail or on a flange)</p>	
<p>c) Difference $\Delta\delta_y$ between the horizontal displacements of adjacent frames (or columns) supporting the beams of an indoor crane runway:</p> <p>$\Delta\delta_y \leq L/600$</p>	
<p>d) Difference $\Delta\delta_y$ between the horizontal displacements of adjacent columns (or frames) supporting the beams of an outdoor crane runway:</p> <ul style="list-style-type: none"> - due to the combination of lateral crane forces and the in-service wind load: <p>$\Delta\delta_y \leq L/600$</p> <ul style="list-style-type: none"> - due to the out-of-service wind load <p>$\Delta\delta_y \leq L/400$</p>	
<p>e) Change of spacing Δs between the centres of crane rails, including the effects of thermal changes:</p> <p>$\Delta s \leq 10 \text{ mm}$ [see Note]</p>	
<p>NOTE: Horizontal deflections and deviations of crane runways are considered together in crane design. Acceptable deflections and tolerances depend on the details and clearances in the guidance means. Provided that the clearance c between the crane wheel flanges and the crane rail (or between the alternative guidance means and the crane beam) is also sufficient to accommodate the necessary tolerances, larger deflection limits can be specified for each project if agreed with the crane supplier and the client.</p> 	

Figura 59: Criterios para límites de deflexión en naves con puente grúa-Eurocódigo 6-Parte 6.

4.15 SANS 10160-6-2009 South African National Standard -Part 6: Actions induced by cranes and machinery.

Se logró ubicar esta norma para estudio, sin embargo, al revisarla se encontró que era copia fiel de la norma Eurocodigo 1-Parte 3. Sin embargo, se cree conveniente mencionarla para que se tome en cuenta.

4.16 Notación y expresiones sugeridas por el autor para mejor entendimiento del cálculo de cargas vivas móviles sobre puente grúa

4.16.1 Peso propio del puente Grúa (Q_{c1}) y peso propio del Trolley (Q_{c2})

Se propone utilizar la misma denominación que establece Eurocódigo para las cargas de peso propio del puente grúa y del Trolley (Q_c). Sin embargo, se divide la carga Q_c en dos partes, una denominada Q_{c1} que corresponde al puente grúa más sus accesorios y la otra denominada Q_{c2} que corresponde al peso propio del Trolley con sus polipastos y accesorios para el izaje.

4.16.2 Carga nominal del puente grúa (Q_h)

Se propone que para este concepto se use la misma notación utilizada por Eurocódigo (Q_h).

4.16.3 Expresión para calcular la máxima carga sobre rueda ($Q_{wm\acute{a}x}$)

Durante el estudio de las normas extranjeras, se observó el uso del término "Carga máxima sobre rueda" y en base a él se calculan las otras cargas horizontales, considerando también la carga nominal. Sin embargo, esta condición se produce en una posición específica del Trolley respecto a la viga carrilera. Esta posición se observa en la figura 39. Por ello denominaremos como $e_{m\acute{i}n}$ la distancia más cercana entre el eje de la viga carrilera y el eje del Trolley.

Para hallar la carga máxima sobre rueda a la cual denominaremos " $Q_{wm\acute{a}x}$ ", debemos de tener en cuenta que esta expresión valdrá en el caso que se tenga un puente grúa apoyado en dos vigas testeras, cada una de ellas con dos ruedas de apoyo. (Que son la gran mayoría de los casos

según el autor). Dicho esto, se debe considerar que la carga Q_{c1} se distribuye por igual en ambas vigas carrileras, mas no así las cargas Q_{c2} y Q_h que aportaran más carga a la viga carrilera más cercana al Trolley cargado con toda la carga nominal del puente grúa. (Ver Figura 60)

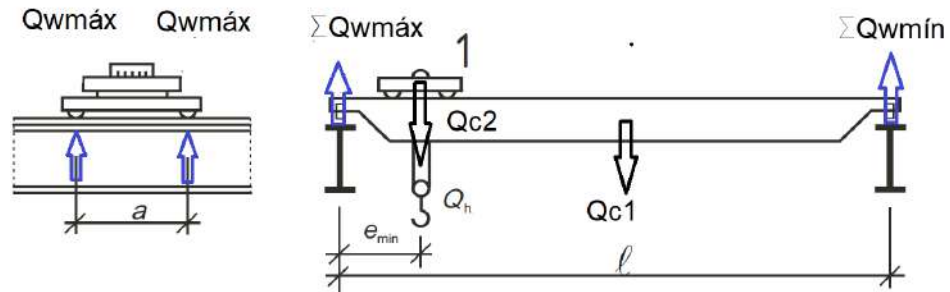


Figura 60: Diagrama de cargas de puente grúa sobre vigas carrileras.

Como verán el problema se convierte en la solución de una viga simplemente apoyada sometida a dos cargas, una en la mitad de la viga y la otra carga a una distancia.

Formulamos la siguiente expresión:

$$\Sigma Q_{wmáx} = Y_{Qc1} + Y_{Qc2} + Y_{Qh};$$

Dónde:

Y_{Qc1} = Aporte de carga de Q_{c1} .

Y_{Qc2} = Aporte de carga de Q_{c2} .

Y_{Qh} = Aporte de carga de Q_h .

Por simple inspección, al estar aplicada la cara Q_{c1} en la mitad de la longitud l , entonces:

$$Y_{Qc1} = Q_{c1}/2;$$

Para hallar Y_{Qc2} e Y_{Qh} utilizaremos la expresión que nos da la carga resultante en el punto más cargado de una viga simplemente apoyada de longitud "l", con una carga ubicada a una distancia e_{\min} . La figura 61 muestra la expresión general de esta reacción.

VIGA SIMPLE APOYADA: carga puntual F genérica.	
	Reacciones y solicitaciones Reacciones: $R_A = \frac{Fb}{L}$ $R_B = \frac{Fa}{L}$

Figura 61: Viga simplemente apoyada con carga a una distancia a del apoyo-reacciones.

Por lo que si $a=e_{\min}$, $F=Q_{c2}$ y $L=l$;

$$Y_{Q_{c2}} = \frac{Q_{c2}(l - e_{\min})}{l};$$

Operando de la misma forma para el caso de Q_h :

$$Y_{Q_h} = Q_h(l - e_{\min})/l;$$

Por lo que finalmente

$$\Sigma Q_{wm\acute{a}x} = \frac{Q_{c1}}{2} + (Q_{c2} + Q_h)(l - e_{\min})/l;$$

Además, según figura 54

$$\Sigma Q_{wm\acute{a}x} = 2Q_{wm\acute{a}x}$$

Donde finalmente el valor buscado será:

$$Q_{wm\acute{a}x} = \frac{Q_{c1}}{4} + (Q_{c2} + Q_h)(l - e_{\min})/(2l)$$

Esta fórmula aparentemente sencilla a criterio del autor es una forma más clara de entender el concepto de carga máxima sobre rueda y facilitaría los cálculos, ya que las fuerzas horizontales longitudinales, se expresan en función a este término.

4.17 Resumen de normas consideradas

En resumen, se revisaron las siguientes normas mostradas en la tabla siguiente:

ACCIONES GENERADAS DEL PUENTE GRÚA SOBRE LA VIGA CARRILERA						
ITEM	Norma o Estandar	País	Fuerza Vertical	% de aumento de carga vertical por Impacto	Carga lateral	Carga longitudinal
1.00	E.030	Peru	$Q_{wm\acute{a}x}$	*Se debe recalcular $Q_{wm\acute{a}x}$ aumentando 25% la carga Q_h . *15% de $Q_{wm\acute{a}x}$	$20\%(Q_h+Q_{c2})$	$10\%Q_{wm\acute{a}x}$
2.00	E.090	Peru	$Q_{wm\acute{a}x}$	*Se debe recalcular $Q_{wm\acute{a}x}$ aumentando 25% la carga Q_h .	$20\%(Q_h+Q_{c2})$	$10\%Q_{wm\acute{a}x}$
3.00	ASCE 7-16	USA	$Q_{wm\acute{a}x}$	25% $Q_{wm\acute{a}x}$	$20\%(Q_h+Q_{c2})$	$10\%Q_{wm\acute{a}x}$
4.00	AISE Nro 13	USA	$Q_{wm\acute{a}x}$	25% $Q_{wm\acute{a}x}$	El maximo de estos valores a)40% Q_h b)20% (Q_h+Q_{c2}) c)10% (Q_h+Q_{c1}) .	$20\%Q_{wm\acute{a}x}$
5.00	CMMA	USA	$Q_{wm\acute{a}x}$	*Se debe recalcular $Q_{wm\acute{a}x}$ considerando factores DLF para Q_{c1} y Q_{c2} y factor HLF para Q_h .	$IFD*Q_{wm\acute{a}x}$	$S_{SK}*Q_{wm\acute{a}x}$
6.00	NCh-1537-2009	Chile	$Q_{wm\acute{a}x}$	25% $Q_{wm\acute{a}x}$	$20\%(Q_h+Q_{c2})$	$10\%Q_{wm\acute{a}x}$
7.00	NSR-10-Titulo B-Cargas	Colombia	$Q_{wm\acute{a}x}$	*Se debe recalcular $Q_{wm\acute{a}x}$ aumentando 25% la carga Q_h .	$20\%(Q_h+Q_{c2})$	$10\%Q_{wm\acute{a}x}$
8.00	COVEMIN 2002-88.	Venezuela	$Q_{wm\acute{a}x}$	*Se debe recalcular $Q_{wm\acute{a}x}$ aumentando 25% la carga Q_h .	$20\%(Q_h+Q_{c2})$	$10\%Q_{wm\acute{a}x}$
9.00	IS:875-1987.	India	$Q_{wm\acute{a}x}$	25% $Q_{wm\acute{a}x}$	$10\%(Q_h+Q_{c2})$	$5\%Q_{wm\acute{a}x}$
10.00	Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de acero.	Mexico	$Q_{wm\acute{a}x}$	25% $Q_{wm\acute{a}x}$	El maximo de estos valores a)40% Q_h b)20% (Q_h+Q_{c2}) c)10% (Q_h+Q_{c1}) .	$20\%Q_{wm\acute{a}x}$

Figura 62: Resumen de normas estudiadas.

Se ha usado las variables propuestas en 4.5.13 para mejor entendimiento y programación en una hoja de cálculo. Para el caso de Eurocódigo, se trata de

una metodología distinta a las demás normas, por lo que se hará el cálculo de las cargas verticales, horizontales y longitudinales

5. DEFINICIÓN DE OTRAS CARGAS A CONSIDERAR EN EL ANÁLISIS

5.1 Peso propio (D_Peso propio)

Las cargas por peso propio son cargas que poseen magnitud constante y que permanecen en un solo lugar, como el peso de las vigas, columnas, zapatas y demás elementos estructurales considerados.

Como para el análisis vamos a usar un software de diseño estructural, estas cargas ya son consideradas por el software, previa definición de las características de los materiales. Es decir, no es necesario realizar el metrado de estas cargas. En este caso posteriormente observaremos que tenemos una estructura mixta de estructura metálica y de concreto armado, por lo que se deben tomar en cuenta las siguientes densidades de material:

El peso propio de la estructura se calculará según las dimensiones y densidad del material que lo constituye:

Elementos de acero.....	78,5 kN/m ³
Elementos de concreto armado.....	24 kN/m ³ .

5.2 Sobrecarga Muerta (D_SobreCM)

Son las cargas muertas adicionales diferentes a la de peso propio de elementos estructurales. Para nuestro caso debemos considerar las siguientes cargas para metrados:

Planta Cobertura ligera iluminación	
Cobertura tipo TR-4 e=0.8mm.....	0,10 kN/m ² .
Iluminación.....	<u>0,10 kN/m²</u> .
D.....	0,20 kN/m ² .

5.3 Carga Viva en techos (Lr)

Las cargas vivas son aquellas que pueden cambiar de posición y magnitud. Debido a que un análisis considera que las cargas se mueven a lo largo de la estructura y varían, las normas de manera práctica establecen valores para estas sobrecargas en unidades de kN/m². Por lo general son cargas inducidas por la gravedad.

Las cargas vivas de techo dependen de la cobertura que tengamos. Nuestra cobertura es de tipo liviano, es por ello que usaremos el artículo 7.1 d) de la norma E.020, donde dice “Para techos con coberturas livianas de planchas onduladas o plegadas, calaminas, fibrocemento, material plástico etc, cualquiera sea su pendiente ,0.30 kPa (30 kg/m²), excepto cuando en el techo puede ver acumulación de nieve, en cuyo caso se aplicara lo indicado en el artículo 11.”

5.4 Carga de Nieve(S)

Es una de las llamadas “Cargas ambientales”, porque son causadas por el medio ambiente donde la estructura es proyectada.

La nieve es una carga que puede variar y puede cubrir todo el techo o parte de este.

Las cargas de nieve son dependientes de la localización geográfica del proyecto y de la inclinación y forma del techo.

La carga de nieve sobre el techo se ha obtenido de la Norma E-020 “Cargas” donde en el artículo 11.3-b donde se indica que “Para techos a una o dos aguas con inclinaciones comprendidas entre 15° y 30° la carga de diseño (Qt), sobre la proyección horizontal, será:

$$Q_t = 0,80 Q_s$$

Donde a Qs se le ha dado el valor previo de 0.4 kN/m².de donde la carga Qt será de:

$$Q_t = 0,32 \text{ kN/m}^2.$$

La norma mencionada exige en el artículo 11.3-d lo siguiente “Para los techos a dos aguas con inclinaciones mayores que 15° deberán investigarse los esfuerzos inter- nos para las condiciones de carga balanceada y desbalanceada como se indica a continuación:

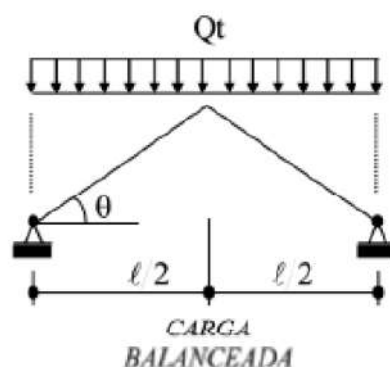


Figura 63: Aplicación de carga de Nieve balanceada.

Fuente: Norma E-020- “CARGAS”

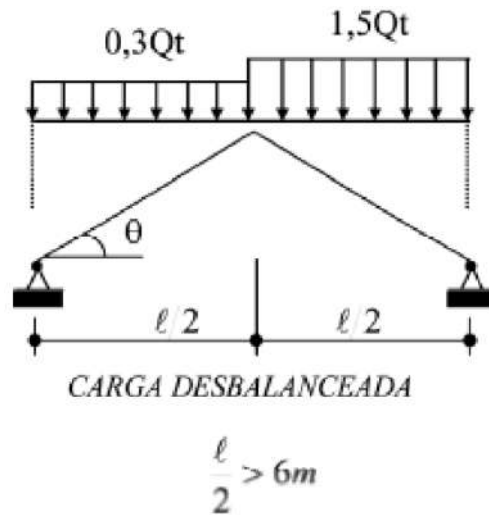


Figura 64: Aplicación de carga de Nieve desbalanceada.

Fuente: Norma E-020- "CARGAS"

5.5 Cargas de viento(W)

La siguiente figura obtenida del libro "Proyecto y construcción de galpones modulares" del Ing. Eduardo Arnal, nos da una idea clara de las acciones del viento sobre las naves industriales

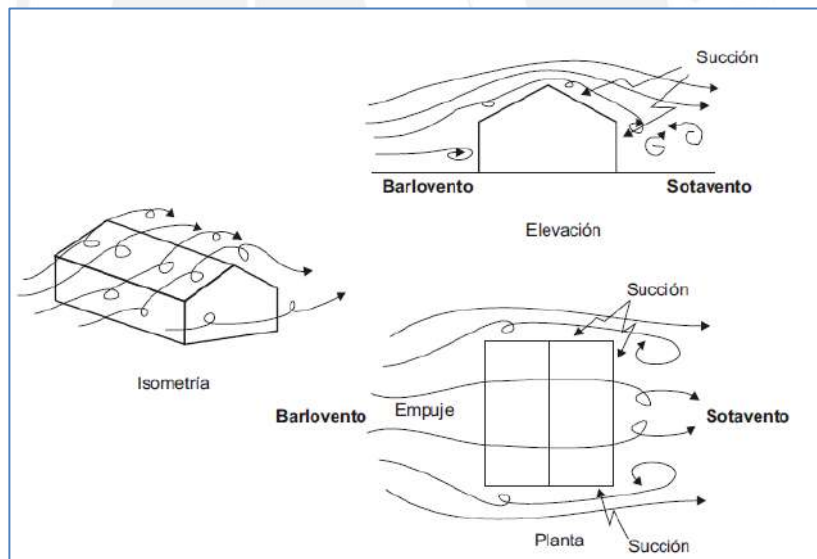


Figura 65: Acciones de viento sobre la nave industrial.

Fuente: "Proyecto y construcción de galpones modulares: Ing. Eduardo Arnal".

Las presiones de viento serán calculadas de acuerdo a la normativa E020 en concordancia con ASCE/SEI 7-16 según los siguientes parámetros: Velocidad básica del viento a 10m de altura $V=85$ km/h.

$$V_h = V(h/10)^{0.22}$$

$$P_h = 0.005 CV_h^2$$

Dónde:

P_h : presión o succión del viento a una altura h en Kgf/m^2 .

C : factor de forma adimensional

V_h : velocidad de diseño a la altura h , en km/hr

TABLA 4 FACTORES 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 otros de sección circular o elíptica	+0,7	
Tanques de agua, chimeneas, y otros 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	+0,3-0,7	-0,6
Superficies inclinadas entre 15° y 60°	+0,7-0,3	-0,6
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical	+0,8	-0,6
Superficies verticales ó inclinadas (planas ó curvas) paralelas a la dirección del viento	-0,7	-0,7

* El signo positivo indica presión y el negativo succión.

Figura 66: Factores de forma por presión externa C.

Fuente: "Norma E.20-CARGAS".

El artículo 12.5 de la norma E.020 nos indica el tema de la carga interior de viento donde se indica lo siguiente: " Para el diseño de los elementos de cierre, incluyendo sus fijaciones y anclajes, que limitan en cualquier dirección el nivel que se analiza, tales como paneles de vidrio, coberturas, alfeizares y elementos de cerramiento, se adicionara a las cargas interiores (presiones y succiones) calculadas con los factores de forma para presión interior de la tabla 5", (Ver Figura 67).

TABLA 5 FACTORES DE FORMA PARA DETERMINAR CARGAS ADICIONALES EN ELEMENTOS DE CIERRE (C)		
ABERTURAS		
Uniforme en lados a barlovento y sotavento	Principales en lado a barlovento	Principales en lado a sotavento o en los costados
$\pm 0,3$	+0,8	-0,6

Figura 67: Factores de forma de presión interna.

Fuente: "Norma E.20-CARGAS".

La norma E.020 en este caso es poco clara, esto debido a que define conceptos en lenguaje escrito y no usando expresiones o gráficos que ayuden a entender mejor el problema.

Es por ello que en este caso estamos recurriendo al apoyo de la norma ASCE 7-16, la cual usa figuras explicativas y formulas, respaldadas con definiciones claras a utilizar. Debido a que los factores usados en esa norma son pertenecientes a Estados Unidos, solo rescataremos formulas y expresiones que sean compatibles con nuestra norma E.020 y sus factores de forma propuestos.

Para empezar, la norma E.020 genera confusión al definir con la misma letra C, los llamados factores de forma y factores de forma para determinar cargas adicionales en elementos de cierre.

ASCE 7-16 nos ofrece en la siguiente figura donde se indican cómo actúan las cargas de viento externas en una nave con dos aguas:

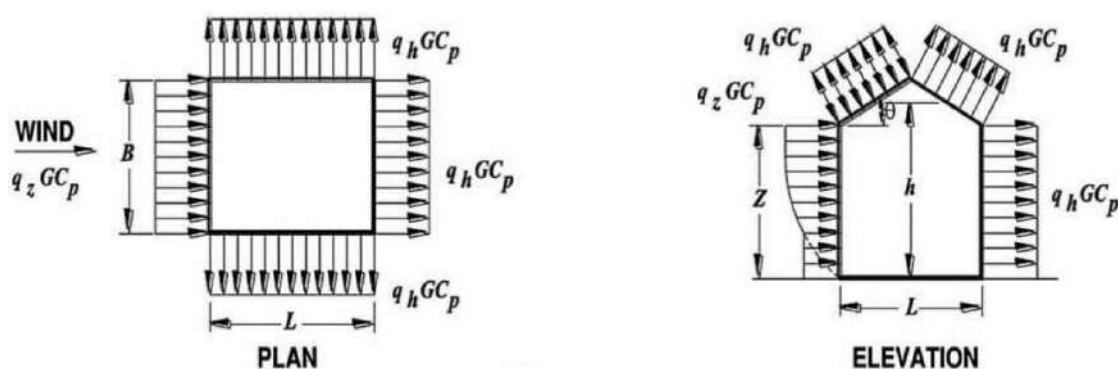


Figura 68: Esquema explicativo de la acción de cargas de viento externas en nave a dos aguas.

Fuente: "Norma ASCE-7-16".

Lo que indica esta figura es que una nave con techo a dos aguas y planta rectangular, el viento actúa con presión en el muro de barlovento, succión sobre los muros laterales, succión sobre los muros de sotavento, succión en el techo inclinado de sotavento y succión y presión sobre el techo inclinado de barlovento. Además, como las edificaciones en general presentan aberturas, en su interior también pueden estar sometidos a presión y succión. (Ver figura 68 y 69).

ASCE 7-16 propone las expresiones mostradas a continuación:

$$p = p_e - p_i$$

O de manera más clara como;

$$p = q_z GC_p - q_h (GC_{pi}) \text{ Solo para el caso de muro en barlovento;}$$

$p = q_h G C_p - q_h (G C_{pi})$ Para el caso de muro en sotavento, muros laterales y techo;

Donde

p =presión de diseño de viento (kN/m^2).

p_e =presión externa de viento (kN/m^2).

p_i =presión interna de viento (kN/m^2).

Z =altura sobre el nivel del suelo.

q_z =presión de velocidad calculada a la altura z sobre el suelo.

h =altura media del techo de la nave (para el caso de ángulos de inclinación del techo menores a 10° , se utiliza la altura del alero).

q_h =presión de velocidad calculada a una altura h .

C_p =coeficiente de presión externa (Para nuestro caso la tabla 4 de la norma E.020).

C_{pi} =coeficiente de presión interna (Para nuestro caso la tabla 5 de la norma E.020).

G =Factor de efecto ráfaga (El cual tomaremos como 1 para nuestro caso).



Figura 69. Vista 3d de acción de cargas de viento sobre edificio a dos aguas.

Fuente: "www.seproinca.com".

Aclaremos el tema de la altura h utilizar en la figura siguiente:

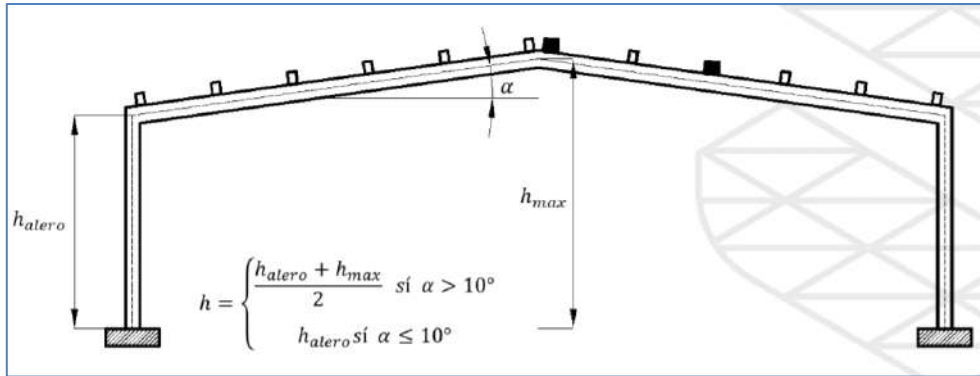


Figura 70: Definición de altura h en aplicación de cargas de viento según ASCE 7-16.

Fuente: “www.seproinca.com”.

Al momento del metrado de cargas utilizaremos las expresiones indicadas para el cálculo de las cargas de viento, considerando los factores de forma, que suponemos forman parte de alguna investigación de un profesional peruano, y cuyos datos fueron usados posteriormente por la norma E.020.

Se sugiere realizar investigaciones utilizando procedimiento de diseño del Sistema Principal resistente a la Fuerzas de Viento (MWFRS), utilizando túneles de viento, que es un procedimiento para determinar las cargas de viento en edificaciones y otras estructuras, en el cual las presiones y succiones son determinados para cada dirección del viento considerada, mediante la construcción de un modelo en maqueta de la edificación a analizar y sus alrededores. Los procedimientos de túnel de viento son especificados en el capítulo 31 de ASCE 7-16. Ver Figuras siguientes:



Figura 71: Túnel de viento con aplicación al diseño de edificaciones.

Fuente: Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional del Nordeste (UNNE)- Argentina.



Figura 72: Túnel de viento para estimación de acción de viento sobre modelos de edificaciones.

Fuente: Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional del Nordeste (UNNE)- Argentina.

Se sugiere que se continúen las investigaciones respecto a las acciones de las cargas de viento, teniendo como base el ASCE 7-16, donde por ejemplo hacen una clara definición de Edificación cerrada, parcialmente cerrada, parcialmente abierta y abierta. (Capítulo 26 de ASCE 7-16- “Cargas de Viento- Requerimientos”).

5.6 Cargas de sismo (E)

5.6.1 Generalidades

Es también una de las llamadas “Cargas ambientales”. En el mundo, muchos países son considerados “sísmicos” entre ellos el Perú. Por tanto, es necesario considerar fuerzas sísmicas en el diseño de las estructuras. En nuestro caso dichas fuerzas sísmicas son cuantificadas por la llamada Norma Técnica de Edificaciones E.030- “Diseño Sismorresistente”, documento realizado y revisado por expertos en Ingeniería Sismorresistente de nuestro país.

Se debe recordar que los sismos afectan a las estructuras de manera indirecta. El suelo se mueve y las estructuras que están cimentadas sobre él, se desplazan y vibran. Como consecuencia las estructuras sufren esfuerzos y deformaciones.

El avance que se ha tenido en los últimos años con las computadoras permite que se haga de manera rápida y sencilla, los respectivos análisis

estructurales para hallar las cargas y deformaciones producidas por las cargas sísmicas, así como la estimación previa de estas últimas.

5.6.2 Modelo para el análisis

El modelo de nuestro caso específico, el techo no constituye un diafragma rígido, por lo que pórticos reciben las cargas laterales que directamente le pertenecen.

5.6.3 Factor de Zona (Z)

El artículo 10 de la norma E.03 indica que valor de Z corresponde a cada zona del Perú (Ver Figura 73). La recomendación es ubicar bien el departamento, provincia y distrito donde se proyectará la nave industrial y dirigirse al Anexo II “Zonificación Sísmica” y así determinar exactamente a qué zona pertenece su proyecto. Por ejemplo, para nuestro caso definiremos el departamento de Ancash, provincia de Huarí y distrito de San Marcos, donde tenemos que la zona sísmica es 3 y por ende el factor de zona Z es de 0.35

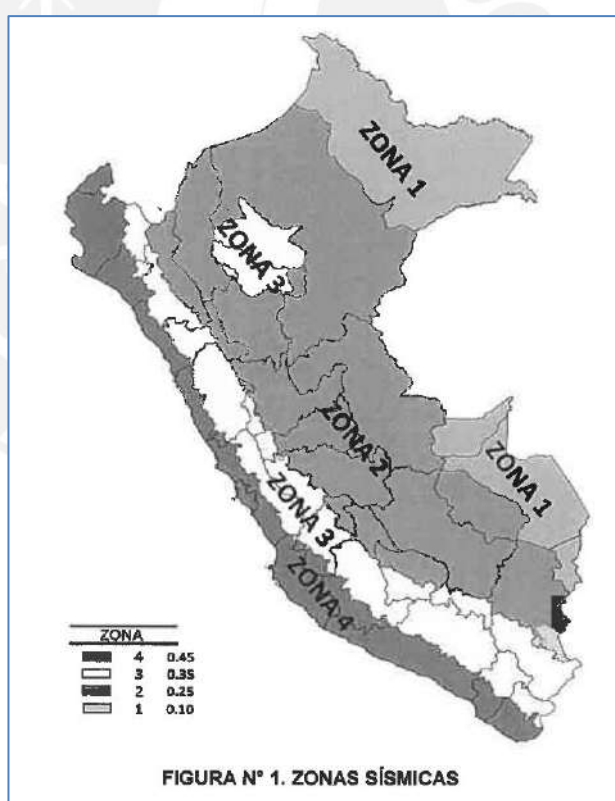


Figura 73: Zonas sísmicas del Perú.

Fuente: “Norma E.30-Diseño Sismorresistente”.

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO	
ÁNCASH	ANTONIO RAYMONDI	CHACCHO	2	TRES DISTRITOS	
		CHINGA			
		LLAMELLIN			
		ACZO	3		
		MIRGAS			
	SAN JUAN DE RONTOY	HUARI	2	SEIS DISTRITOS	
	ANRA				
	HUACACHI				
	HUACCHIS				
	PAUCAS				
	RAPAYÁN				
	UCO		3		DIEZ DISTRITOS
	CAJAY				
	CHAVIN DE HUANTAR				
	HUACHIS				
HUANTAR					
HUARI					
MASIN					
PONTO					
RAHUAPAMPA					
SAN MARCOS					
SAN PEDRO DE CHANA	3	TODOS LOS DISTRITOS			
ASUNCIÓN					
ACCOCHACA					
CARHUAZ	CARHUAZ	CHACAS	3	TODOS LOS DISTRITOS	
		ACOPAMPA			
		AMASHCA			
		ANTA			
		ATAQUERO			
		CARHUAZ			
		MARCARÁ			
		PARIAHUANCA			
		SAN MIGUEL DE ACO			
		SHILLA			
TINCO					
YUNGAR					

Figura 74: Anexo II-Zonificación sísmica.

Fuente: "Norma E.30-Diseño Sismorresistente".

5.6.4 Factor de Uso (U)

Este factor está definido en la siguiente figura mostrada en el artículo 15 de la norma E.030:

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

Figura 75: Tabla de Factores de Uso U.

Fuente: "Norma E.30-Diseño Sismorresistente".

5.6.5 Factor de Suelo y parámetros de sitio (S, TP y TL).

Este factor depende del tipo de terreno donde se va a cimentar la nave industrial. Por lo general este valor es definido en los estudios de mecánica de suelos. También deben determinarse los parámetros de sitio T_P y T_L que nos ayudaran de determinar el valor del coeficiente sísmico C. (Ver Figura 76).

5.6.6 Factor de Amplificación sísmica(C).

De acuerdo a las características del sitio se define el factor de amplificación sísmica (C) con las siguientes expresiones:

$$T < T_P \quad C = 2.5;$$

$$T_P < T < T_L \quad C = 2.5(T_P/T) ;$$

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

Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO ZONA	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

Tabla N° 4 PERÍODOS "T _P " Y "T _L "				
	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _P (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _L (s)	3,0	2,5	2,0	1,8

Figura 76: Tabla de factores de suelo S y periodos TP y TL.

Fuente: "Norma E.30-Diseño Sismorresistente".

La norma ofrece expresiones para cálculo preliminar del periodo de la estructura. Por tratarse de una nave industrial, se opta por obviar estas expresiones y realizar una corrida preliminar del modelo en SAP 2000 de la estructura, de manera de hallar los periodos T en las direcciones de análisis (XX-YY).

5.6.7 Peso de la estructura (P)

Tal como lo indica el artículo 26 de la norma, el peso P se calcula adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva que se determina de la siguiente manera.

a) En edificaciones de categorías A y B, se toma el 50% de la carga viva.

- b) En edificaciones de categoría C, se toma el 25% de la carga viva.
- c) En depósitos se toma el 80% del peso total que es posible almacenar.
- d) En azoteas y techos en general se toma el 25% de la carga viva.
- e) En estructuras de tanque, silos y estructuras similares, se considera el 100% de la carga que puede contener.

5.6.8 Coeficiente de reducción de las cargas sísmicas

De acuerdo al artículo 22 de la norma E.030, el coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determina como el producto del R_0 determinado a partir de la tabla N° 7 (Ver figura siguiente) y de los factores I_p e I_a . Para nuestro caso, la estructura a trabajar será regular, por lo tanto, y tal como lo indica el artículo 19.2, ambos valores pueden ser tomados como 1. Debemos considerar también el artículo 182 de la norma, donde se indica que “Cuando en la dirección de análisis, la edificación presenta más de un sistema estructural, se tomara el menor coeficiente R_0 que corresponda.”

Tabla N° 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coficiente Básico de Reducción R_0 (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	4
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	7
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	4
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera	7(**)

Figura 77: Valores de Coeficiente básico de Reducción R_0 .

Fuente: “Norma E.30-Diseño Sismorresistente”.

5.6.9 Verificación de desplazamientos laterales

El análisis sísmico no solo incluye el cálculo de las fuerzas resultantes por sismo en cada dirección. Se deben verificar que los desplazamientos laterales sean menores a los establecidos por la norma E.030.

En el artículo 31 la norma indica que “Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calculan multiplicando por $0.75R$ los resultados del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se

calculan multiplicando por 0.85R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico”.

El artículo 32 de la norma E.030, nos da los límites de distorsión máxima de acuerdo al material predominante en la construcción de la nave industrial. En el caso de tener una estructura donde intervienen dos tipos de materiales, el espíritu de la norma indica que siempre debemos ser conservadores. Por lo tanto, usaremos el menor valor de la tabla 11.

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

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

Figura 78: Valores límites de distorsión del entrepiso.

Fuente: “Norma E.30-Diseño Sismorresistente”.

5.6.10 Procedimientos de análisis sísmico

La norma E.030 en su artículo 27, considera los procedimientos siguientes:

Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes.

La norma E.030 en el artículo 28.1.2, indica que este método puede usarse en cualquier zona sísmica, para las estructuras clasificadas como regulares, de no más de 30m. Que es el caso que vamos a desarrollar en el caso específico.

Para el caso del análisis estático, la fuerza cortante que debe aplicarse en cada dirección donde se analizara la fuerza sísmica, se determina en base a la siguiente expresión:

$$V = Z.U.C.S.P/R$$

Siendo

V.....Fuerza cortante en la base por la acción del sismo(kN)

Z.....Factor de zona (Artículo 10 de la norma E.030).

U.....Factor de Uso (Artículo 15 de norma E.030).

C.....Factor de amplificación sísmica (Artículo 14 de la norma E.030).

S.....Factor de Suelo (Artículo 13 de la norma E.030).

P.....Peso de la estructura (Artículo 26 de norma E.030).

R.....Coeficiente de reducción de las cargas sísmicas (Artículo 22 de la norma E.030)

Se debe verificar que;

$$C/R \gg 0.11.$$

Análisis Dinámico Modal Espectral

Este tipo de análisis puede usarse en cualquier tipo de estructura

***Modos de vibración**

Estos modos pueden determinarse usando programas de cómputo, como SAP2000. La norma E.030 indica que en cada dirección se consideran aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos 90% de la masa total.

***Aceleración Espectral**

Se debe considerar para cada dirección de análisis, un espectro inelástico de pseudo aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{Z.U.C.S}{R} * g$$

***Fuerza cortante mínima**

En cada dirección de análisis la fuerza cortante no puede ser menor del 80% del valor calculado para el análisis estático (para el caso de estructuras regulares).

6. LINEAS DE INFLUENCIA

6.1 Definición de línea de influencia

Es una función cuyo valor de la ordenada en un punto representa la intensidad de una magnitud estructural (reacción, cortante, fuerza normal, momento flector, deflexión etc.) debido a la carga unitaria en ese punto.

Las líneas de influencia son necesarias cuando sobre las estructuras actúan cargas vivas móviles (que es nuestro caso para la viga carrilera). Una vez realizada, se puede hallar por simple inspección la posición que produce la mayor intensidad de fuerza en la estructura.

El cálculo de la línea de influencia puede realizarse por tres métodos. (Según lo indicado por el Ingeniero Gianfranco Ottazzi Pasino en su libro "Apuntes del curso análisis estructural I");

- Método del equilibrio.
- Método de la Fuerza Bruta.
- Método de Muller-Breslau.

El programa SAP 2000 nos ofrece un cuarto método de cálculo.

6.2 Método del equilibrio

Este método puede aplicarse a todo tipo de estructuras isostáticas o hiperestáticas, consiste en colocar cargas unitarias en posiciones específicas a lo largo de la estructura y por equilibrio se determinan los valores de las magnitudes estructurales. Por ser este método completamente análogo al de las fuerzas brutas, dicho método no se realizará en este trabajo de tesis.

6.3 Método de la Fuerza Bruta

Aplicable a cualquier tipo de estructura isostática o hiperestática, lineal o no lineal. Se coloca una carga unitaria en posiciones específicas a lo largo de la estructura. Este procedimiento es muy útil cuando se dispone de una computadora para resolver muchas veces la misma estructura, cambiando únicamente la posición de la carga unitaria

Aplicando este método a la estructura modelada, se hace varias corridas del software SAP 2000 con cargas unitarias cada 0.5 luego se baja en unas hojas de cálculo, cada uno de los resultados, obteniéndose finalmente la línea de influencia debido a la carga aplicada en punto i, para momentos (ver figuras)

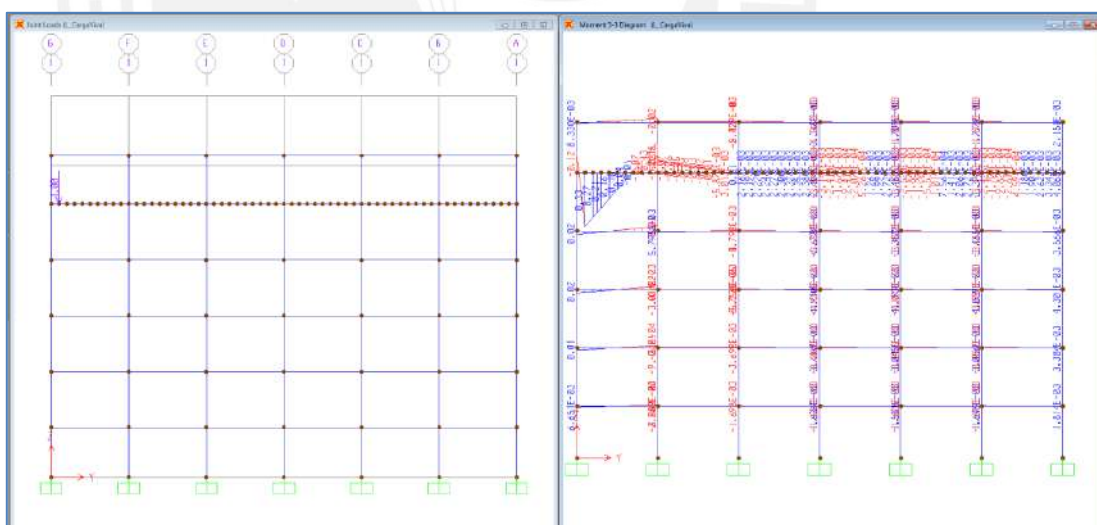


Figura 79: Diagrama de momentos por la aplicación de carga unitaria en $y=0.50m$.

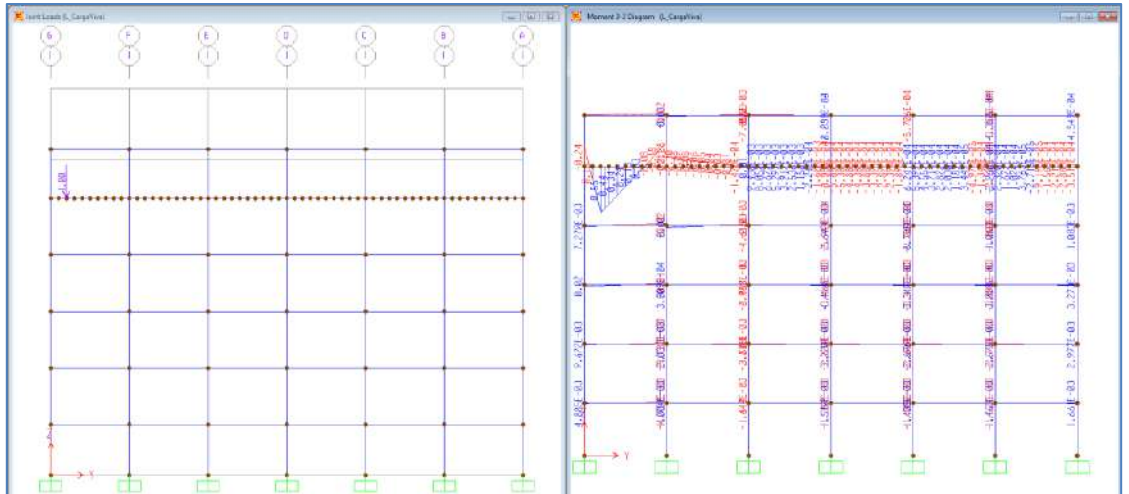


Figura 80: Diagrama de momentos por la aplicación de carga unitaria en $y=1\text{m}$.

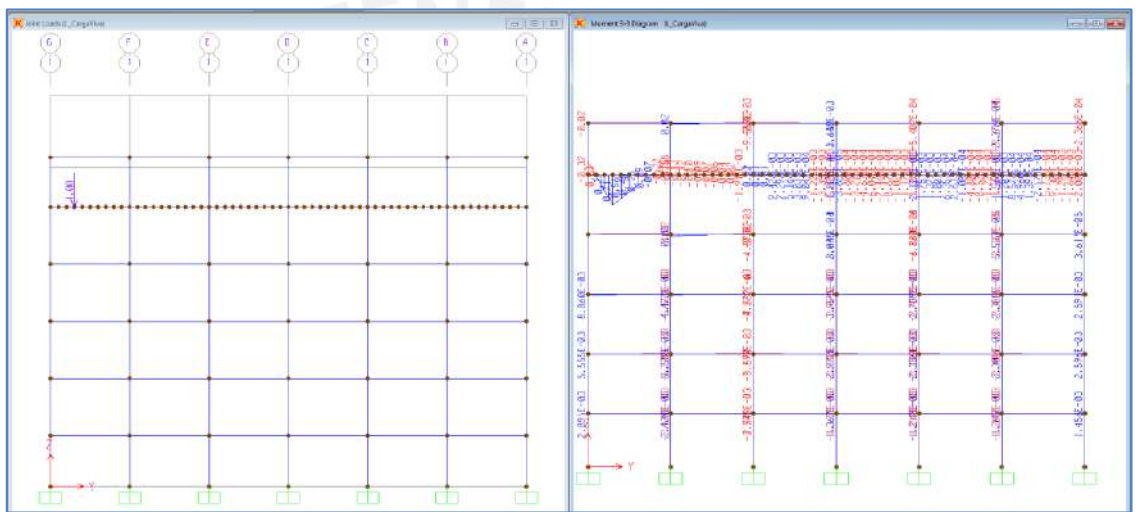


Figura 81: Diagrama de momentos por la aplicación de carga unitaria en $y=1.5\text{m}$.

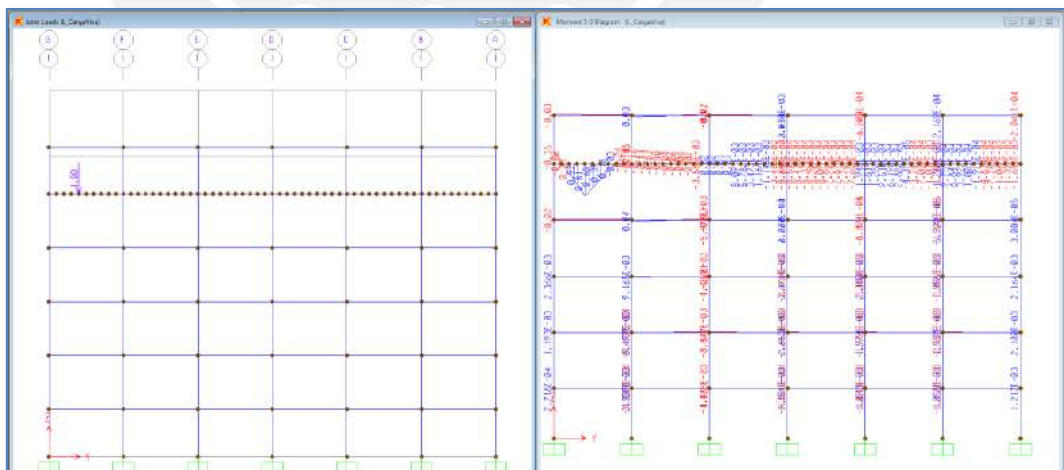


Figura 82: Diagrama de momentos por aplicación de carga unitaria en $y=2\text{m}$.

Y de manera se puede continuar aplicando cargas unitarias en diversos puntos de la viga carrilera. Con esta información es posible construir las líneas de influencia del momento generado

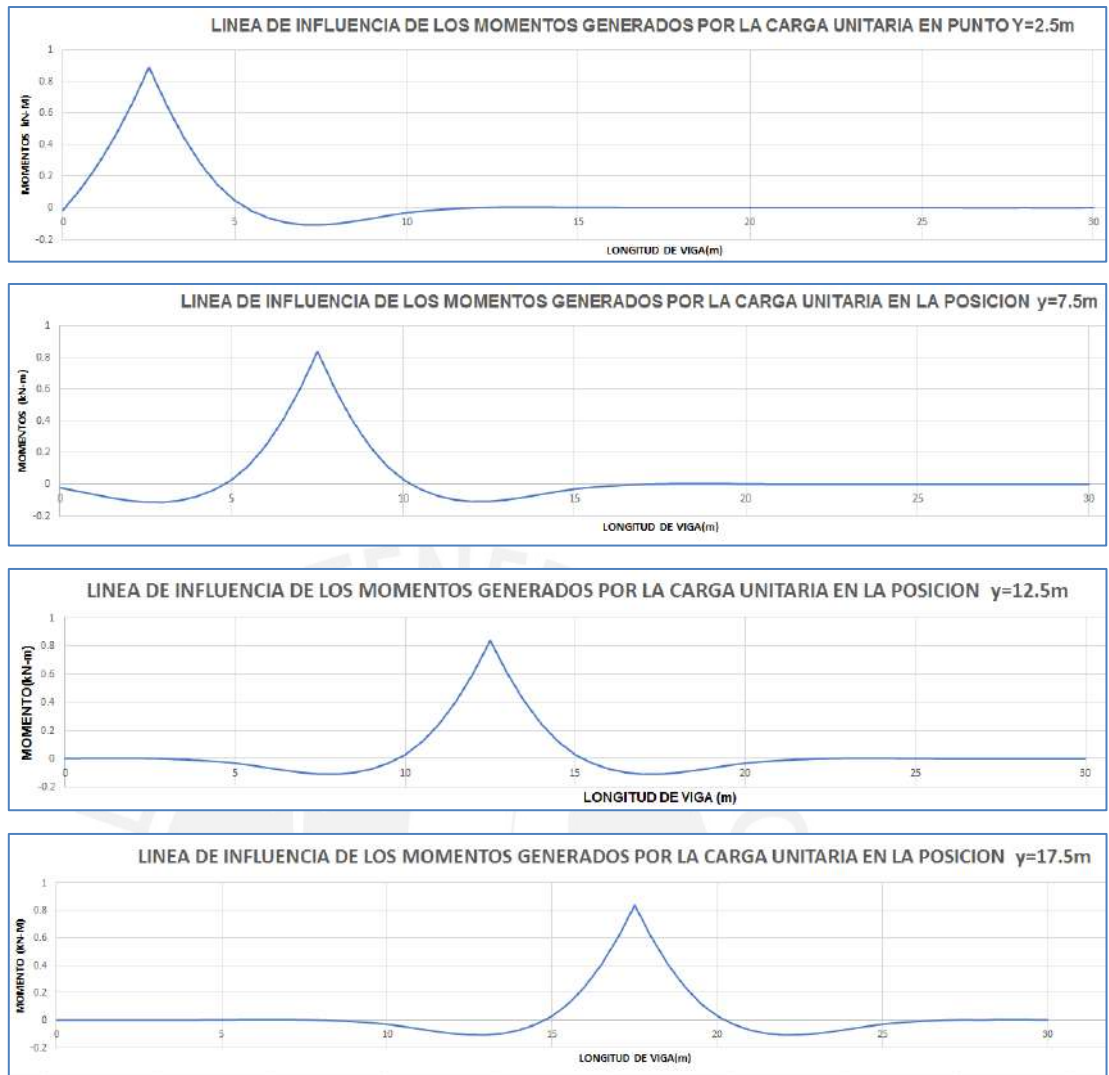


Figura 83: Líneas de influencia de momentos por la aplicación de cargas unitarias en diversos puntos.

Estos gráficos nos indican claramente que los mayores momentos a lo largo de la viga, se producen, cuando la carga unitaria se aplica en la mitad del primer tramo de la viga carrilera.

6.4 Método de Muller-Breslau

Este método es aplicable a cualquier tipo de estructura isostática o hiperestática, con la condición de que sea lineal elástica.

El libro “Teoría elemental de estructuras” de Yuan-Yu Hisieh” explica de manera sencilla este principio.

“Supongamos que se desea obtener las líneas de influencia de la reacción en el apoyo b de la viga indeterminada abc representada en la figura 79. La ordenada de la línea de influencia en cualquier punto i, a una distancia x del centro del extremo izquierdo se obtiene colocando una carga unitaria en ese

punto y calculando la reacción en el apoyo b. El procedimiento para determinar esta reacción comprende las siguientes etapas:

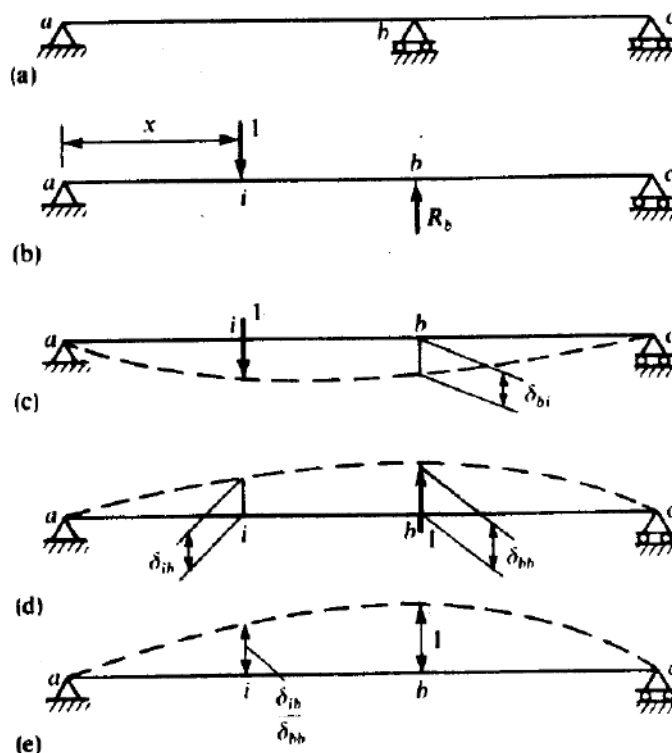


Figura 84: Ejemplo práctico para la explicación del método de Muller Breslau.

Fuente: "Teoría elemental de estructuras: Yuan-Yu Hsieh".

1. Se quita el apoyo en b y se aplica en su lugar una reacción hiperestática R_b .
2. Se considera la viga ac como estructura primaria sometida a los efectos combinados de la fuerza unitaria en i y R_b .
3. Se aplica la condición de compatibilidad que indica que el desplazamiento total b debe ser cero.

$$\Delta_b = R_b \delta_{bb} - \delta_{bi} = 0$$

$$R_b = \delta_{bi} / \delta_{bb}$$

4. Se aplica fase de reciprocidad:

$$\delta_{bi} = \delta_{ib}$$

Obteniéndose

$$R_b = \delta_{ib} / \delta_{bb}$$

Obsérvese que el numerador δ_{ib} representa la ordenada de la curva elástica de la viga primaria ac producida por la fuerza unitaria aplicada en b. El denominador δ_{bb} es solo un valor particular de δ_{ib} esto es $\delta_{bb} = \delta_{ib}$ para $i = b$.

Cada ordenada de la curva dividida por δ_{bb} dará la correspondiente ordenada de la línea de influencia de R_b no es otra cosa que la estructura deformada que se obtiene al quitar el apoyo en b e introducir en su lugar un desplazamiento unitario a lo largo de la línea de acción de la reacción.

Luego el principio de Muller-Breslau puede enunciarse así:

“Las ordenadas de la línea de influencia de cualquier fuerza (reacción, fuerza axial, cortante o momento) de una estructura, son iguales a los de la curva elástica obtenida al hacer desaparecer de la estructura la restricción correspondiente a aquel esfuerzo e introducir en su lugar una carga unitaria, divididas por el desplazamiento en el punto de aplicación de la carga unitaria. Esto puede expresarse en otras palabras como:

La estructura deformada resultante de un desplazamiento unitario correspondiente a la acción cuya línea de influencia se desea, es la línea de influencia para esa acción.

Nuestro interés particular es hallar el punto a lo largo de la viga en el cual, aplicando una carga unitaria, se produzca el máximo momento en dicha viga. Hallado ese punto, el problema se convierte en un problema común de aplicación de carga estática sobre una viga.

Por ello nos interesa aplicar el método en el caso siguiente, también desarrollado por Yuan Yu Hisieh.

“La línea de influencia del momento en una sección de una viga o un pórtico rígido puede obtenerse cortando la sección y permitiendo que un par de momentos iguales y opuestos produzcan una rotación relativa unitaria (pero no una traslación relativa) de los dos lados de la sección considerada. La estructura deformada será entonces la línea de influencia del momento (Ver figura 84).

El objetivo de esta tesis es presentar un procedimiento de análisis y diseño de naves industriales con puente grúa. Obviamente se pueden generar rutinas de cálculo para que este método se cuantitativo de alguna forma. Pero su aplicación cualitativa también es importante para inspeccionar donde puede estar ubicado el punto de aplicación de la carga donde se produzca el máximo momento a lo largo de la viga, sobre todo en estructuras hiperestáticas, donde el método cualitativo ya necesita apoyo de programas de computadora. (Ver figura 85).

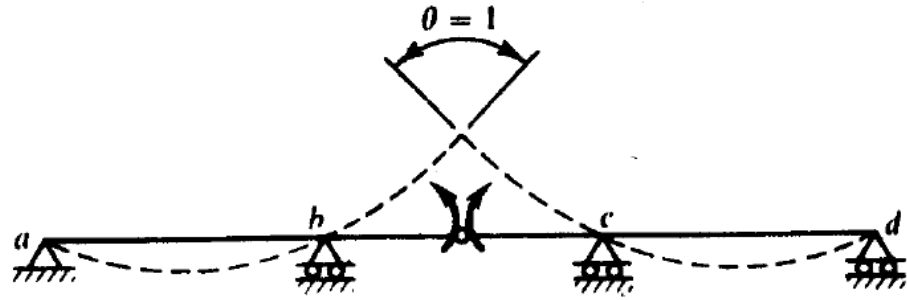


Fig. 11-5

Figura 85: Ejemplo de aplicación de Muller-Breslau para hallar el punto de aplicación de la carga para el máximo momento.

Fuente: "Teoría elemental de estructuras: Yuan-Yu Hsieh".

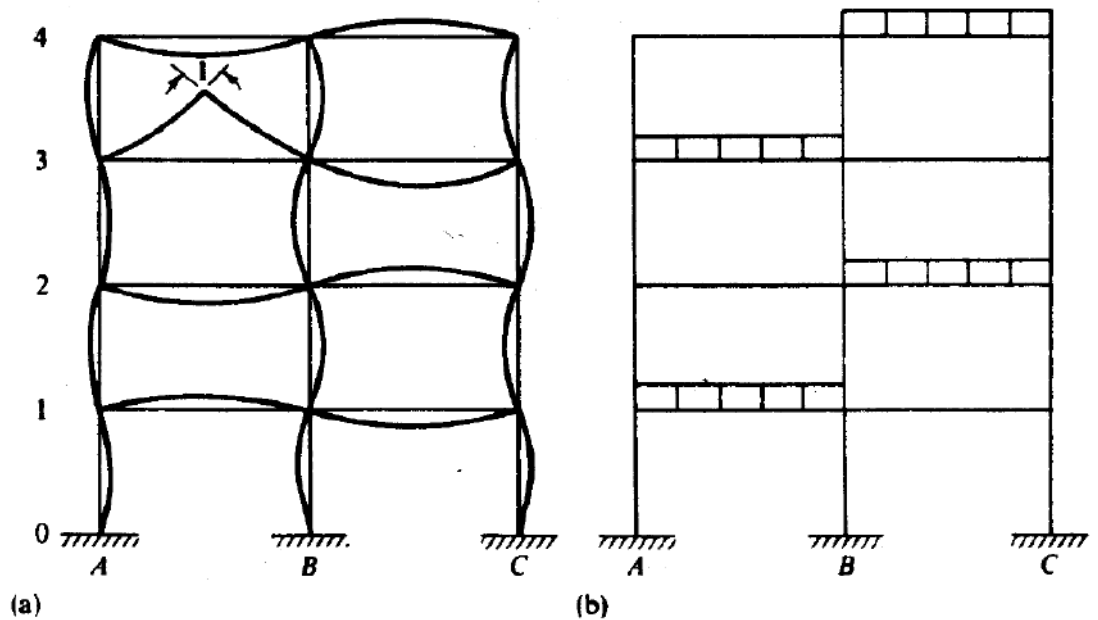


Figura 86: Ejemplo de aplicación del Método de Muller-Breslau en pórtico hiperestático.

Fuente: "Teoría elemental de estructuras: Yuan-Yu Hsieh".

En la figura 86 se representa la línea de influencia del momento positivo en la sección central del vano A3-B3 del pórtico indicado.

Sin embargo al tener a nuestra disposición la herramienta SAP2000, podemos aplicar el principio en varios puntos de aplicación de carga en modelos donde se liberen los puntos estudiados, se halle la rotación del punto, y este valor multiplicado por dos (porque solo analizaríamos un lado de la viga), se divide a los desplazamiento verticales de la estructura, obteniéndose así la línea de influencia, tal como se muestra en la figura 82. Se debe tener en cuenta que antes de realizar este cálculo, se debe asignar carga muerta por peso propio

igual a cero a la viga que vamos a analizar, pues esa carga muerta es una carga distribuida que distorsionaría nuestros resultados

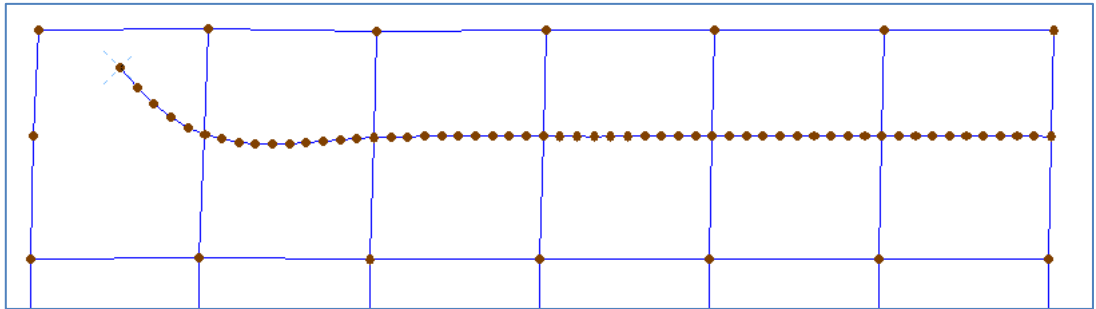


Figura 87: Aplicación del método de Muller-Breslau utilizando SAP 2000.

Como se ve, la deformada es proporcional a la línea de influencia obtenida en el método anterior.

6.5 Líneas de Influencia aplicando el programa SAP-2000

Sap 2000 nos permite considerar una carga móvil que viajara a lo largo de la viga carrilera. El inconveniente que ofrece es que solo da la opción de aplicar la carga vertical producida por el puente grúa y su porcentaje adicional, mas no se puede aplicar directamente las cargas longitudinal y transversal.

En la siguiente figura se muestran los datos que deben ingresarse para generar los datos del vehículo de carga, que generara las cargas móviles a lo largo de la viga carrilera.

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Fixed Length	0.5		0	Zero Width		204.7	One Point	
Fixed Length	2.94		0	Zero Width		204.7	One Point	
Fixed Length	0.5		0	Zero Width		0	One Point	

Figura 88: Cargas del Carro Móvil.

Definida esta carga se procede luego a generar los “lanes”, por donde transitara la carga móvil (obviamente sobre las vigas carrileras). De acuerdo con la siguiente figura:

Frame	Centerline Offset	Lane Width
23	0	0
23	0	0
25	0	0
26	0	0
27	0	0
28	0	0
29	0	0

Figura 89: Definición de vigas donde se aplicará la carga viva móvil.

Para que queden todas las cargas definidas en ubicación, se realiza una corrida previa del programa, con el fin de ubicar el punto de aplicación de la carga, que produce el máximo momento. Nosotros, de la aplicación previa de los métodos de la Fuerza Bruta y Muller-Breslau, tenemos un indicio de donde esta ese punto. Por lo que tomamos estos datos y hacemos la verificación respectiva.

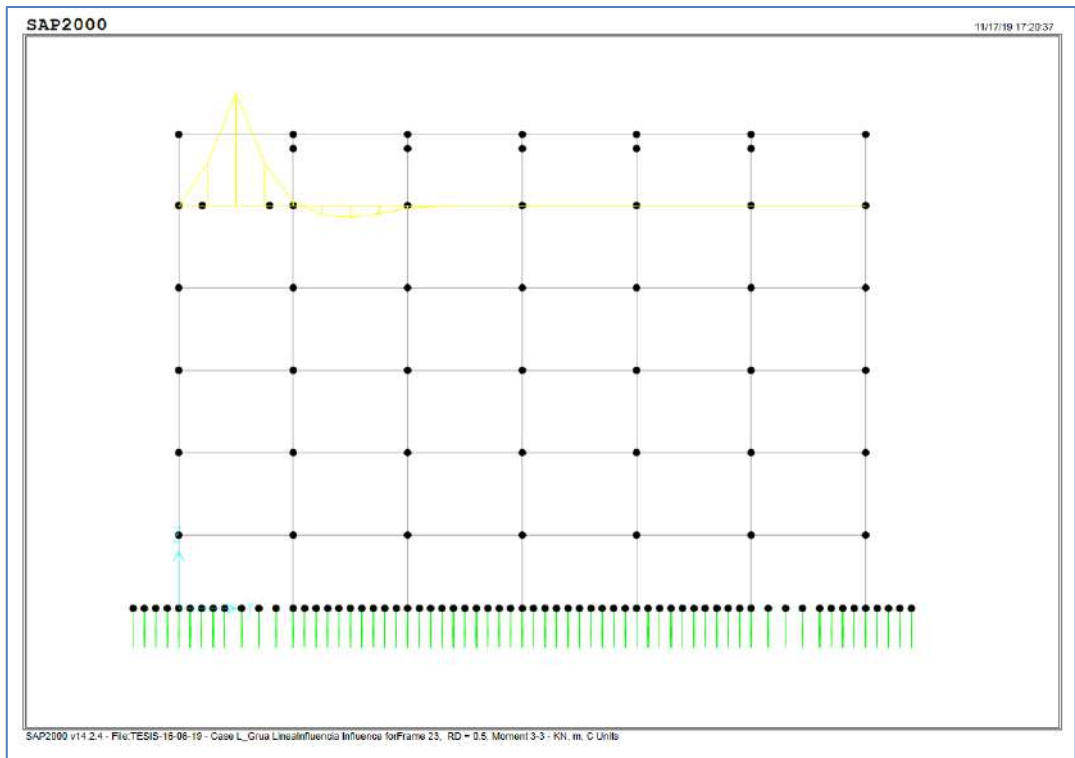


Figura 90: Línea de influencia de carga unitaria aplicada en la mitad del primer tramo de la viga.

Se observa que la carga debe aplicarse sobre la mitad del primer tramo de la viga carrilera. Ubicado el punto, se aplican en el mismo las respectivas cargas lateral y longitudinal.

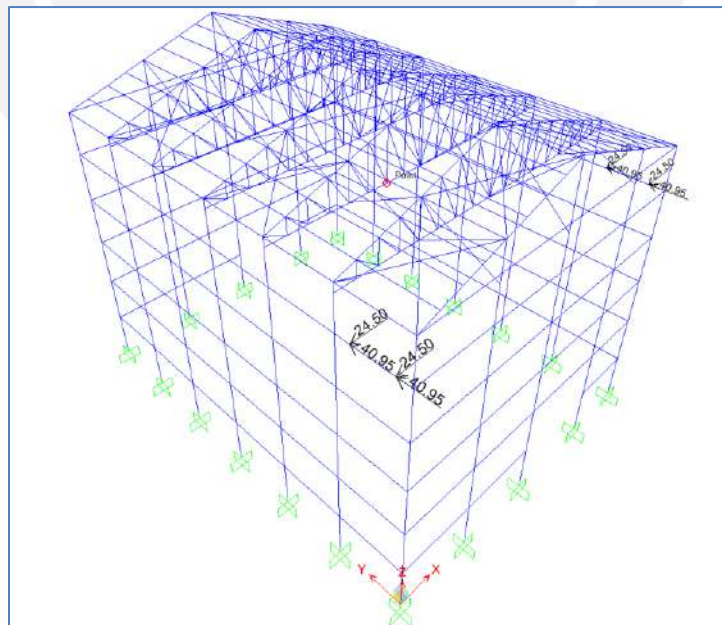


Figura 91: Aplicación de cargas longitudinales y transversales sobre viga carrilera.

7. COMBINACIONES DE CARGAS

7.1 Generalidades

Indicadas todas las cargas a considerar en el diseño de las estructuras del puente grúa, se deben indicar que combinaciones de carga se van a utilizar para el diseño de las estructuras. Para las estructuras metálicas usaremos el método ASD y para el diseño de las estructuras de concreto el método de las cargas últimas.

7.2 Combinaciones de cargas de las normas peruanas

La norma peruana E0.20 "CARGAS", nos ofrece combinaciones para cargas en servicio, sin embargo, indica lo siguiente en artículo 19 "Excepto en los casos indicados en las normas propias de los diversos materiales". Por lo que no tomaremos en cuenta para este caso y revisaremos las normas E.060 y E.090.

Para el caso de la norma E.090 "Estructuras Metálicas", el artículo 1.4 nos indica las siguientes combinaciones de carga para cargas últimas (En caso usemos el método LRFD):

1.4D

$$1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$$

$$1.2D + 1.6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (0.5L \text{ ó } 0.8W)$$

$$1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$$

$$1.2D \pm 1.0E + 0.5L + 0.2S$$

$$0.9D \pm (1.3W \text{ ó } 1.0E)$$

Siendo:

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

L: Carga viva debido al mobiliario y ocupantes.

L_r: Carga viva en las azoteas.

W: Carga de viento.

S: Carga de nieve.

E: Carga de sismo de acuerdo a la norma E.030

R: Carga por lluvia y granizo.

Además, la norma indica que "Para la aplicación del método ASD las cargas se combinarán con factores iguales a 1.0, la sollicitación sísmica se debe considerar dividida entre 1.4 y no se considerara que el viento y sismo actúan simultáneamente".

Por lo tanto, las combinaciones de carga que usaremos en servicio serán las siguientes

$$D$$

$$D + L + (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$$

$$D + (L_r \text{ ó } R \text{ ó } S) + (L \text{ ó } W)$$

$$D + W + L + (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$$

$$D \pm 0.72E + L + S$$

$$D \pm (W \text{ ó } 0.72E)$$

Para el caso del diseño en concreto armado, la norma E.060 en el artículo 9.2 nos indica las siguientes combinaciones:

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

$$U = 1.25(CM + CV \pm CV_i)$$

$$U = 0.9CM \pm 1.25CV_i$$

$$U = 1.25(CM + CV) \pm CS$$

$$U = 0.9CM \pm CS$$

Siendo

CM.....Carga muerta.

CV.....Carga Viva.

CV_i.....Carga de viento.

CS.....Carga de sismo.

8. CASO ESPECÍFICO PARA ANALISIS Y DISEÑO DE NAVE INDUSTRIAL CON PUENTE GRÚA

8.1 Generalidades

Hasta el momento tenemos toda la base teórica para analizar y diseñar una nave industrial con puente grúa, revisando primero los conceptos básicos de las partes de la estructura y de los equipos que producirán cargas en la misma, así como también todas las cargas que se deben considerar en el análisis, y se ha brindado un resumen de la teoría necesaria para realizar el diseño de los elementos estructurales. Entonces a continuación brindaremos los datos iniciales del caso específico a desarrollar de nave industrial con puente grúa.

8.2 Características geométricas y estructurales

Se seleccionó un edificio para proceso de molienda de minerales que tendrá una planta de 23.5mx30m. Por lo general estas edificaciones tienen la

superestructura completamente de estructura metálica. Sin embargo, tomaremos un caso diferente con estructura mixta concreto-estructura metálica. Se usará estructura metálica en el techo (esto hace que podamos cubrir la luz de 23.5 m, ya que sería difícil cubrir esa luz con un techo de concreto armado convencional) y las columnas, vigas de arriostre y viga carrilera, de concreto armado. Ver planta en la figura siguiente:

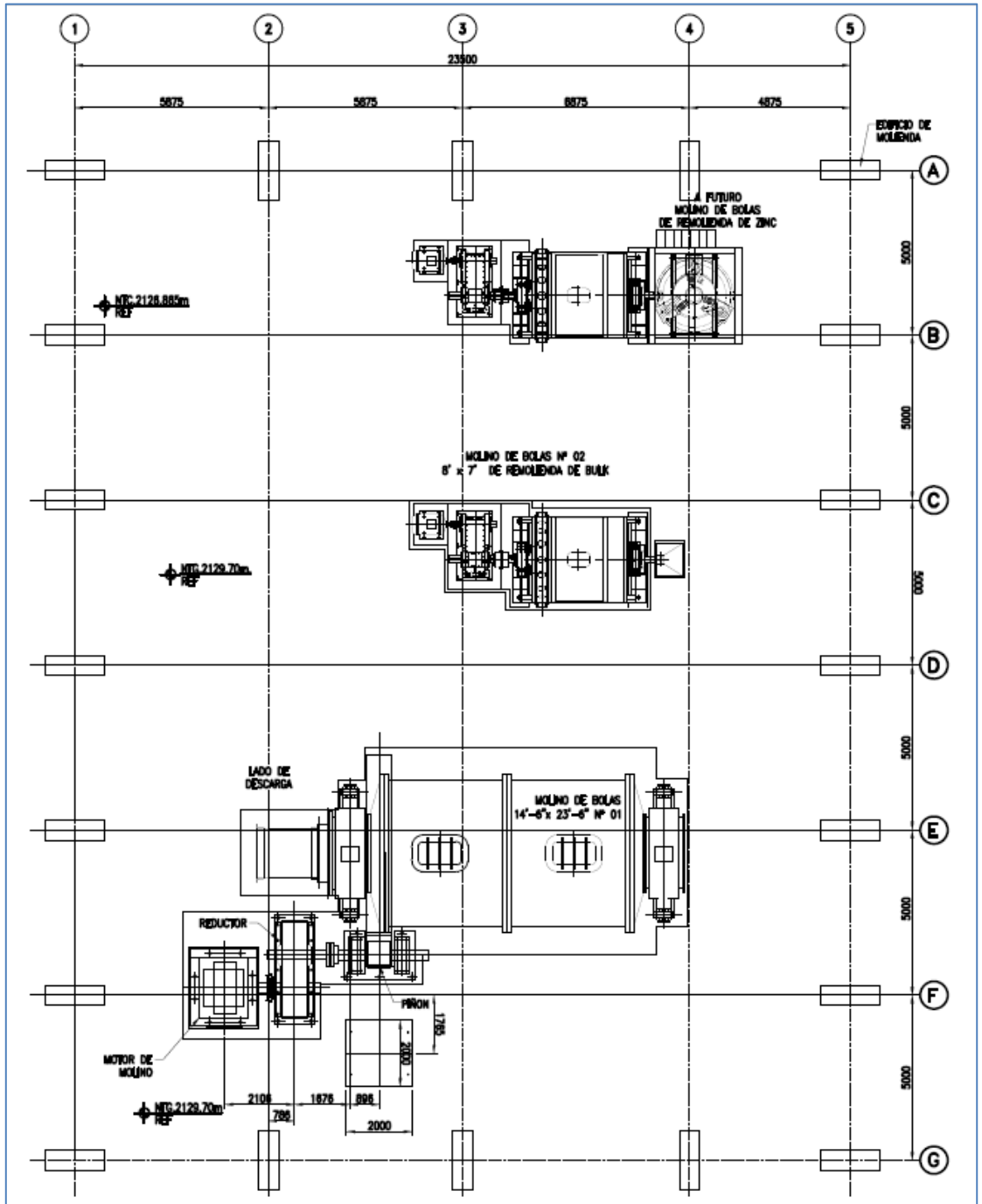


Figura 92: Planta general del caso específico.

La nave industrial presenta la siguiente elevación principal (Ver Figura siguiente):

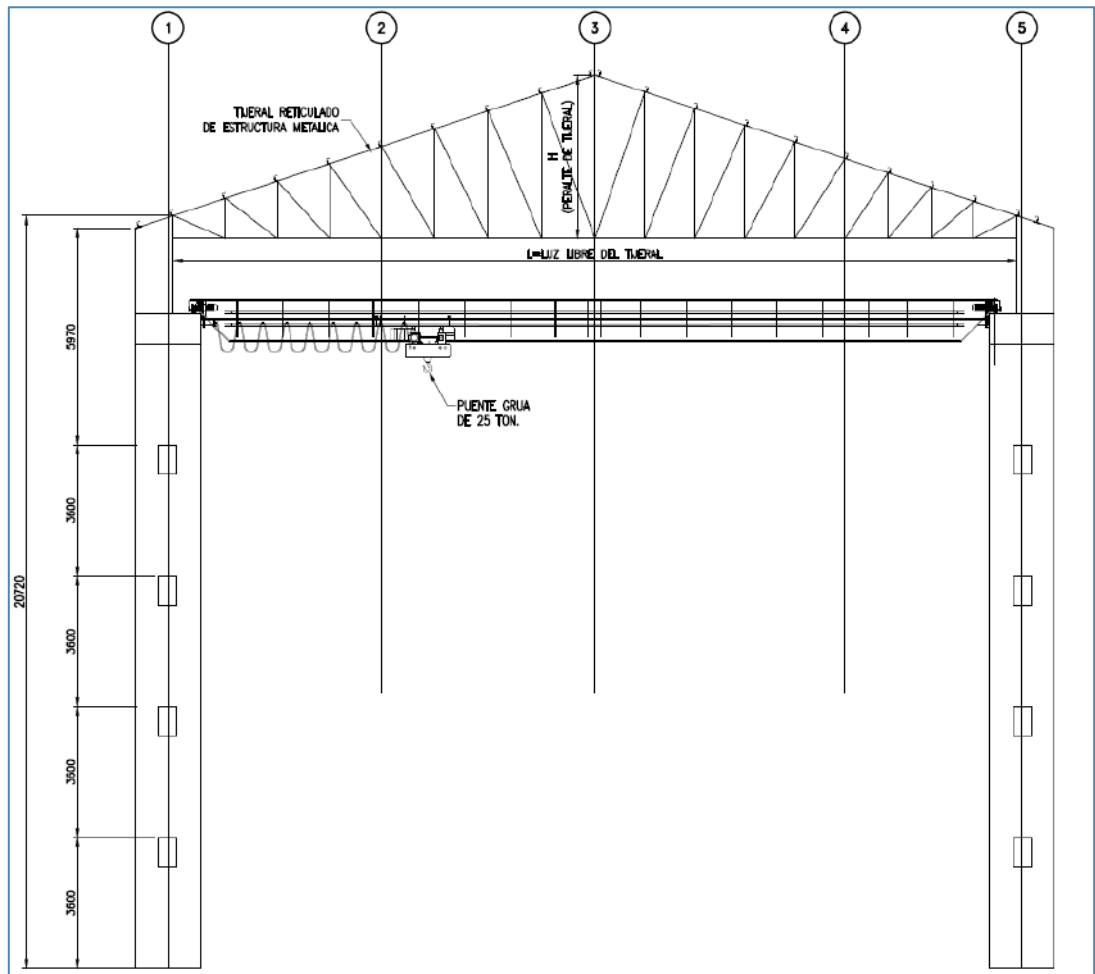


Figura 93: Elevación principal de caso específico.

Se proyectarán largueros de vigas metálicas para poder apoyar los cerramientos en las caras laterales de la estructura.

Se usará cobertura de techo tipo TR-4 de Precor. El mismo material se utilizará para los cerramientos laterales y frontales. Se tiene una altura de alero de 20.72 m.

En la figura 94, se muestra la elevación lateral de la nave industrial.

8.3 Peso y medidas del puente grúa a considerar

Se deben definir los pesos y las características básicas del puente grúa, para poder estimar las cargas en la viga carrilera, según las normas que hemos estudiado respecto al tema. Para el peso y las medidas usaremos la nomenclatura sugerida en 4.16.

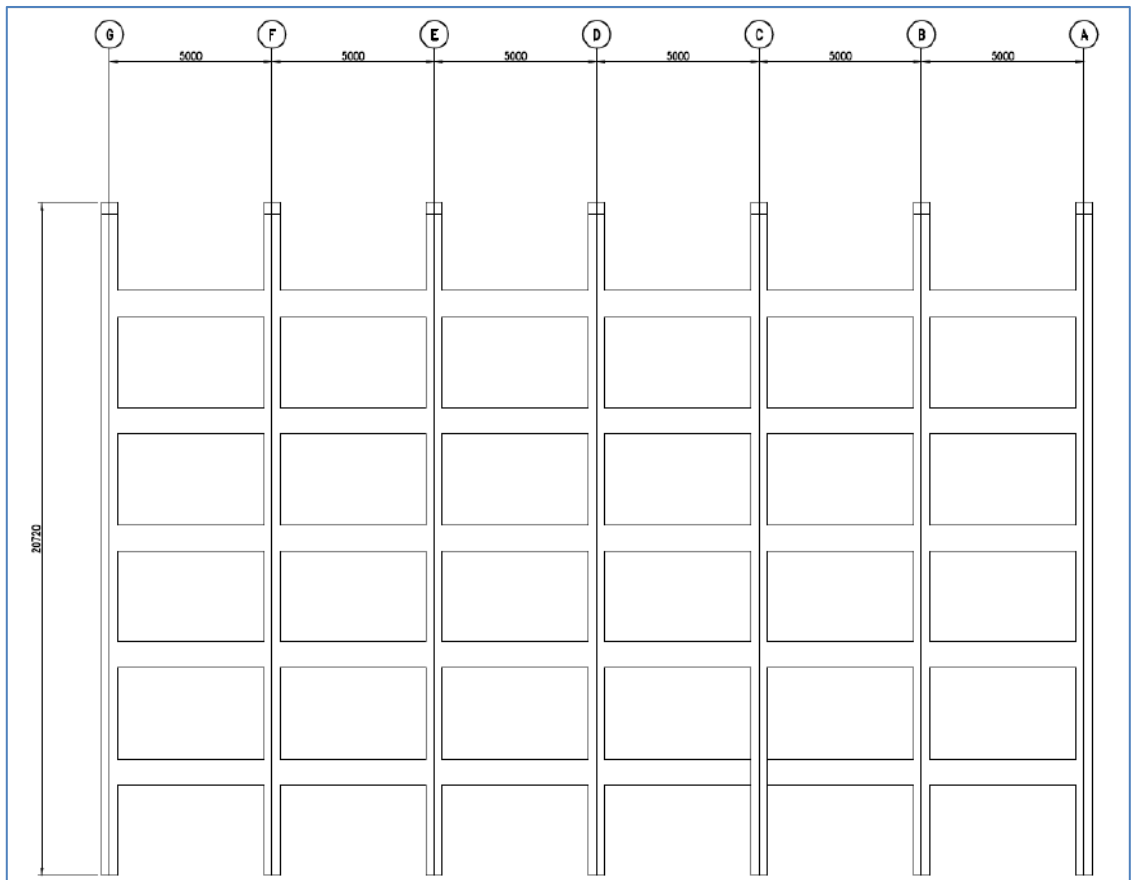


Figura 94: Elevación lateral del caso específico.

$l(m) = 23.5$Distancia entre ejes de vigas carrileras.

$e_{mín}(m) = 1.1$Distancia mínima entre eje de Trolley y eje de viga carrilera.

$a(m) = 2.94$Distancia entre ruedas de viga testera.

Necesitamos definir las cargas

$Q_{c1}(kN) = 180$Peso propio del puente grúa.

$Q_{c2}(kN) = 85$Peso del Trolley

$Q_h(kN) = 250$Carga nominal del puente grúa.

En un proyecto real es muy probable que no se tenga toda esta información completa al momento de iniciar el análisis y diseño de la nave industrial con puente grúa. Esto se debe a que el fabricante por lo general no tiene en ese momento la orden de compra que asegure la venta de su equipo. En ese sentido la tabla que se presenta a continuación puede ser muy útil para realizar una ingeniería previa, que luego sería corroborada con la información entregada por el fabricante del puente grúa. Esta información se obtuvo del libro "Steel Structures, Desing and practice" de N. Subramanian. (Ver Figuras siguientes).

Table 8.1 Typical data for cranes (see Fig. 8.2)

Capacity of crane (kN)	Auxiliary weight (kN)	Span L_c (m)	Wheel base c (m)	Minimum hook distance of main load, L_1 (m)	Weight of crane bridge (kN)	Vertical clearance (m)	Weight of trolley/crab (kN)	Head width (mm)	Crane rail Weight (kN/m)	Base width (mm)
50	—	10.5–22.5	3.0–4.8	0.65–1.00	50–150	1.83	15	CR50	298	90
100	30	10.5–22.5	3.2–4.8	0.65–1.10	80–210	1.83	35	CR50	298	90
150	30	10.5–31.5	3.2–5.3	0.80–1.10	210–250	2.13	60	CR60	400	105
200	50	10.5–31.5	3.5–5.3	0.80–1.10	160–275	2.13	75	CR60	400	105
250	50	10.5–31.5	3.5–5.3	0.80–1.10	275–320	2.44	85	CR80	642	130
300	80	10.5–31.5	3.8–5.3	0.80–1.15	300–360	2.44	100	CR80	642	130
400	80	10.5–31.5	3.8–5.3	0.85–1.15	350–400	2.74	120	CR80	642	130
500	125	10.5–31.5	4.0–5.3	0.85–1.20	400–470	2.74	135	CR100	890	150
600	125	10.5–31.5	4.5–5.3	1.00–1.20	600–750	2.74	250	CR120	1180	170

Note: 1. Exact crane data must be obtained from the manufacturer.
 2. The auxiliary load need not be considered in the design of the girder.

Figura 97: Tabla de datos típicos de puentes grúa.

Fuente: “Steel Structures and practice: N Subramanian”.

9. METRADO DE CARGAS DE CASO ESPECÍFICO

9.1 Generalidades

Las correas de techo soportaran las cargas de sobrecarga muerta, viva de techo y de nieve en el sentido de la gravedad y soportaran cargas de viento en el sentido del eje local 2 de la correa.

Por lo tanto, se tienen que calcular dos longitudes de contribución de carga diferentes para cada caso. Eso es muy sencillo de hacer teniendo la pendiente de techo y conociendo de antemano en cuantas partes se va a dividir cada lado del tijeral principal.

Incluyendo los datos de la geometría del tijeral, se pueden obtener dichos valores con una simple hoja de cálculo. Como se muestra a continuación:

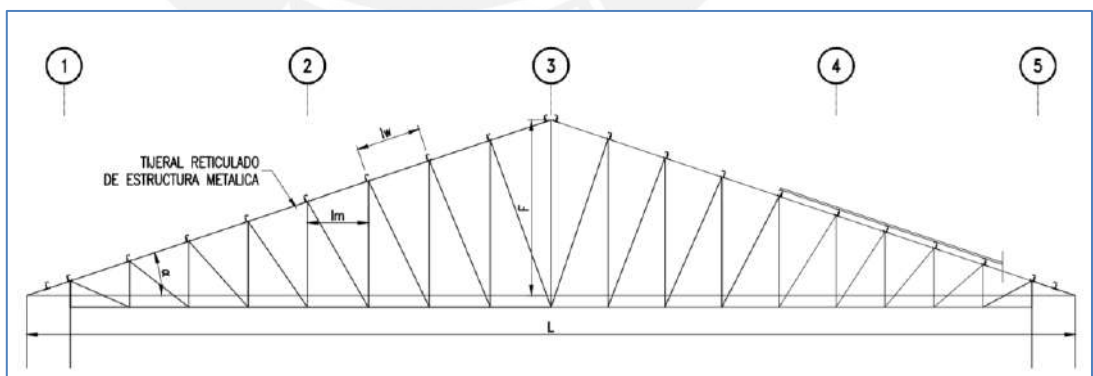


Figura 98: Elevación típica de tijeral-Cálculo de distancias l_m y l_w .

$$F(m) = 3.867$$

$$l(m) = 23.5$$

$$\alpha (^{\circ}) = 18.22$$

$$n = 8$$

Con estos datos obtenemos los siguientes valores:

$lm(m) = 1.47$ (Espacio entre viguetas para cargas muertas, de techo y nieve).

$lw(m) = 1.55$ (Espacio entre viguetas para cargas de viento).

9.2 Cargas muertas (D)

Las cargas muertas son las consideradas por el software SAP 2000, en cada una de las secciones definidas para la estructura. Se debe verificar que en el software se definan los materiales con su respectivo peso.

9.3 Sobrecarga Muerta (D)

La cobertura y la iluminación generan sobrecargas muertas sobre las viguetas de techo

Hallamos el peso de la sobrecarga por m^2 y la distribuimos por vigueta, de acuerdo al área de contribución.

Para nuestro caso:

Viguetas de extremo

$$L(m) = 0.73$$

$$wm\text{-cobertura} = 0.0717 \text{ kN/m}^2$$

$$wm\text{-luminarias} = 0.1 \text{ kN/m}^2$$

$$\mathbf{wm\text{-vigueta} = 0.13 \text{ kN/m}}$$

Viguetas centrales

$$L(m) = 1.47$$

$$wm\text{-cobertura} = 0.078 \text{ kN/m}^2$$

$$wm\text{-luminarias} = 0.1 \text{ kN/m}^2$$

$$\mathbf{wm\text{-vigueta} = 0.26 \text{ kN/m}}$$

En la siguiente se observa la aplicación de estas cargas sobre las viguetas de techo en el modelo SAP 2000.

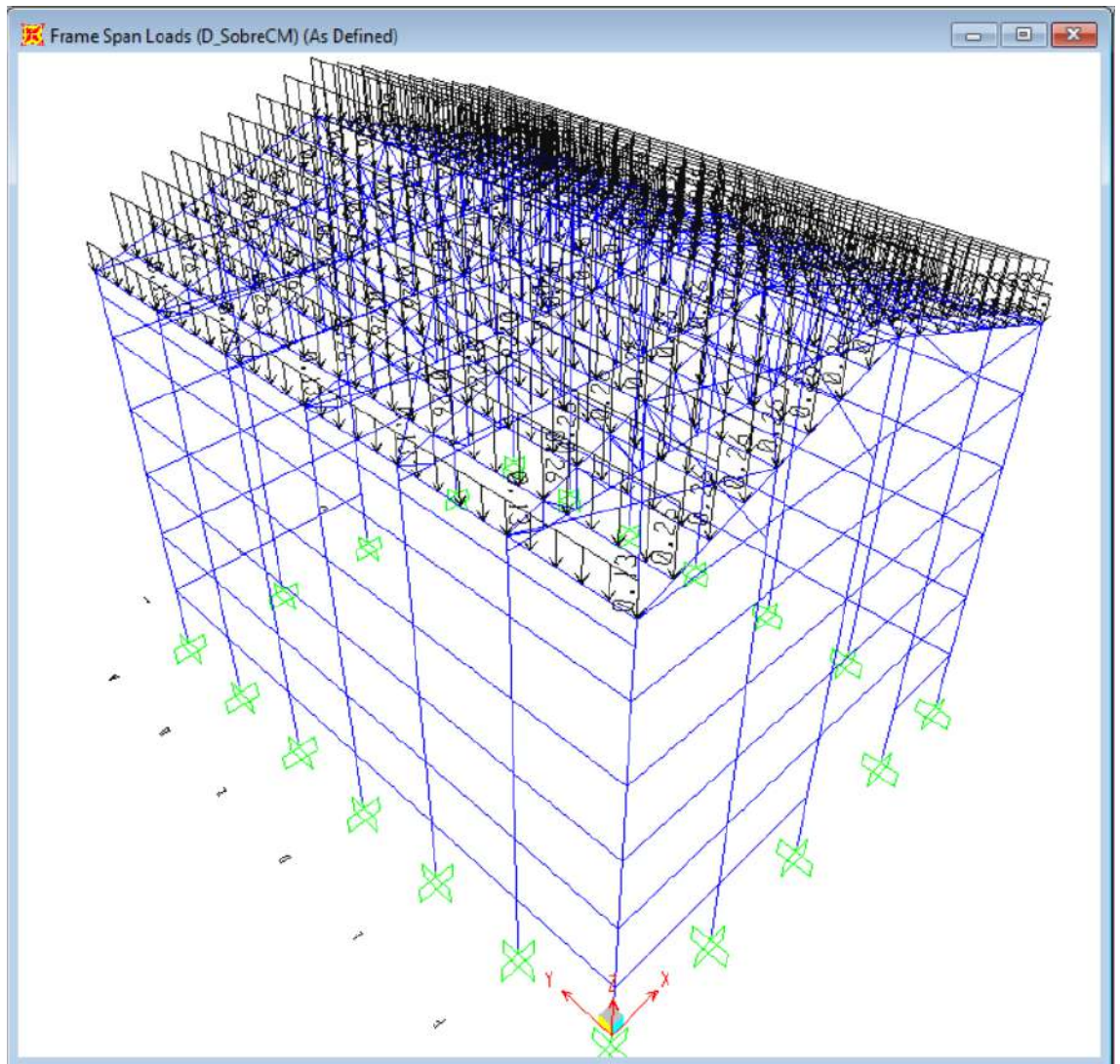


Figura 99: Sobrecargas muertas actuando en correas.

También los largueros resisten la carga muerta de los cerramientos laterales

Largueros de extremo

$$L(m)=0.534$$

$$w_m\text{-cerramiento}=0.0717 \text{ kN/m}^2$$

$$\mathbf{w_m\text{-vigüeta}=0.038 \text{ kN/m}}$$

Largueros centrales

$$L(m)=1.068$$

$$w_m\text{-cerramiento}=0.0717 \text{ kN/m}^2$$

$$\mathbf{w_m\text{-vigüeta}=0.076 \text{ kN/m}}$$

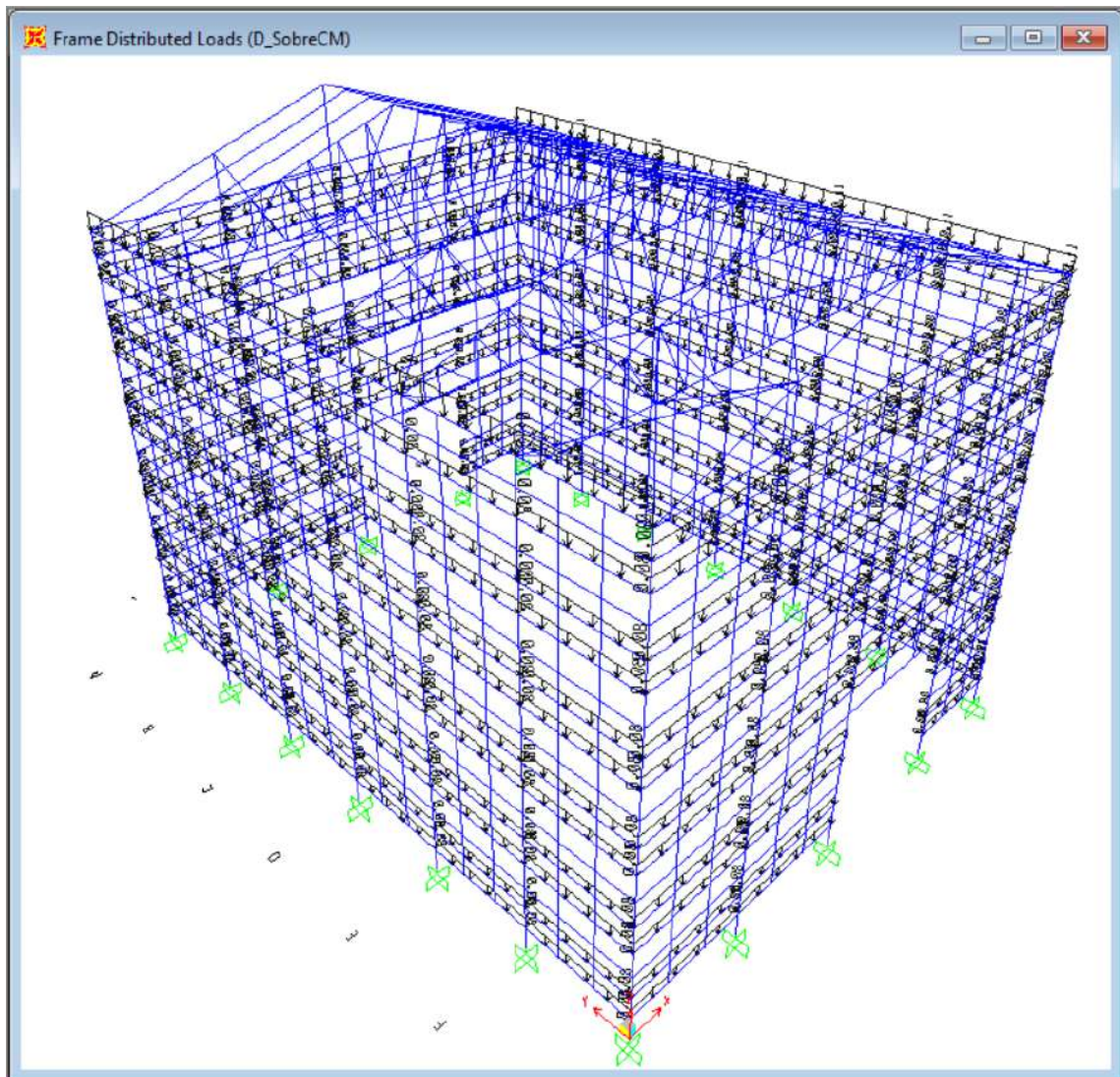


Figura 100: Sobrecargas muertas actuando sobre largueros.

9.4 Cargas vivas de Techo (Lr)

Usaremos una carga de techo de 0.3 Kipá y dicha carga la distribuiremos en las viguetas de techo:

Viguetas de extremo
L(m)= 0.73
ws/c= 0.3 kN/m²
wlr-vigueta= 0.22 kN/m

Viguetas centrales
L(m)= 1.47
ws/c= 0.3 kN/m²
wlr-vigueta= 0.44 kN/m

En la siguiente figura se observa la aplicación de las cargas vivas de techo, sobre el modelo de la estructura.

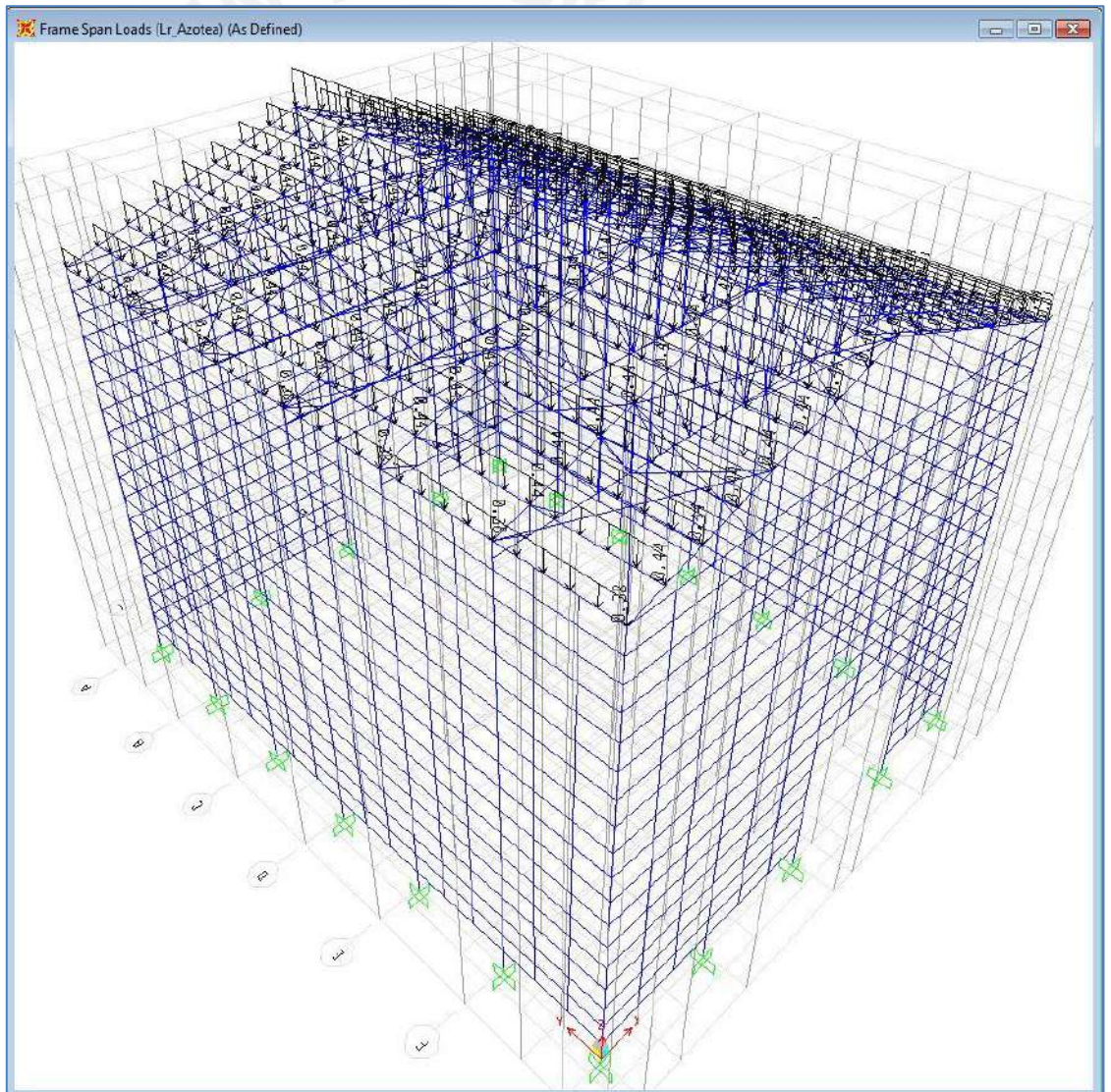


Figura 101: Cargas vivas de techo aplicadas en las correas.

9.5 Cargas vivas móviles

9.5.1 Cálculo de cargas usando normas internacionales estudiadas

Definida la información de entrada procedemos a calcular las cargas vivas móviles actuantes sobre la viga carrilera. En primeros lugares estudiaremos que pasa con el primer grupo de normas estudiadas (las que tienen fuerte influencia de ASCE 7-16), para luego calcular las cargas utilizando Eurocódigo, para así tomar una decisión final sobre que cargas utilizaríamos. Para ello realizaremos un cuadro comparativo (Ver figura siguiente).

Utilizaremos la expresión definida en 4.16;

$$Q_{wm\acute{a}x} = \frac{Q_{c1}}{4} + (Q_{c2} + Q_h)(l - e_{m\acute{i}n})/(2l)$$

Varias de las normas estudiadas exigen que se tenga un valor para la máxima carga sobre la rueda con el 25% de la carga nominal aumentada, por lo que definiremos el termino $Q'_{vm\acute{a}x}$ como:

$$Q'_{vm\acute{a}x} = \frac{Q_{c1}}{4} + (Q_{c2} + 1.25Q_h)(l - e_{m\acute{i}n})/(2l)$$

$$Q'_{vm\acute{a}x} = 234.45 \text{ kN};$$

$$Q_{vm\acute{a}x} = 204.66 \text{ kN};$$

ACCIONES GENERADAS DEL PUENTE GRÚA SOBRE LA VIGA CARRILERA						
ITEM	Norma o Estandar	País	Fuerza Vertical	Carga Vertical+% de impacto(kN)	Carga lateral(kN)	Carga longitudinal(kN)
1.00	E.030	Peru	$Q_{wm\acute{a}x}$	234.45 235.36	16.75	20.47
2.00	E.090	Peru	$Q_{wm\acute{a}x}$	234.45	16.75	20.47
3.00	ASCE 7-16	USA	$Q_{wm\acute{a}x}$	255.82	16.75	20.47
4.00	AISE Nro 13	USA	$Q_{wm\acute{a}x}$	255.82	25.00 16.75 10.75	40.93
5.00	CMMA	USA	$Q_{wm\acute{a}x}$	*Se debe recalcular $Q_{wm\acute{a}x}$ considerando factores DLF para Q_{c1} y Q_{c2} y factor HLF para Q_h .	IFD* $Q_{wm\acute{a}x}$	S_{Sk} * $Q_{wm\acute{a}x}$
6.00	NCh-1537-2009	Chile	$Q_{wm\acute{a}x}$	255.82	16.75	20.47
7.00	NSR-10-Titulo B-Cargas	Colombia	$Q_{wm\acute{a}x}$	234.45	16.75	20.47
8.00	COVEMIN 2002-88.	Venezuela	$Q_{wm\acute{a}x}$	234.45	16.75	20.47
9.00	IS:875-1987.	India	$Q_{wm\acute{a}x}$	255.82	8.38	10.23
10.00	Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de acero.	Mexico	$Q_{wm\acute{a}x}$	255.82	25.00 16.75 10.75	40.93

Figura 102: Cuadro comparativo de cargas sobre viga carrilera-diferentes normas.

Se decidió no usar la norma CMMA, debido a que necesita datos más precisos de parte del fabricante de esta norma y lo que deseamos es plantear cargas de manera preliminar, como sucede en los casos reales. Vemos claramente que la norma que nos indica los valores más altos a usar es AISE 13, por lo que usaremos estos valores para hacer comparativos con los que nos indique Eurocódigo.

9.5.2 Cálculo de cargas sobre viga carrilera según Eurocódigo 1-Parte 3.

Ahora hallamos las cargas verticales

Recordar que

$$F_{\varphi,k} = \varphi_i F_k$$

F_k (kN)= Componente característica estática de la acción del puente grúa.

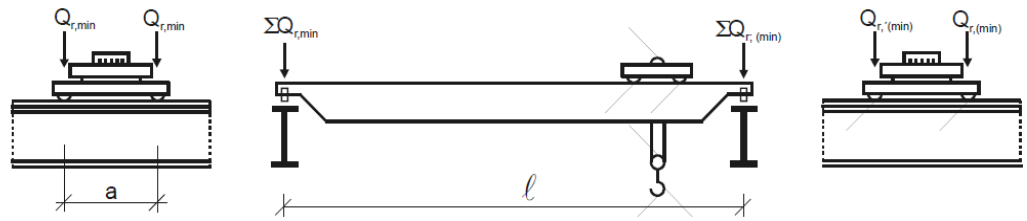
φ_i = Factores dinámicos

$F_{f,k}$ (kN)= Valor característico de la acción del puente grúa.

Con las fórmulas proporcionadas hallaremos las fuerzas verticales más el impacto y las fuerzas horizontales por aceleración y desaceleración del puente grúa, giro en planta del puente grúa y aceleración y frenado del Trolley

CÁLCULO DE CARGAS VERTICALES SOBRE LA VIGA CARRILERA

Continuamos hallando las cargas verticales para el caso del puente grúa descargado;



*Para casos 1 y 2 ($\varphi_1=1.1$)

$$Q_{c1,k}(\text{kN}) = 198 \quad Q_{c1,k} = \varphi_1 * Q_{c1}$$

$$Q_{c2,k}(\text{kN}) = 93.5 \quad Q_{c2,k} = \varphi_1 * Q_{c2}$$

$$\sum Q_{r,min}(\text{kN}) = 103.38 \quad \sum Q_{r,min} = Q_{c1,k}/2 + Q_{c2,k} * e_{min}/l.$$

$$Q_{r,min}(\text{kN}) = 51.69 \quad Q_{r,min} = \sum Q_{r,min}/2$$

$$\sum Q_{r,(min)}(\text{kN}) = 188.12 \quad \sum Q_{r,(min)} = Q_{c1,k}/2 + Q_{c2,k} * (l - e_{min})/l.$$

$$Q_{r,(min)}(\text{kN}) = 94.062 \quad Q_{r,(min)} = \sum Q_{r,(min)}/2$$

*Para casos 3,4 y 5 ($\varphi_4=1.0$)

$$Q_{c1,k}(\text{kN}) = 180 \quad Q_{c1,k} = \varphi_4 * Q_{c1}$$

$$Q_{c2,k}(\text{kN}) = 85 \quad Q_{c2,k} = \varphi_4 * Q_{c2}$$

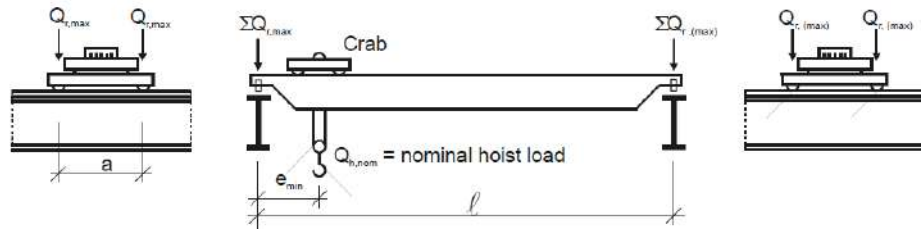
$$\sum Q_{r,min}(\text{kN}) = 93.98 \quad \sum Q_{r,min} = Q_{c1,k}/2 + Q_{c2,k} * e_{min}/l.$$

$$Q_{r,min}(\text{kN}) = 46.99 \quad Q_{r,min} = \sum Q_{r,min}/2$$

$$\sum Q_{r,(min)}(\text{kN}) = 171.02 \quad \sum Q_{r,(min)} = Q_{c1,k}/2 + Q_{c2,k} * (l - e_{min})/l.$$

$$Q_{r,(min)}(\text{kN}) = 85.51 \quad Q_{r,(min)} = \sum Q_{r,(min)}/2$$

Para el caso del puente grúa cargado tenemos las siguientes operaciones para las cargas verticales;



*Para Caso 1

$$\varphi_1 = 1.1$$

$$\varphi_2 = 1.18$$

$$Q_{c1,k}(\text{kN}) = 198 \quad Q_{c1,k} = \varphi_1 * Q_{c1}$$

$$Q_{c2,k}(\text{kN}) = 93.5 \quad Q_{c2,k} = \varphi_1 * Q_{c2}$$

$$Q_{h,k}(\text{kN}) = 296 \quad Q_{h2,k} = \varphi_2 * Q_h$$

$$\Sigma Q_{r,m\acute{a}x}(\text{kN}) = 470.27 \quad \Sigma Q_{r,m\acute{a}x} = Q_{c1,k}/2 + (Q_{c2,k} + Q_{h,k}) * (l - e_{\min})/l$$

$$Q_{r,m\acute{a}x}(\text{kN}) = 235.13 \quad Q_{r,m\acute{a}x} = \Sigma Q_{r,m\acute{a}x}/2$$

$$\Sigma Q_{r,(m\acute{a}x)}(\text{kN}) = 117.23 \quad \Sigma Q_{r,(m\acute{a}x)} = Q_{c1,k}/2 + (Q_{c2,k} + Q_{h,k}) * e_{\min}/l$$

$$Q_{r,(m\acute{a}x)}(\text{kN}) = 58.616 \quad Q_{r,(m\acute{a}x)} = \Sigma Q_{r,(m\acute{a}x)}/2$$

*Para Caso 2

$$\varphi_1 = 1.1$$

$$\varphi_3 = 1.00$$

$$Q_{c1,k}(\text{kN}) = 198 \quad Q_{c1,k} = \varphi_1 * Q_{c1}$$

$$Q_{c2,k}(\text{kN}) = 93.5 \quad Q_{c2,k} = \varphi_1 * Q_{c2}$$

$$Q_{h,k}(\text{kN}) = 250 \quad Q_{h2,k} = \varphi_2 * Q_h$$

$$\Sigma Q_{r,m\acute{a}x}(\text{kN}) = 426.42 \quad \Sigma Q_{r,m\acute{a}x} = Q_{c1,k}/2 + (Q_{c2,k} + Q_{h,k}) * (l - e_{\min})/l$$

$$Q_{r,m\acute{a}x}(\text{kN}) = 213.21 \quad Q_{r,m\acute{a}x} = \Sigma Q_{r,m\acute{a}x}/2$$

$$\Sigma Q_{r,(m\acute{a}x)}(\text{kN}) = 115.08 \quad \Sigma Q_{r,(m\acute{a}x)} = Q_{c1,k}/2 + (Q_{c2,k} + Q_{h,k}) * e_{\min}/l$$

$$Q_{r,(m\acute{a}x)}(\text{kN}) = 57.539 \quad Q_{r,(m\acute{a}x)} = \Sigma Q_{r,(m\acute{a}x)}/2$$

*Para Caso 4 y 5

$$(\varphi_4=1.0)$$

$$(\varphi_5=1.5)$$

$$Q_{c1,k}(\text{kN})= 180 \quad Q_{c1,k}=\varphi_4 * Q_{c1}$$

$$Q_{c2,k}(\text{kN})= 85 \quad Q_{c2,k}=\varphi_4 * Q_{c2}$$

$$Q_{h,k}(\text{kN})= 250 \quad Q_{h2,k}=\varphi_4 * Q_h$$

$$\sum Q_{r,\text{máx}}(\text{kN})= 409.32 \quad \sum Q_{r,\text{máx}}=Q_{c1,k}/2+(Q_{c2,k}+ Q_{h,k})*(1-e_{\text{mín}})/l.$$

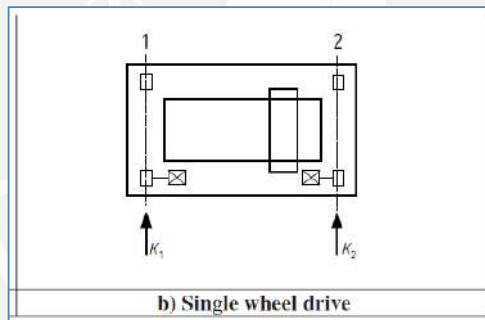
$$Q_{r,\text{max}}(\text{kN})= 204.66 \quad Q_{r,\text{max}}=\sum Q_{r,\text{max}}/2$$

$$\sum Q_{r,(\text{máx})}(\text{kN})= 105.68 \quad \sum Q_{r,(\text{máx})}=Q_{c1,k}/2+(Q_{c2,k}+ Q_{h,k})*e_{\text{mín}}/l.$$

$$Q_{r,(\text{máx})}(\text{kN})= 52.84 \quad Q_{r,(\text{máx})}=\sum Q_{r,(\text{máx})}/2$$

CÁLCULO DE CARGAS HORIZONTALES POR ACELERACIÓN Y DESACELERACIÓN DEL PUENTE GRÚA.

*Cálculo de K.



$$K = K_1 + K_2 = \mu \sum Q_{r,\text{min}}^* \quad K(\text{EC 1-Part 3-2.7.3})$$

$$\text{for a single wheel drive: } \sum Q_{r,\text{min}}^* = m_w Q_{r,\text{min}}$$

*Para Caso 4 y 5

$$(\varphi_4=1.0)$$

$$(\varphi_5=1.5)$$

$$K = K_1 + K_2 = \mu \sum Q_{r,\text{min}}^*$$

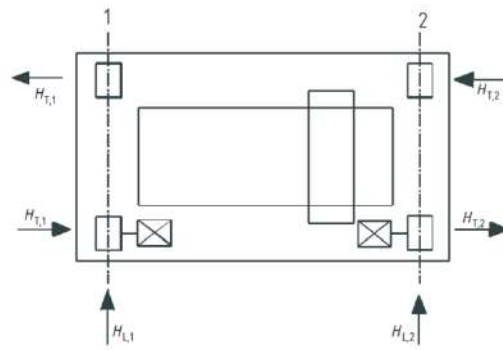
$$\text{for a single wheel drive: } \sum Q_{r,\text{min}}^* = m_w Q_{r,\text{min}}$$

$$m_w= 2$$

$$\mu= 0.2$$

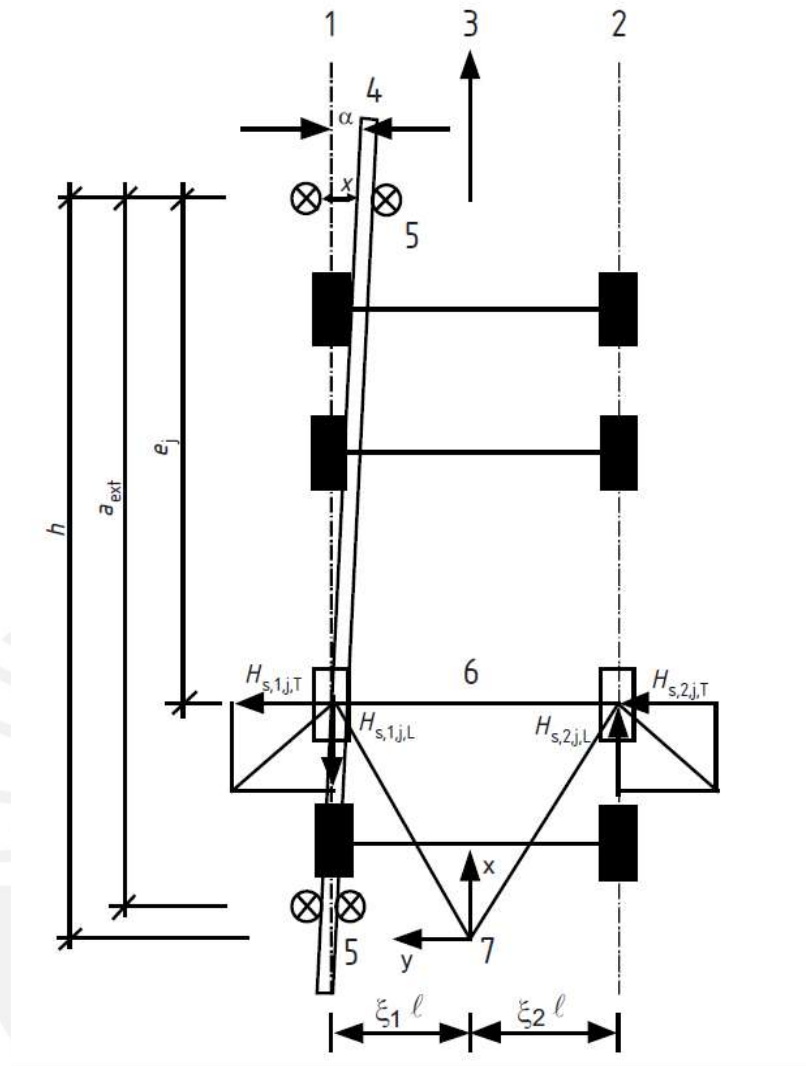
$$\sum Q_{r,\text{min}}^*(\text{kN})= 93.98$$

$$K(\text{kN})= 18.80$$



$nr=$	2	
$H_{L1}=H_{L2}(kg)=$	14.10	$H_{L1}=H_{L2}=\varphi 5 \cdot K/nr$
$\Sigma Q_r=$	515	$\Sigma Q_r = \Sigma Q_{r,max} + \Sigma Q_{r,(max)}$
$\zeta_1=$	0.795	$\zeta_1 = \frac{\Sigma Q_{r,max}}{\Sigma Q_r}$
$\zeta_2=$	0.205	$\zeta_2 = 1 - \zeta_1$
$l_s=$	6.928	$l_s = (\zeta_1 - 0,5)l$
$M(kg \cdot m)=$	130.2	$M = K l_s$
$H_{T1}(kN)=$	13.63	$H_{T,1} = \varphi_s \zeta_2 \frac{M}{a}$
$H_{T2}(kN)=$	52.80	$H_{T,2} = \varphi_s \zeta_1 \frac{M}{a}$

CÁLCULO DE CARGAS POR GIRO EN PLANTA DE PUENTE GRÚA.



*Cálculo de ángulo α

Table 2.7 — Definition of α_F, α_V and α_0

Angles α_i	Minimum values of α_i
$\alpha_F = \frac{0,75x}{a_{ext}}$	$0,75x \geq 5$ mm for guide rollers
	$0,75x \geq 10$ mm for wheel flanges
$\alpha_V = \frac{y}{a_{ext}}$	$y \geq 0,03b$ mm for guide rollers
	$y \geq 0,10b$ mm for wheel flanges
α_0	$\alpha_0 = 0,001$

$$\alpha = \alpha_F + \alpha_V + \alpha_0 \leq 0,015 \text{ rad}$$

$\alpha_F =$ 0.0034 $b(\text{mm}) =$ 50

$\alpha_V =$ 0.0017

$\alpha_0 =$ 0.001

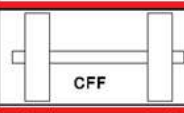
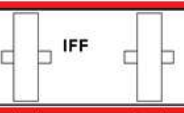
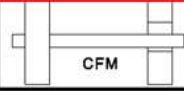

$\alpha =$ 0.0061

*Cálculo de factor no positivo

$f =$ 0.235 $f = 0,3 (1 - \exp(-250 \alpha)) \leq 0,3$

*Cálculo de la distancia h

Table 2.8 — Determination of the distance h

Fixing of wheels according to lateral movements	Combination of wheel pairs		h
	coupled (c)	independent (i)	
Fixed/Fixed FF			$\frac{m \xi_1 \xi_2 \ell^2 + \sum e_j^2}{\sum e_j}$
Fixed/Movable FM			$\frac{m \xi_1 \ell^2 + \sum e_j^2}{\sum e_j}$

Where:
 h is the distance between the instantaneous centre of rotation and the relevant guidance means;
 m is the number of pairs of coupled wheels ($m = 0$ for independent wheel pairs);
 $\xi_1 \ell$ is the distance of the instantaneous centre of rotation from rail 1;
 $\xi_2 \ell$ is the distance of the instantaneous centre of rotation from rail 2;
 ℓ is the span of the appliance;
 e_j is the distance of the wheel pair j from the relevant guidance means.

$m =$ 0

$e1(m) =$ 0

$e2(m) =$ 2.94

$h(m) =$ 2.94

Table 2.9 — Determination of distance $\lambda_{S,i,j,k}$ values

System	$\lambda_{S,j}$	$\lambda_{S,1,j,L}$	$\lambda_{S,1,j,T}$	$\lambda_{S,2,j,L}$	$\lambda_{S,2,j,T}$
CFP	$1 - \frac{\sum e_j}{nh}$	$\frac{\xi_1 \xi_2 \ell}{n h}$	$\frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_1}{h}\right)$	$\frac{\xi_1 \xi_2 \ell}{n h}$	$\frac{\xi_1}{n} \left(1 - \frac{e_1}{h}\right)$
IFF		0	$\frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$	0	$\frac{\xi_1}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$
CFM	$\xi_2 \left(1 - \frac{\sum e_j}{nh}\right)$	$\frac{\xi_1 \xi_2 \ell}{n h}$	$\frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$	$\frac{\xi_1 \xi_2 \ell}{n h}$	0
IFM		0	$\frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$	0	0

Where:
 n is the number of wheel pairs;
 $\xi_1 \ell$ is the distance of the instantaneous centre of rotation from rail 1;
 $\xi_2 \ell$ is the distance of the instantaneous centre of rotation from rail 2;
 ℓ is the span of the appliance;
 e_j is the distance of the wheel pair j from the relevant guidance means;
 h is the distance between the instantaneous centre of rotation and the relevant guidance means.

$$\lambda_{S,1,L} = 0 \quad \lambda_{S,1,L} = \lambda_{S,2,L} = 0$$

$$\lambda_{S,2,L} = 0 \quad \lambda_{S,1,1,T} = \frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_1}{h}\right)$$

$$\lambda_{S,1,1,T} = 0.103 \quad \lambda_{S,2,1,T} = \frac{\xi_1}{n} \left(1 - \frac{e_1}{h}\right)$$

$$\lambda_{S,2,1,T} = 0.397 \quad \lambda_{S,1,2,T} = \frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_2}{h}\right)$$

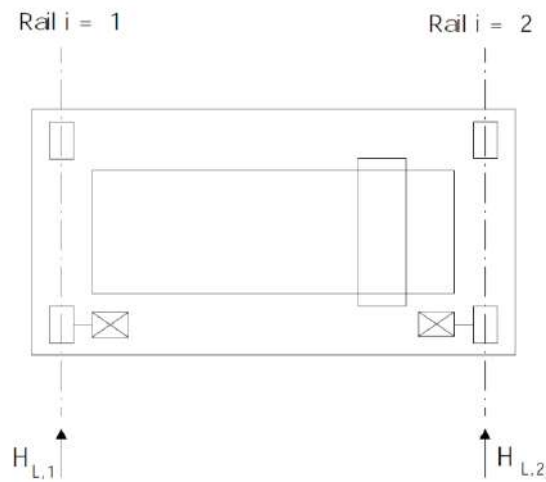
$$\lambda_{S,1,2,T} = 0.000 \quad \lambda_{S,2,2,T} = \frac{\xi_1}{n} \left(1 - \frac{e_2}{h}\right)$$

$$\lambda_{S,2,2,T} = 0.000 \quad \lambda_S = 1 - \frac{\sum e_j}{n \cdot h}$$

$$\lambda_S = 0.5$$

$$H_{S,1,L} = f \cdot \lambda_{S,1,L} \cdot \sum Q_r = 0$$

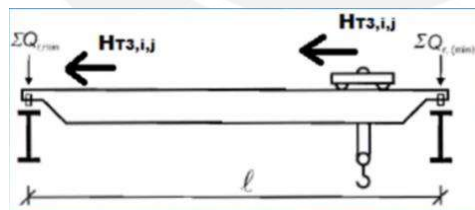
$$H_{S,2,L} = f \cdot \lambda_{S,2,L} \cdot \sum Q_r = 0$$



$S(\text{kN}) =$	60.45	$S = f \lambda_{S,j} \sum Q_r$
$H_{S,1,1,T}(\text{kN}) =$	12.40	$H_{S,1,1,T} = f \cdot \lambda_{S,1,1,T} \cdot \sum Q_r$
$H_{S,2,1,T}(\text{kN}) =$	48.04	$H_{S,2,1,T} = f \cdot \lambda_{S,2,1,T} \cdot \sum Q_r$
$H_{S,1,T}(\text{kN}) =$	48.04	$H_{S,1,T} = S - H_{S,1,1,T}$
$H_{S,1,2,T} = f \cdot \lambda_{S,1,2,T} \cdot \sum Q_r =$	0	
$H_{S,2,2,T} = f \cdot \lambda_{S,2,2,T} \cdot \sum Q_r =$	0	

CÁLCULO DE CARGAS POR ACELERACIÓN Y FRENADO DEL TROLLEY.

*Cálculo de Fuerzas Transversales



$$H_{T3} = 0.10 \cdot (Q_c + Q_h) / 4$$

$$H_{T3}(\text{Kn}) = 8.38$$

CUADRO FINAL DE CARGAS

Finalmente, con la información anterior llenamos el cuadro de cargas de Eurocódigo

		TIPO DE CARGA	Símbolo	Sección	Grupos de cargas					
					Estados limite últimos					
					1	2	3	4.00	5.00	6
					$\varphi 1=1.1$	$\varphi 1=1.1$	1	$\varphi 4=1.0$	$\varphi 4=1.0$	$\varphi 4=1.0$
$\varphi 2=1.32$	$\varphi 3=1.00$	$\varphi 5=1.50$	$\varphi 3=1.00$							
		$\varphi 5=1.50$	$\varphi 5=1.50$							
Cargas Verticales	1	Peso propio del puente grúa	$Q_{r,(min)}$	2.6	94.06	94.06	85.51	85.51	85.51	85.51
			$Q_{r,min}$	2.6	51.69	51.69	46.99	46.99	46.99	46.99
	2	Carga de izaje	$Q_{r,(máx)}$	2.6	58.62	57.54	-	52.84	52.84	52.84
			$Q_{r,máx}$	2.6	235.13	213.21	-	204.66	204.66	204.66
Cargas Horizontales	3	Aceleración del puente grúa	H_{L1}	2.7	14.10	14.10	14.10	14.10	-	
			H_{L2}	2.7	14.10	14.10	14.10	14.10	-	
			H_{T1}	2.7	13.63	13.63	13.63	13.63	-	
			H_{T2}	2.7	52.80	52.80	52.80	52.80	-	
	4	Desviación del puente grúa	$H_{S1,L}$	2.7	-	-	-	-	0.00	
			$H_{S2,L}$	2.7	-	-	-	-	0.00	
			$H_{S1,T}$	2.7	-	-	-	-	48.04	
			$H_{S2,T}$	2.7	-	-	-	-	48.04	-
	5	Aceleración o frenado del gancho o bloque de izaje	H_{T3}	2.7	-	-	-	-	-	8.38

Figura 103: Grupos de carga -Estados límites últimos-Eurocódigo 3-Parte 1.

COMENTARIOS DE COMPARACIÓN DE NORMAS TÉCNICAS PARA HALLAR CARGAS SOBRE VIGAS CARRILERAS

En 4.2 se hizo una estimación preliminar de las cargas de impacto vertical y cargas horizontales (longitudinal y transversal)

Impacto vertical=====15.88kN.

Carga horizontal longitudinal=====40.9kN

Carga horizontal lateral=====16.8 KN.

***Comparación con norma ASCE 7-16**

Debemos tener en cuenta que el incremento de carga vertical en la mayoría de las normas estudiadas que se basan en ASCE 7-16, es:

$$Q_{vmáx} = 204.66 \text{ kN};$$

$$Q'_{vmáx} = 255.82 \text{ kN};$$

$$\Delta = 255.82 - 204.66 = 51.16 \text{ kN}$$

Vemos que este impacto es mucho mayor al que obtuvimos en el estudio preliminar. (51.16kN>15.88kN)

Para el caso de la carga horizontal longitudinal, el estudio previo del problema nos da una carga de 40.9kN, mucho mayor a la de la norma ASCE 7-16(40.9 kN> vs 20.47kN).

Finalmente, para el caso de la carga horizontal lateral, nuestro análisis previo muestra casi similares a los de ASCE 7-16(16.8 kN vs 16.75 kN).

***Comparación con norma AISE 13**

Para el caso incremento de impacto vertical:

$$Q_{vm\acute{a}x} = 204.66 \text{ kN};$$

$$Q'_{vm\acute{a}x} = 255.82 \text{ kN};$$

$$\Delta = 255.82 - 204.66 = 51.16 \text{ kN}$$

Vemos que este impacto es mucho mayor al que obtuvimos en el estudio preliminar. (51.16kN>15.88kN).

Para el caso de la carga horizontal longitudinal, el estudio previo del problema nos da una carga de 40.9kN, muy similar al valor indicado por AISE 13(40.93 kN> vs 40.9kN).

Finalmente, para el caso de la carga horizontal lateral, nuestro análisis previo muestra valores menores a los de AISE 13(25kN>16.80 kN).

***Comparación con norma Eurocodigo**

Para el caso incremento de impacto vertical:

$$Q_{vm\acute{a}x} = 204.66 \text{ kN};$$

$$Q'_{vm\acute{a}x} = 235.13 \text{ kN};$$

$$\Delta = 235.13 - 204.66 = 30.47 \text{ kN}$$

Vemos que este impacto es mucho mayor al que obtuvimos en el estudio preliminar. (30.47 N>15.88kN).

Para el caso de la carga horizontal longitudinal, el estudio previo del problema nos da una carga de 40.9kN, bastante mayor a la indicada por Eurocodigo (40.90 kN> vs14.10kN).

Finalmente, para el caso de la carga horizontal lateral, nuestro análisis previo muestra valores menores a los de Eurocodigo(52.80kN>16.80 kN).

Se ha observado que la aplicación de la norma Eurocódigo requiere de muchas variables para finalmente obtener el cuadro de cargas final. Es más que obvio que muchos de estos datos han tenido que ser asumidos por el diseñador y en un cálculo real no se podría tener estos datos a la mano con anticipación para iniciar el proyecto. Muy distinto de las otras normas, donde el cálculo de las cargas es más directo y sencillo.

Si bien es cierto la norma peruana falla al momento de no definir claramente los conceptos básicos, estos se han ido aclarando conforme se ha revisado otras normas que también tiene fuerte influencia de ASCE 7-16.

Por lo tanto, en este caso aplicaremos las cargas definidas por AISE 13, toda vez que incluso presenta valores mayores a las de las normas peruanas, con lo cual garantizamos su cumplimiento por ser ley. Debemos tomar en cuenta que nuestro análisis preliminar establecido en 4.2, puede haber obviado detalles operativos que influyan en la magnitud de las fuerzas indicadas. Mas allá de ello, las cargas de AISE 13 son las más cercanas a las del análisis preliminar.

Lovov, (1984) soluciono la determinación de las fuerzas horizontales como una tarea dinámica. El resultado de esta solución es un modelo dinámico con variables cinemáticas que describen el movimiento de puente grúa a lo largo de las vigas carrileras y el módulo de las fuerzas laterales entre las llantas de las vigas testeras y la viga carrilera. El modelo es complejo y estudios sobre el podrían ser incluidos en tesis posteriores. (Ver figura siguiente)

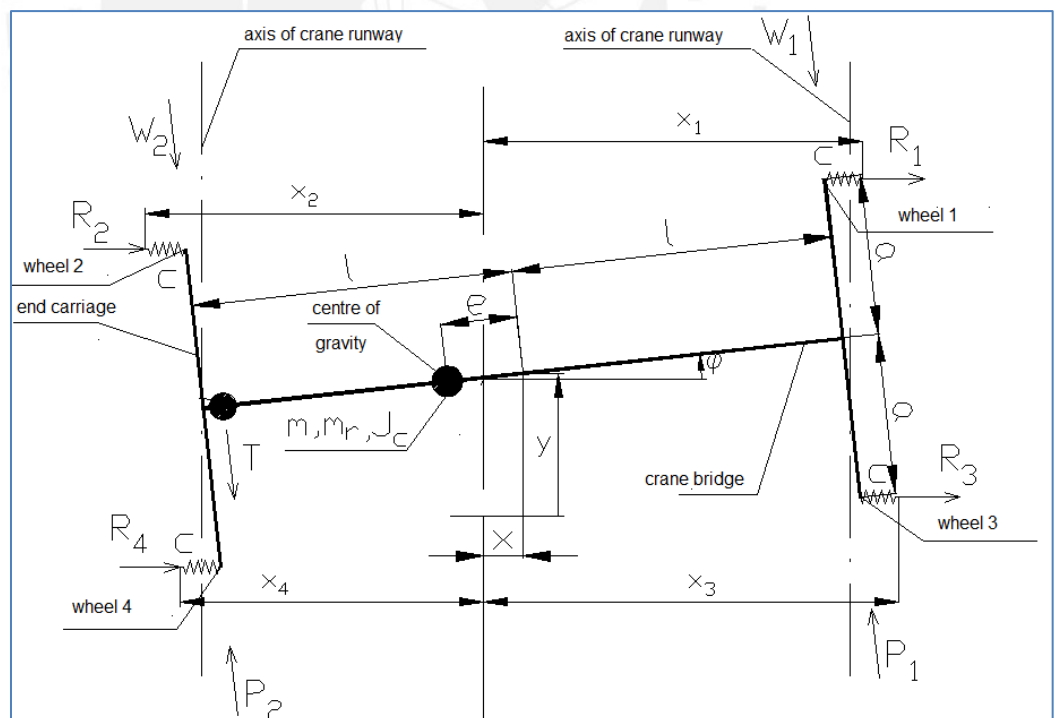


Figura 104:Modelo Dinámico de Lovov de acciones de fuerzas horizontales sobre puente grúa.

9.6 Cargas sísmicas

9.6.1 Generalidades

Se realizan los análisis estático y modal indicados en la norma E.030, tanto para la dirección X como para la dirección Y. En este caso tenemos columnas de concreto armado y tijerales de estructura metálica. Siguiendo lo indicado en artículo 18.2 de la norma E.030, tomaremos el menor coeficiente R_o , que es el correspondiente a pórticos ordinarios concéntricamente arriostrados ($R_o=4$). Considerando que tenemos una estructura regular, $R_{xx}=4.0$.

Para el caso de la dirección Y tenemos pórticos de concreto armado, por lo que usaremos el valor de $R_o=8$. Considerando que se trata de una estructura regular, $R_{yy}=8.0$.

9.6.2 Cálculo de modos de vibración

Considerando que, para el modelado de la estructura, se han usado más de 1600 elementos "frame" de SAP 2000, para cumplir el requisito que la suma de masas efectivas debe ser por lo menos 90%, han sido necesarios 300 modos de vibración, tal como se muestra en las siguientes figuras.

Como se observa en las tablas, el modo principal en la dirección X-X, es el Modo 66, con un porcentaje de participación de masa de 72% ($T_{xx}=0.768s$) y para la dirección Y-Y es el Modo 67 con un porcentaje de participación de masa de 74% ($T_{yy}=0.648s$).

Modo	Periodo	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	20.49651	2.127E-12	0.0002952	6.515E-12	2.13E-12	0.000295
2	20.49353	1.673E-11	0.00003819	1.058E-10	1.89E-11	0.000333
3	20.49176	2.649E-12	0.00002259	7.331E-11	2.15E-11	0.000356
4	20.49122	6.094E-12	2.356E-06	1.039E-14	2.76E-11	0.000358
5	20.49082	3.359E-13	4.053E-06	1.792E-13	2.79E-11	0.000362
6	20.35765	2.566E-12	0.0004349	2.724E-12	3.05E-11	0.000797
7	20.35548	2.307E-12	2.096E-06	1.151E-11	3.28E-11	0.0008
8	20.35455	8.466E-12	0.00000362	9.5E-12	4.13E-11	0.000803
9	20.35417	3.857E-12	2.382E-09	1.729E-11	4.51E-11	0.000803
10	20.35396	5.119E-13	0.00001058	6.389E-14	4.56E-11	0.000814
11	16.56065	7.221E-12	0.0001274	2.701E-13	5.29E-11	0.000941
12	16.559	8.845E-12	2.723E-08	5.211E-13	6.17E-11	0.000941
13	16.55855	1.162E-11	8.869E-08	5.374E-14	7.33E-11	0.000941
14	16.55846	1.466E-15	5.643E-07	1.309E-13	7.33E-11	0.000942
15	16.55831	1.103E-11	3.927E-06	4.867E-14	8.44E-11	0.000946
16	16.46823	1.183E-11	0.0001299	7.243E-12	9.62E-11	0.001076
17	16.46537	2.89E-11	4.358E-06	9.807E-11	1.25E-10	0.00108
18	16.46477	2.489E-11	0.00000265	3.795E-11	1.5E-10	0.001083
19	16.46445	3.397E-12	2.803E-06	1.907E-11	1.53E-10	0.001085
20	16.46411	4.067E-13	2.694E-06	1.227E-12	1.54E-10	0.001088
21	13.3753	2.185E-11	0.0001221	2.297E-13	1.76E-10	0.00121
22	13.37275	2.566E-11	2.476E-09	1.549E-11	2.01E-10	0.00121
23	13.37236	4.488E-11	2.207E-09	1.212E-11	2.46E-10	0.00121
24	13.37214	7.65E-13	1.213E-07	3.36E-12	2.47E-10	0.00121
25	13.37201	2.635E-11	5.099E-06	2.532E-13	2.73E-10	0.001215
26	12.88623	4.942E-11	0.0001199	1.173E-11	3.23E-10	0.001335
27	12.88207	5.836E-12	5.071E-07	2.289E-10	3.29E-10	0.001336
28	12.88176	1.687E-10	2.055E-06	3.391E-12	4.97E-10	0.001338
29	12.88119	5.044E-13	2.098E-06	6.131E-11	4.98E-10	0.00134
30	12.88084	1.964E-12	3.285E-06	3.531E-12	5E-10	0.001343
31	10.30611	7.44E-11	0.0001103	6.771E-12	5.74E-10	0.001454
32	10.30214	3.249E-11	1.807E-10	1.655E-10	6.07E-10	0.001454
33	10.30184	2.583E-10	2.281E-07	6.251E-11	8.65E-10	0.001454
34	10.30142	1.523E-11	9.925E-07	2.769E-11	8.8E-10	0.001455
35	10.30125	3.586E-11	4.409E-06	4.822E-12	9.16E-10	0.001459
36	7.523257	2.11E-10	0.0002114	2.018E-11	1.13E-09	0.001671
37	7.52071	7.749E-12	2.621E-07	5.714E-10	1.14E-09	0.001671
38	7.52055	5.137E-10	3.062E-06	1.675E-11	1.65E-09	0.001674
39	7.520379	7.793E-12	4.499E-06	8.508E-11	1.66E-09	0.001678
40	7.519957	4.284E-11	5.222E-06	4.95E-11	1.7E-09	0.001684
41	5.655525	3.518E-10	0.0001775	2.33E-11	2.05E-09	0.001861
42	5.653432	1.371E-10	1.099E-07	8.087E-10	2.19E-09	0.001861
43	5.653344	8.548E-10	2.712E-07	7.622E-12	3.04E-09	0.001861
44	5.653186	1.046E-10	4.562E-06	3.666E-11	3.15E-09	0.001866
45	5.653038	6.979E-11	4.475E-06	3.505E-11	3.22E-09	0.001871
46	5.212507	1.513E-10	0.0001259	3.648E-12	3.37E-09	0.001996
47	5.212159	7.282E-13	1.351E-07	2.241E-10	3.37E-09	0.001996

Figura 105:Lista de Modos de Vibración de la estructura.

Modo	Periodo	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
48	5.212122	2.22E-10	1.757E-06	3.694E-12	3.59E-09	0.001998
49	5.212089	9.299E-12	3.742E-06	3.936E-11	3.6E-09	0.002002
50	5.211792	1.661E-10	9.185E-06	6.09E-11	3.77E-09	0.002011
51	3.988356	3.382E-10	0.0001063	9.854E-12	4.11E-09	0.002117
52	3.988016	5.705E-11	7.282E-08	3.706E-10	4.16E-09	0.002118
53	3.988002	6.063E-10	2.241E-07	1.635E-13	4.77E-09	0.002118
54	3.987971	2.068E-11	2.382E-06	2.895E-11	4.79E-09	0.00212
55	3.987952	5.945E-11	2.998E-06	1.341E-11	4.85E-09	0.002123
56	3.116697	2.193E-10	0.0001143	3.767E-14	5.07E-09	0.002237
57	3.116654	2.926E-11	3.141E-09	4.087E-11	5.1E-09	0.002237
58	3.116653	9.536E-11	5.057E-08	5.061E-13	5.19E-09	0.002237
59	3.116653	2.776E-13	1.211E-06	2.067E-12	5.19E-09	0.002239
60	3.116444	3.392E-10	0.00001868	8.401E-12	5.53E-09	0.002257
61	2.480669	7.351E-10	0.0001065	5.149E-13	6.27E-09	0.002364
62	2.480621	4.218E-10	3.674E-08	4.712E-11	6.69E-09	0.002364
63	2.480619	1.31E-10	2.777E-10	2.485E-11	6.82E-09	0.002364
64	2.480618	1.153E-11	1.479E-06	2.214E-12	6.83E-09	0.002365
65	2.480617	3.262E-11	2.021E-07	3.765E-12	6.86E-09	0.002366
66	0.768441	0.72	8.727E-07	1.397E-07	0.72	0.00
67	0.64757	1.492E-06	0.744	2.289E-06	0.72	0.75
68	0.573198	2.035E-07	0.0001724	1.212E-09	0.72	0.75
69	0.476441	0.001127	0.00007541	2.278E-08	0.72	0.75
70	0.420795	0.00001388	0.003868	0.00001026	0.72	0.75
71	0.419762	1.268E-06	0.003452	6.982E-06	0.72	0.75
72	0.419278	1.478E-06	0.0007551	0.00001372	0.72	0.76
73	0.418723	6.898E-07	0.0000309	7.879E-07	0.72	0.76
74	0.376052	0.002397	2.188E-07	3.87E-08	0.72	0.76
75	0.374931	0.00005504	9.93E-08	3.552E-12	0.72	0.76
76	0.374837	1.915E-06	1.006E-08	2.145E-10	0.72	0.76
77	0.374829	5.305E-07	1.615E-09	8.352E-10	0.72	0.76
78	0.374686	0.0002001	1.102E-08	2.097E-09	0.72	0.76
79	0.374598	0.0003061	1.248E-07	1.803E-09	0.72	0.76
80	0.365392	8.395E-08	0.0004478	5.931E-08	0.72	0.76
81	0.365371	0.00006866	0.0005382	7.724E-06	0.72	0.76
82	0.365088	4.819E-07	5.804E-06	9.613E-07	0.72	0.76
83	0.364937	0.00002643	0.001185	1.907E-07	0.72	0.76
84	0.35556	0.001466	0.001307	0.00007727	0.73	0.76
85	0.354946	0.016	0.00002029	5.647E-06	0.74	0.76
86	0.342055	6.071E-07	0.001086	0.002157	0.74	0.76
87	0.323387	1.452E-06	0.00998	2.377E-07	0.74	0.77
88	0.315805	2.695E-08	1.528E-07	4.789E-09	0.74	0.77
89	0.31574	8.306E-07	5.125E-08	1.283E-07	0.74	0.77
90	0.315495	8.323E-09	2.903E-06	3.992E-07	0.74	0.77
91	0.315461	2.589E-08	0.00001522	1.705E-07	0.74	0.77
92	0.304574	1.089E-07	0.0003323	1.637E-07	0.74	0.77
93	0.300106	3.363E-06	0.0003517	0.001454	0.74	0.77
94	0.285295	1.223E-06	0.00203	0.0001937	0.74	0.77

Figura 106:Lista de Modos de Vibración de la estructura.

Modo	Periodo	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
95	0.26399	0.001089	8.131E-09	2.328E-06	0.74	0.77
96	0.263896	0.0001049	1.904E-06	1.493E-07	0.74	0.77
97	0.263636	9.783E-06	4.488E-06	1.3E-08	0.74	0.77
98	0.263621	1.891E-06	0.00001085	6.646E-08	0.74	0.77
99	0.263571	6.325E-07	2.226E-06	2.195E-08	0.74	0.77
100	0.263562	0.00005002	0.00001974	1.136E-07	0.74	0.77
101	0.251315	0.001809	3.896E-06	0.00001807	0.75	0.77
102	0.251074	0.00002699	5.403E-08	0.00000194	0.75	0.77
103	0.250802	0.00004563	0.0003876	2.521E-08	0.75	0.77
104	0.250753	2.77E-08	0.00002793	2.758E-07	0.75	0.77
105	0.250714	0.00002841	0.00006096	9.101E-08	0.75	0.77
106	0.250706	1.077E-07	2.242E-06	5.559E-08	0.75	0.77
107	0.243861	8.584E-11	0.045	4.662E-06	0.75	0.82
108	0.23944	7.856E-06	0.003601	0.0001542	0.75	0.82
109	0.237917	0.00002986	0.0007139	0.0005227	0.75	0.82
110	0.237682	3.896E-06	0.0001236	0.00002679	0.75	0.82
111	0.237389	2.083E-06	0.001944	0.00007332	0.75	0.82
112	0.233646	0.000946	0.001793	0.01	0.75	0.83
113	0.22491	0.0000207	0.0002149	0.0001002	0.75	0.83
114	0.223134	7.592E-06	0.00004034	0.00001782	0.75	0.83
115	0.222855	1.667E-06	0.0001638	2.376E-06	0.75	0.83
116	0.222784	0.00006069	0.00003884	0.0001516	0.75	0.83
117	0.214144	0.075	0.0002344	0.000031	0.82	0.83
118	0.205636	0.002422	0.004417	0.001761	0.82	0.83
119	0.205224	0.015	0.00007391	7.556E-06	0.84	0.83
120	0.203169	0.00008998	3.812E-06	9.527E-06	0.84	0.83
121	0.201756	0.00003176	5.751E-09	7.446E-06	0.84	0.83
122	0.201541	2.164E-08	3.468E-06	8.008E-08	0.84	0.83
123	0.201516	5.171E-06	0.00001101	0.00000685	0.84	0.83
124	0.201509	1.026E-07	0.00000595	0.00001117	0.84	0.83
125	0.20147	6.215E-08	0.0000799	8.775E-06	0.84	0.83
126	0.185992	2.882E-06	0.0003305	0.0001778	0.84	0.83
127	0.185861	0.00008995	0.004425	0.001797	0.84	0.84
128	0.183876	0.0000172	0.001517	0.0004677	0.84	0.84
129	0.182291	1.265E-06	4.444E-06	0.00001303	0.84	0.84
130	0.181969	1.457E-06	0.00002739	2.04E-08	0.84	0.84
131	0.181851	1.717E-06	4.67E-07	6.775E-06	0.84	0.84
132	0.181471	5.234E-06	0.00109	0.0002032	0.84	0.84
133	0.180318	1.336E-07	0.001004	0.0001103	0.84	0.84
134	0.178395	4.597E-06	8.253E-07	0.0000218	0.84	0.84
135	0.178145	8.726E-07	0.0000264	6.867E-10	0.84	0.84
136	0.178108	1.042E-06	3.496E-06	0.00004166	0.84	0.84
137	0.177401	0.0003409	0.0002058	0.00002642	0.84	0.84
138	0.175797	0.0001524	0.0006862	0.0002109	0.84	0.84
139	0.175578	0.0001181	0.0008853	0.0004447	0.84	0.84
140	0.173701	6.338E-08	4.967E-07	1.022E-06	0.84	0.84
141	0.17335	3.293E-06	0.00004552	0.00001075	0.84	0.84

Figura 107:Lista de Modos de Vibración de la estructura.

Modo	Periodo	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
189	0.122116	1.447E-06	0.00001428	1.473E-08	0.87	0.89
190	0.12206	7.63E-07	9.667E-06	2.118E-07	0.87	0.89
191	0.121922	2.684E-06	0.000176	1.159E-07	0.87	0.89
192	0.121874	6.902E-06	0.00001956	0.00006698	0.87	0.89
193	0.121732	1.827E-06	3.757E-06	3.649E-06	0.87	0.89
194	0.121658	4.363E-07	0.00000436	7.477E-06	0.87	0.89
195	0.12159	0.00007926	1.094E-06	0.0000503	0.87	0.89
196	0.121468	7.477E-07	3.063E-06	0.0000268	0.87	0.89
197	0.121431	3.638E-08	8.958E-07	0.00001022	0.87	0.89
198	0.121368	7.646E-08	7.439E-07	2.748E-06	0.87	0.89
199	0.12135	3.253E-06	6.489E-06	0.00000127	0.87	0.89
200	0.121234	0.00002449	0.00001765	0.0005115	0.87	0.89
201	0.121213	3.165E-06	9.878E-07	0.00003369	0.87	0.89
202	0.121194	2.196E-06	1.306E-06	0.00001286	0.87	0.89
203	0.121079	3.66E-08	3.639E-06	7.042E-07	0.87	0.89
204	0.121047	8.771E-07	0.00001775	0.00001263	0.87	0.89
205	0.120941	1.66E-07	3.827E-06	9.217E-06	0.87	0.89
206	0.120907	1.533E-06	9.942E-07	3.522E-06	0.87	0.89
207	0.120832	1.697E-08	2.376E-07	3.295E-08	0.87	0.89
208	0.120817	9.192E-09	1.771E-06	7.488E-10	0.87	0.89
209	0.120771	1.439E-07	8.509E-08	1.967E-07	0.87	0.89
210	0.12075	0.00001256	3.593E-08	0.00007333	0.87	0.89
211	0.120744	0.00003298	9.507E-08	0.00004989	0.87	0.89
212	0.120732	1.208E-07	7.825E-08	1.338E-07	0.87	0.89
213	0.120707	1.751E-08	4.625E-10	8.654E-09	0.87	0.89
214	0.120698	2.156E-09	5.042E-10	1.295E-09	0.87	0.89
215	0.120696	3.019E-11	9.073E-11	6.566E-10	0.87	0.89
216	0.120609	1.395E-06	0.00005205	0.00002099	0.87	0.89
217	0.120523	0.00002298	0.0000654	1.138E-07	0.87	0.89
218	0.120356	0.00001344	0.0002366	0.0000436	0.87	0.89
219	0.120255	0.00006054	0.0003294	3.213E-06	0.87	0.89
220	0.12008	1.658E-06	5.374E-07	0.0001346	0.87	0.89
221	0.120036	2.432E-06	8.028E-07	1.368E-06	0.87	0.89
222	0.120026	0.00001225	7.538E-08	0.00002817	0.87	0.89
223	0.120002	0.00001524	3.283E-08	0.0000565	0.87	0.89
224	0.119932	0.0000216	3.666E-06	0.00004809	0.87	0.89
225	0.119877	0.0001243	0.0002522	0.00005844	0.87	0.90
226	0.119748	1.16E-07	9.078E-06	0.00003119	0.87	0.90
227	0.119675	2.394E-07	2.674E-06	2.405E-06	0.87	0.90
228	0.119643	1.711E-06	2.145E-07	0.00001049	0.87	0.90
229	0.1196	3.015E-06	7.593E-07	0.0001789	0.87	0.90
230	0.11958	2.013E-07	6.074E-07	7.468E-07	0.87	0.90
231	0.119555	0.00001008	3.142E-07	6.201E-08	0.87	0.90
232	0.119498	1.176E-07	5.338E-07	4.617E-06	0.87	0.90
233	0.119512	1.385E-08	3.973E-06	2.659E-07	0.87	0.90
234	0.119431	1.119E-06	7.053E-08	3.264E-08	0.87	0.90
235	0.119414	4.776E-10	1.265E-07	2.975E-08	0.87	0.90

Figura 108:Lista de Modos de Vibración de la estructura.

Modo	Periodo	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
236	0.119387	4.204E-07	0.00009018	6.036E-07	0.87	0.90
237	0.119381	2.062E-07	6.708E-11	1.054E-07	0.87	0.90
238	0.119318	6.707E-08	7.817E-08	1.84E-07	0.87	0.90
239	0.119327	6.593E-09	1.691E-12	1.01E-08	0.87	0.90
240	0.119316	2.942E-08	1.01E-08	4.963E-08	0.87	0.90
241	0.119327	1.371E-07	1.555E-08	1.505E-07	0.87	0.90
242	0.119333	7.123E-10	3.518E-08	9.5E-09	0.87	0.90
243	0.119311	1.824E-09	3.308E-07	5.888E-11	0.87	0.90
244	0.11931	8.611E-11	4.068E-06	3.175E-10	0.87	0.90
245	0.119333	2.46E-08	6.343E-07	1.609E-07	0.87	0.90
246	0.119309	3.401E-09	1.126E-09	6.055E-10	0.87	0.90
247	0.119308	2.777E-11	3.081E-08	2.383E-09	0.87	0.90
248	0.119307	8.344E-09	9.978E-09	1.32E-08	0.87	0.90
249	0.119306	7.053E-09	1.454E-06	9.769E-09	0.87	0.90
250	0.119306	3.648E-08	2.243E-08	1.005E-07	0.87	0.90
251	0.119306	7.416E-09	7.495E-10	1.368E-08	0.87	0.90
252	0.119306	2.845E-09	3.437E-09	2.351E-10	0.87	0.90
253	0.119305	3.614E-09	3.433E-09	1.072E-08	0.87	0.90
254	0.119305	2.723E-10	8.717E-12	1.35E-12	0.87	0.90
255	0.119304	3.934E-09	4.405E-08	7.573E-09	0.87	0.90
256	0.119304	6.81E-10	2.306E-08	4.344E-09	0.87	0.90
257	0.119304	1.122E-10	4.053E-10	2.061E-11	0.87	0.90
258	0.119304	8.53E-10	4.071E-09	2.061E-09	0.87	0.90
259	0.119344	7.432E-09	7.966E-09	1.517E-09	0.87	0.90
260	0.119345	2.062E-08	7.314E-06	2.864E-07	0.87	0.90
261	0.119351	9.601E-08	1.614E-09	3.551E-06	0.87	0.90
262	0.119356	2.895E-08	2.367E-09	1.193E-07	0.87	0.90
263	0.119257	3.613E-06	0.00002638	0.0000101	0.87	0.90
264	0.119204	9.483E-07	1.443E-06	5.071E-07	0.87	0.90
265	0.119007	8.355E-07	0.00002532	2.127E-06	0.87	0.90
266	0.118964	6.871E-06	0.00006134	0.00001146	0.87	0.90
267	0.118733	3.537E-08	0.0002114	1.313E-07	0.87	0.90
268	0.118733	2.016E-09	0.00000765	4.998E-10	0.87	0.90
269	0.118715	2.291E-08	1.3E-09	3.114E-09	0.87	0.90
270	0.118709	2.345E-07	3.693E-07	5.061E-07	0.87	0.90
271	0.118623	5.375E-09	2.472E-07	8.765E-09	0.87	0.90
272	0.118608	6.94E-09	1.419E-07	1.821E-07	0.87	0.90
273	0.118594	1.123E-10	6.853E-08	1.013E-07	0.87	0.90
274	0.118587	4.593E-08	0.0000026	1.072E-07	0.87	0.90
275	0.118581	1.688E-08	1.488E-07	2.16E-07	0.87	0.90
276	0.118529	1.069E-07	0.00006773	2.519E-07	0.87	0.90
277	0.118387	7.344E-06	4.776E-07	0.00001793	0.87	0.90
278	0.118303	1.752E-06	1.813E-06	0.00001393	0.87	0.90
279	0.118218	1.941E-06	0.00001964	4.506E-07	0.87	0.90
280	0.11812	7.639E-07	3.242E-06	7.64E-07	0.87	0.90
281	0.117424	1.248E-07	0.00001743	0.00002173	0.87	0.90
282	0.116285	1.887E-11	0.0002518	4.735E-09	0.87	0.90

Figura 109:Lista de Modos de Vibración de la estructura.

Modo	Periodo	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
283	0.116284	2.559E-10	2.078E-06	1.016E-08	0.87	0.90
284	0.11628	2.105E-10	7.447E-07	5.124E-09	0.87	0.90
285	0.116279	7.718E-10	5.95E-08	1.684E-08	0.87	0.90
286	0.114773	8.413E-07	0.00005074	6.597E-08	0.87	0.90
287	0.112292	0.0006129	0.000352	0.00001213	0.87	0.90
288	0.112188	0.0001368	0.00001995	0.00008836	0.87	0.90
289	0.111903	0.002111	0.0001871	0.0002544	0.88	0.90
290	0.111771	0.002247	2.965E-06	0.0002055	0.88	0.90
291	0.111457	0.0000289	2.339E-06	0.00003999	0.88	0.90
292	0.110494	0.0000418	0.00006714	8.748E-06	0.88	0.90
293	0.110344	0.0002506	0.00168	0.000031	0.88	0.90
294	0.110178	0.00002045	0.0003054	7.759E-07	0.88	0.90
295	0.110114	0.00003236	0.0001608	3.43E-07	0.88	0.90
296	0.110083	0.00005855	0.0008088	8.744E-06	0.88	0.90
297	0.107599	0.0006417	0.004021	0.00042	0.88	0.90
298	0.103842	0.008649	0.00003582	0.00006425	0.89	0.90
299	0.102124	0.00002399	0.001567	5.279E-06	0.89	0.91
300	0.101177	0.005913	0.0006315	0.00003028	0.90	0.91

Figura 110:Lista de Modos de Vibración de la estructura.

A continuación, mostramos el grafico SAP 2000 de los modos de Vibración de los modos 66 y 67. Se usarán estos periodos de vibración para hallar los factores de amplificación sísmica para el caso del análisis estático.

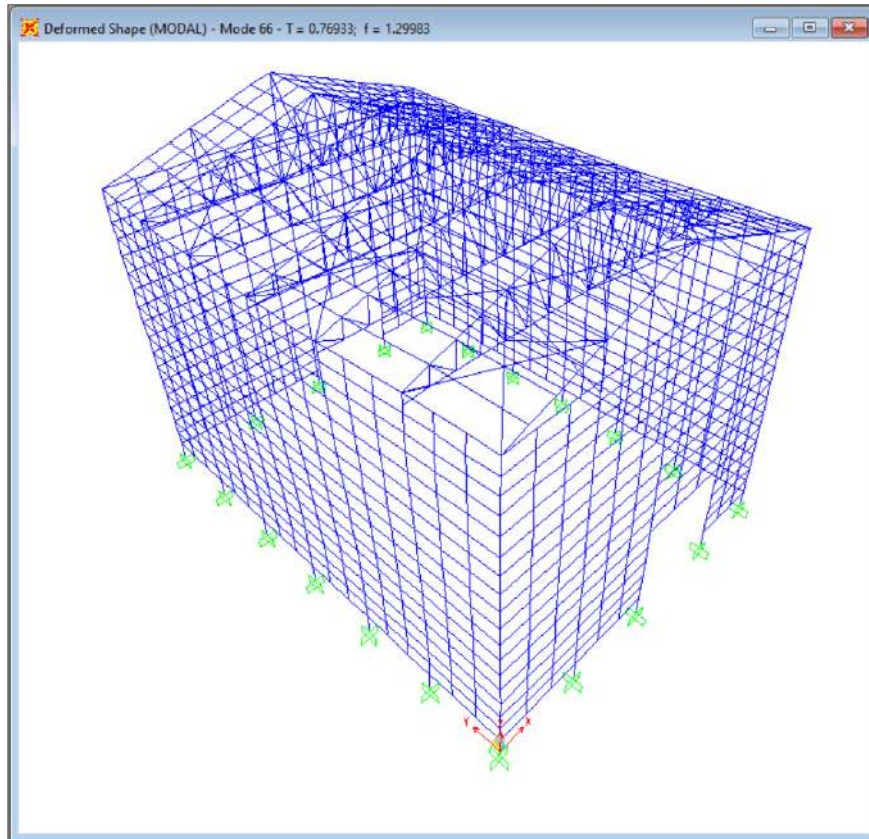
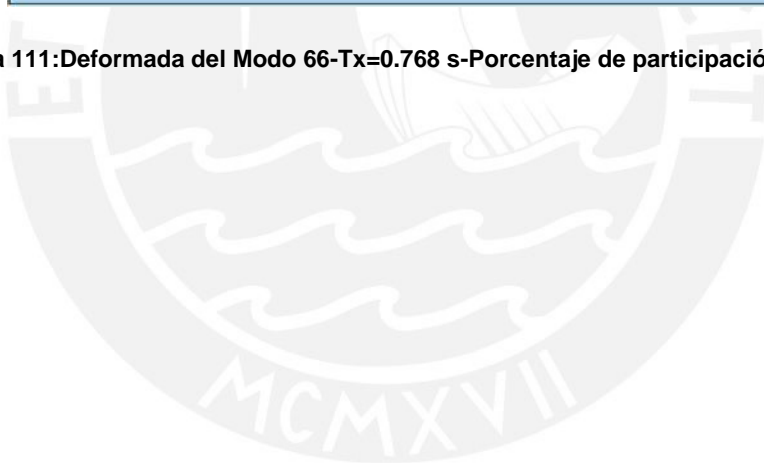


Figura 111: Deformada del Modo 66- $T_x=0.768$ s- Porcentaje de participación de masa=72%.



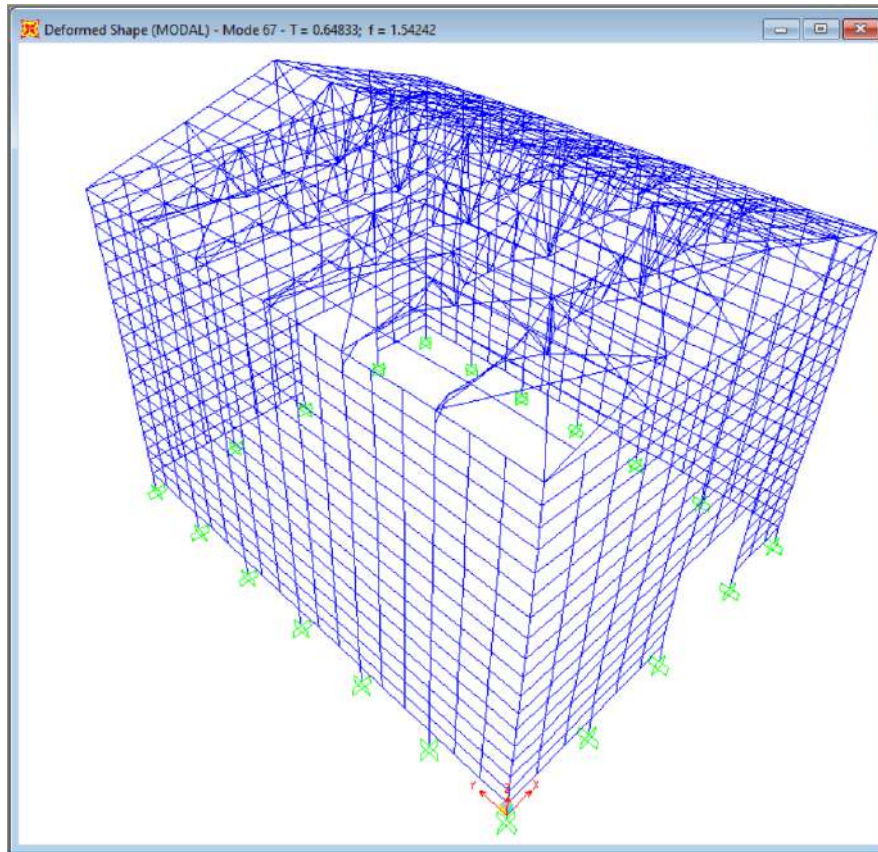


Figura 112: Deformada del Modo 67- $T_y=0.648s$ -Porcentaje de participación de masa =74.4%.

9.6.3 Cargas sísmicas para el análisis estático

Factores para el calculo de la carga sísmica en dirección-XX		
Sitio	Departamento de Ancash	
Categoría	C	Edificaciones comunes
Zona	0.35	Distrito de San Marcos
Uso	1	Factor de Uso(Zona 3)
$T_{xx}(s)$	0.768	Periodo fundamental
S	1.15	Suelo S_2
$T_p(s)$	0.6	Periodo que define la plataforma del factor C
$T_L(s)$	2	Periodo que define el inicio de la zona del factor C.
C	1.953	Factor de amplificación sísmica
R	4.0	OCBF
V(%P)	0.197	Cortante en la base

Factores para el calculo de la carga sísmica en dirección-YY		
Sitio	Departamento de Ancash	
Categoría	C	Edificaciones comunes
Zona	0.35	Distrito de San Marcos
Uso	1	Factor de Uso(Zona 3)
$T_{yy}(s)$	0.648	Periodo fundamental
S	1.15	Suelo S_2
$T_p(s)$	0.6	Periodo que define la plataforma del factor C
$T_L(s)$	2	Periodo que define el inicio de la zona del factor C.
C	2.315	Factor de amplificación sísmica
R	8.0	Pórticos de concreto armado.
$V(\%P)$	0.116	Cortante en la base

9.6.4 Espectros para Análisis dinámico modal espectral

Con los mismos factores utilizados en el análisis estático, generamos los espectros respectivos:

SISMO XX

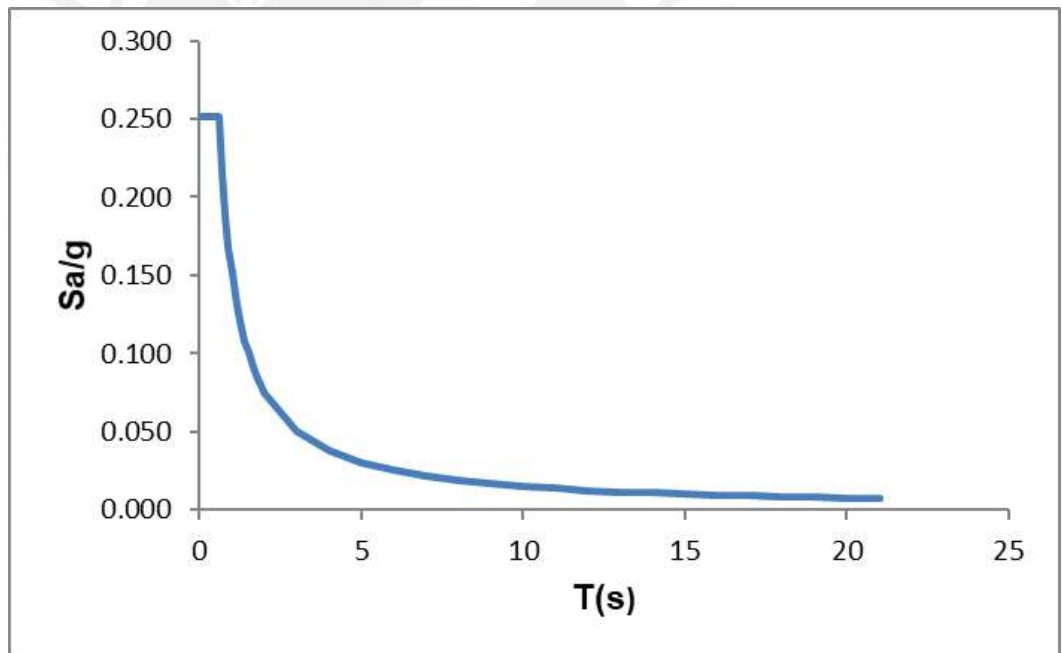


Figura 113:Espectro de Pseudo- aceleraciones en la dirección XX.

Z= 0.350
 U= 1.000
 C= 2.500
 S= 1.150
 Rxx= 4.000

 Tp(s)= 0.600

T(s)	C	Sa/g
0	2.500	0.252
0.4	2.500	0.252
0.5	2.500	0.252
0.6	2.500	0.252
0.7	2.143	0.216
0.8	1.875	0.189
0.9	1.667	0.168
1	1.500	0.151
1.1	1.364	0.137
1.2	1.250	0.126
1.3	1.154	0.116
1.4	1.071	0.108
1.5	1.000	0.101
1.6	0.938	0.094
1.7	0.882	0.089
1.8	0.833	0.084
1.9	0.789	0.079
2	0.750	0.075
3	0.500	0.050
4	0.375	0.038
5	0.300	0.030
6	0.250	0.025
7	0.214	0.022
8	0.188	0.019
9	0.167	0.017
10	0.150	0.015
11	0.136	0.014
12	0.125	0.013
13	0.115	0.012
14	0.107	0.011
15	0.100	0.010
16	0.094	0.009
17	0.088	0.009
18	0.083	0.008
19	0.079	0.008
20	0.075	0.008
21	0.071	0.007

SISMO YY

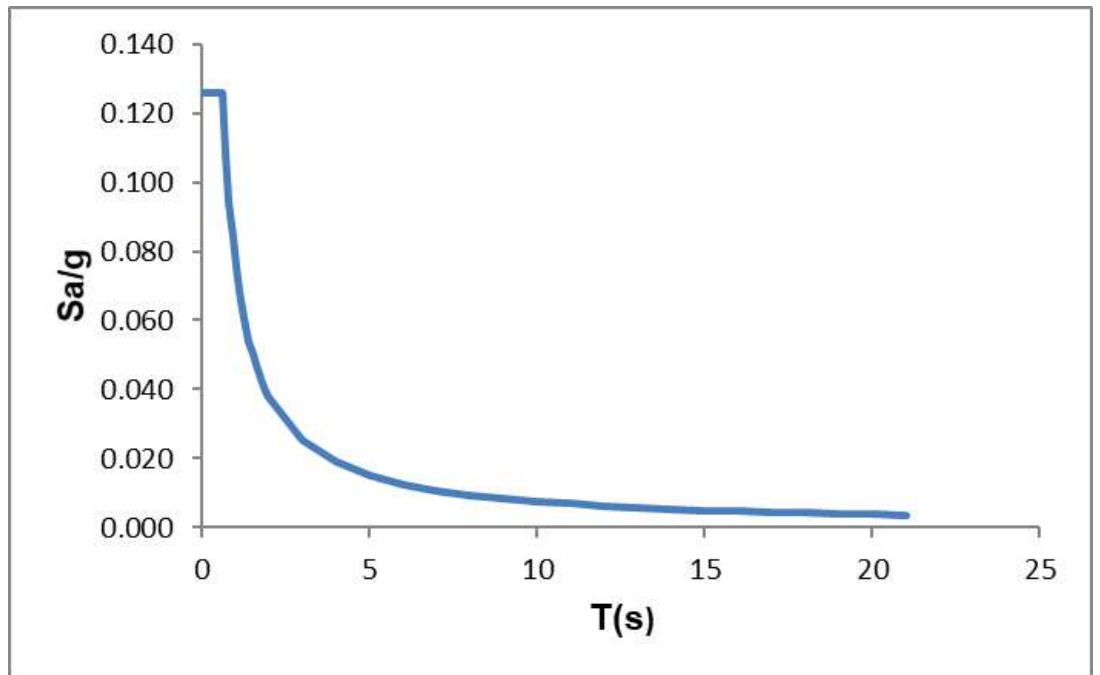
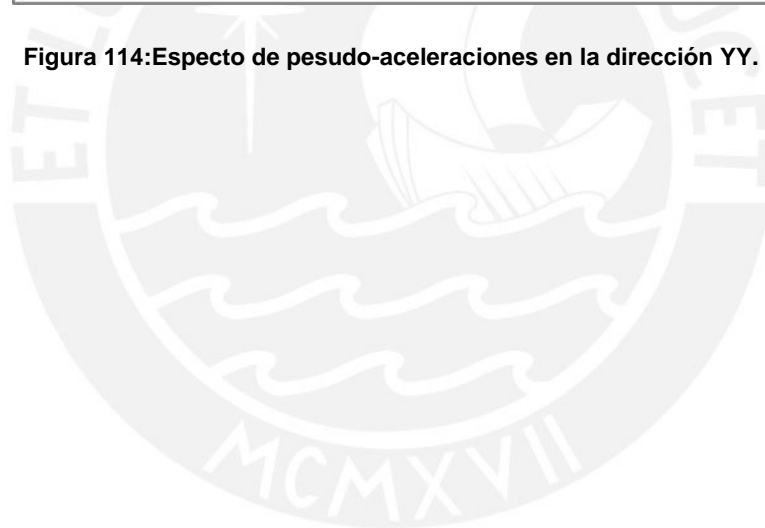


Figura 114:Especto de pseudo-aceleraciones en la dirección YY.



Z= 0.350
 U= 1.000
 C= 2.500
 S= 1.150
 Ryy= 8.000

 Tp(s)= 0.600

T(s)	C	Sa/g
0	2.500	0.126
0.4	2.500	0.126
0.5	2.500	0.126
0.6	2.500	0.126
0.7	2.143	0.108
0.8	1.875	0.094
0.9	1.667	0.084
1	1.500	0.075
1.1	1.364	0.069
1.2	1.250	0.063
1.3	1.154	0.058
1.4	1.071	0.054
1.5	1.000	0.050
1.6	0.938	0.047
1.7	0.882	0.044
1.8	0.833	0.042
1.9	0.789	0.040
2	0.750	0.038
3	0.500	0.025
4	0.375	0.019
5	0.300	0.015
6	0.250	0.013
7	0.214	0.011
8	0.188	0.009
9	0.167	0.008
10	0.150	0.008
11	0.136	0.007
12	0.125	0.006
13	0.115	0.006
14	0.107	0.005
15	0.100	0.005
16	0.094	0.005
17	0.088	0.004
18	0.083	0.004
19	0.079	0.004
20	0.075	0.004
21	0.071	0.004

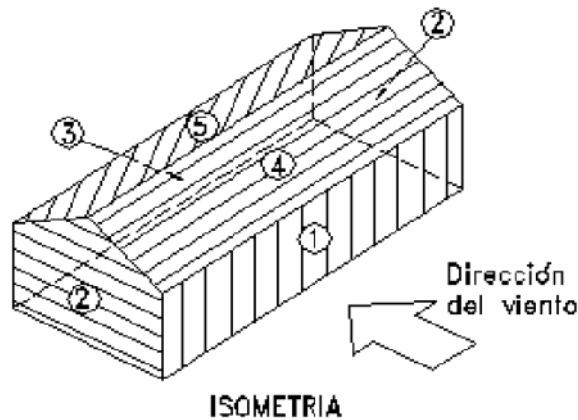
9.7 Cargas de viento

9.7.1 Generalidades

La carga de viento se aplicará en las dos direcciones principales de la estructura, y se aplicaran dos casos para cada dirección. El primer caso es considerando succión en el techo de barlovento y el segundo considerando presión en el techo de barlovento. Luego en SAP 2000 se indicará que ambas combinaciones de carga formen una envolvente de cargas, las cuales se aplicaran en el análisis.

9.7.2 Cargas de viento en la dirección XX

PARA CASO DE SUCCIÓN POR VIENTO EN LA CARA DE BARLOVENTO-TECHO.



Coeficientes de presión externa

Cp1=	0.8	Presión en barlovento
Cp2=	-0.7	Succión-s caras paralelas a la dirección del viento
Cp3=	-0.6	Succión en sotavento
Cp4=	-0.3	Barlovento-Succión en techo
Cp5=	-0.6	Sotavento-Succión en techo

$$C_p = C_{pe} - C_{pi}$$

Cpi= "+/-" 0.3

Se toma el caso mas desfavorable para cada caso:
(Cpe de Tabla 4)

	Cpe	Cpi	Cp	Ph(k N/m ²)
Cara 1	0.80	-0.30	1.10	0.569
Cara 2	-0.70	0.30	-1.00	-0.518
Cara 3	-0.60	0.30	-0.90	-0.466
Cara 4	-0.30	0.30	-0.60	-0.311
Cara 5	-0.60	0.30	-0.90	-0.466

Largueros

L= 1.20 m

L= 0.6 m

BARLOVENTO MURO

Larguero extremo

wwle= 0.34 kN/m

Larguero central

wwle= 0.68 kN/m

BARLOVENTO TECHO

L= 1.55 m

L= 0.77 m

Correas extremo

wwle= -0.24 kN/m

Correas central central

wwle= -0.48 kN/m

SOTAVENTO TECHO

Correas extremo

wwle= -0.36 kN/m

Correas central

wwle= -0.72 kN/m

SOTAVENTO MURO

Larguero extremo

wwle= -0.28 kN/m

Larguero central

wwle= -0.56 kN/m

CARAS PARALELAS AL VIENTO

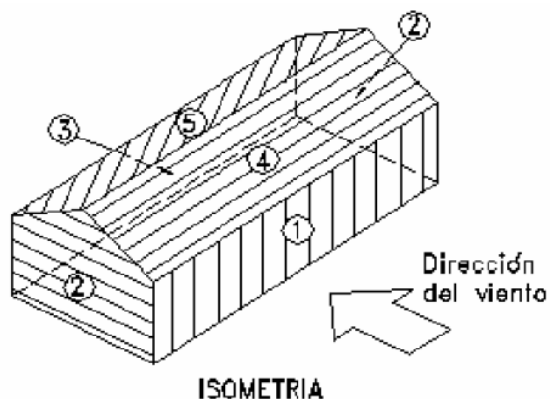
Larguero extremo

wwle= -0.31 kN/m

Larguero central

wwle= -0.62 kN/m

PARA CASO DE PRESIÓN POR VIENTO EN LA CARA DE BARLOVENTO-TECHO



Coefficientes de presión externa

- Cp1= 0.8 Presión en barlovento
- Cp2= -0.7 Succión-s caras paralelas a la dirección del viento
- Cp3= -0.6 Succión en sotavento
- Cp4= 0.7 Barlovento- Presion de techo
- Cp5= -0.6 Sotavento-Succión en techo

$$C_p = C_{pe} - C_{pi}$$

Cpi= "+/-" 0.3

Se toma el caso mas desfavorable para cada caso:
(Cpe de Tabla 4)

	Cpe	Cpi	Cp	Ph(k N/m ²)
Cara 1	0.80	-0.30	1.10	0.569
Cara 2	-0.70	0.30	-1.00	-0.518
Cara 3	-0.60	0.30	-0.90	-0.466
Cara 4	0.70	-0.30	1.00	0.518
Cara 5	-0.60	0.30	-0.90	-0.466

Largueros

L= 1.20 m

L= 0.6 m

BARLOVENTO MURO

Larguero extremo

wwle= 0.34 kN/m

Larguero central

wwle= 0.68 kN/m

BARLOVENTO TECHO

L= 1.55 m

L= 0.77 m

Correas extremo

wwle= 0.40 kN/m

Correas central central

wwle= 0.80 kN/m

SOTAVENTO TECHO

Correas extremo

wwle= -0.36 kN/m

Correas central

wwle= -0.72 kN/m

SOTAVENTO MURO

Larguero extremo

wwle= -0.28 kN/m

Larguero central

wwle= -0.56 kN/m

CARAS PARALELAS AL VIENTO

Larguero extremo

wwle= -0.31 kN/m

Larguero central

wwle= -0.62 kN/m

APLICACIÓN DE CARGAS DE VIENTO EN LA DIRECCION XX, EN MODELO SAP 2000

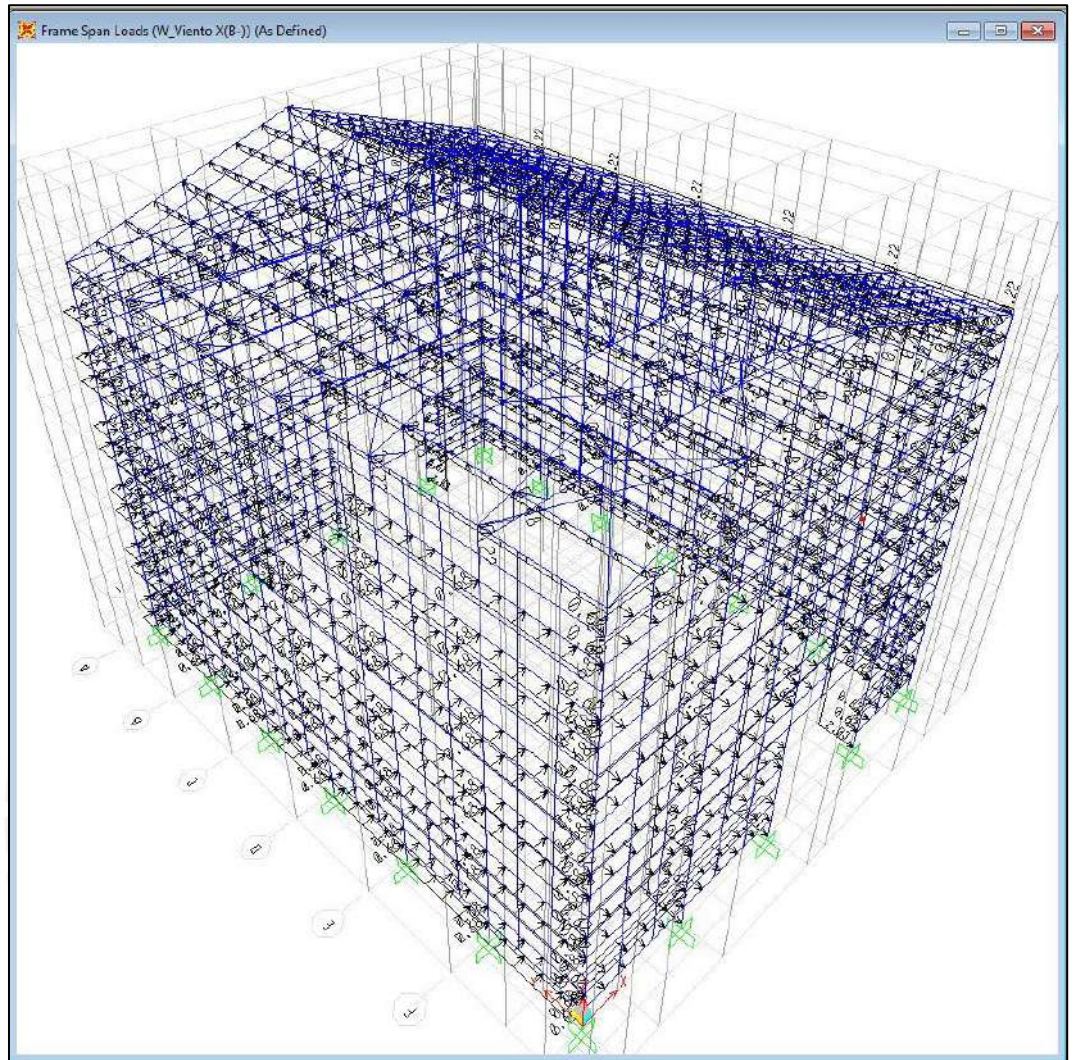


Figura 115: Aplicación de cargas de viento en la dirección XX considerando succión en la cara de barlovento en techo.

Las cargas de viento se aplican directamente sobre las correas y largueros, los cuales transmitirán esta carga a la estructura principal.

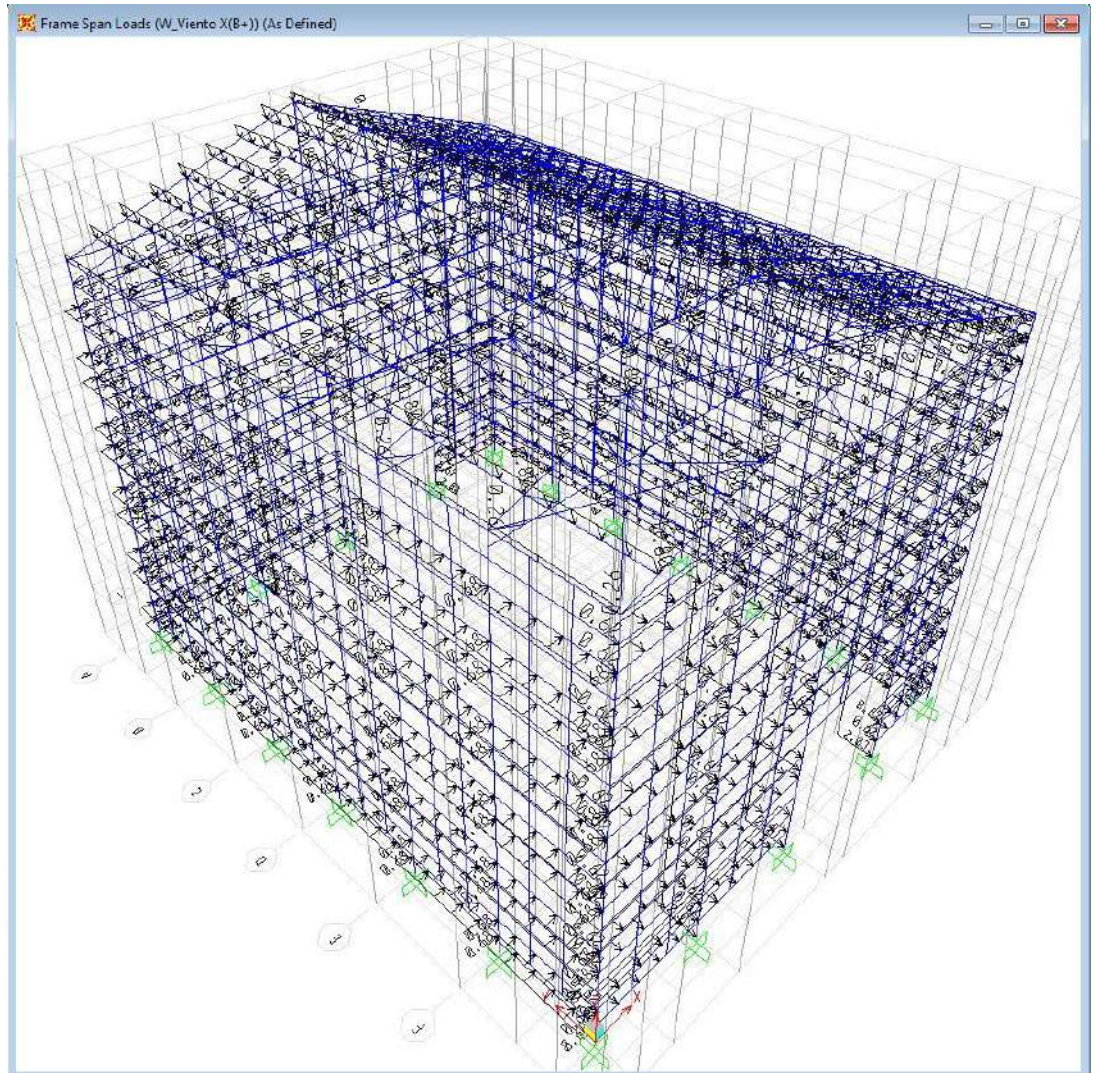
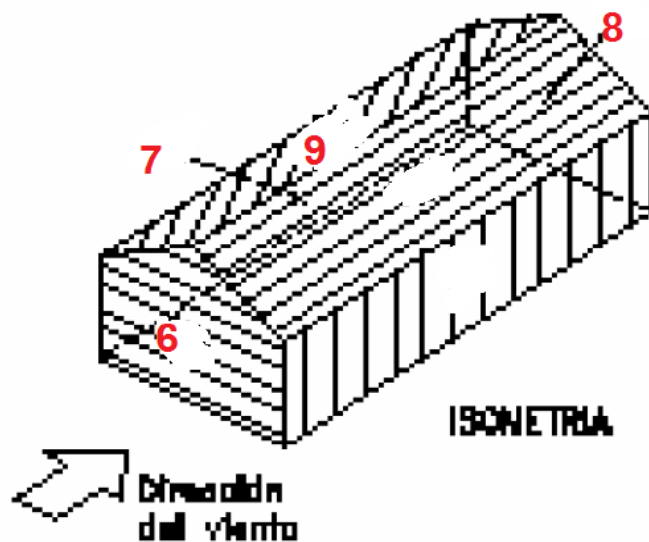


Figura 116: Aplicación de cargas de viento en la dirección XX considerando presión en la cara de barlovento de techo.

Las cargas de viento se aplican directamente sobre las correas y largueros, los cuales transmitirán esta carga a la estructura principal.

9.7.3 Cargas de viento en la dirección YY.

PARA CASO DE SUCCIÓN POR VIENTO EN LA CARA DE BARLOVENTO-TECHO.



Coeficientes de presión externa

- Cp6= 0.8 Presión en barlovento
- Cp7= -0.7 Succión-caras paralelas a la dirección del viento
- Cp8= -0.6 Succión en sotavento
- Cp9= -0.3 Succión en barlovento.

$$C_p = C_{pe} - C_{pi}$$

Cpi= "+/-" 0.3

Se toma el caso mas desfavorable para cada caso:

	Cpe(Tabla 4)	Cpi	Cp	Ph(k N/m ²)
Cara 6	0.80	-0.30	1.10	0.569
Cara 7	-0.70	0.30	-1.00	-0.518
Cara 8	-0.60	0.30	-0.90	-0.466
Cara 9	-0.30	0.30	-0.60	-0.311

Largueros

L= 1.2 m

L= 0.6 m

BARLOVENTO MURO

Larguero extremo

wwle= 0.34 kN/m

Larguero central

wwle= 0.68 kN/m

BARLOVENTO TECHO

L= 1.55 m

L= 0.77 m

Correas extremo

wwle= -0.24 kN/m

Correas central central

wwle= -0.48 kN/m

SOTAVENTO MURO

Larguero extremo

wwle= -0.28 kN/m

Larguero central

wwle= -0.56 kN/m

CARAS PARALELAS AL VIENTO

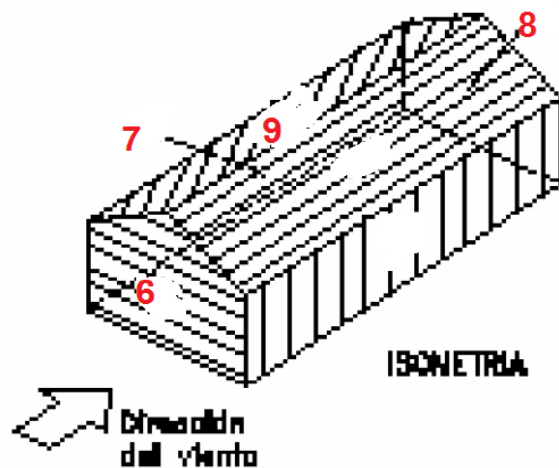
Larguero extremo

wwle= -0.31 kN/m

Larguero central

wwle= -0.62 kN/m

PARA CASO DE PRESIÓN POR VIENTO EN LA CARA DE BARLOVENTO-TECHO



Coeficientes de presión externa

- Cp6= 0.8 Presión en barlovento
- Cp7= -0.7 Succión-caras paralelas a la dirección del viento
- Cp8= -0.6 Succión en sotavento
- Cp9= 0.7 Presión en barlovento techo.

$$C_p = C_{pe} - C_{pi}$$

Cpi= "+/-" 0.3

Se toma el caso mas desfavorable para cada caso:

	Cpe(Tabla 4)	Cpi	Cp	Ph(k N/m ²)
Cara 6	0.80	-0.30	1.10	0.569
Cara 7	-0.70	0.30	-1.00	-0.518
Cara 8	-0.60	0.30	-0.90	-0.466
Cara 9	0.70	-0.30	1.00	0.518

Largueros

L= 1.2 m

L= 0.6 m

BARLOVENTO MURO

Larguero extremo

wwle= 0.34 kN/m

Larguero central

wwle= 0.68 kN/m

BARLOVENTO TECHO

L= 1.55 m

L= 0.77 m

Correas extremo

wwle= 0.40 kN/m

Correas central central

wwle= 0.80 kN/m

SOTAVENTO MURO

Larguero extremo

wwle= -0.28 kN/m

Larguero central

wwle= -0.56 kN/m

CARAS PARALELAS AL VIENTO

Larguero extremo

wwle= -0.31 kN/m

Larguero central

wwle= -0.62 kN/m

APLICACIÓN DE CARGAS DE VIENTO EN LA DIRECCIÓN YY, EN EL MODELO SAP 200

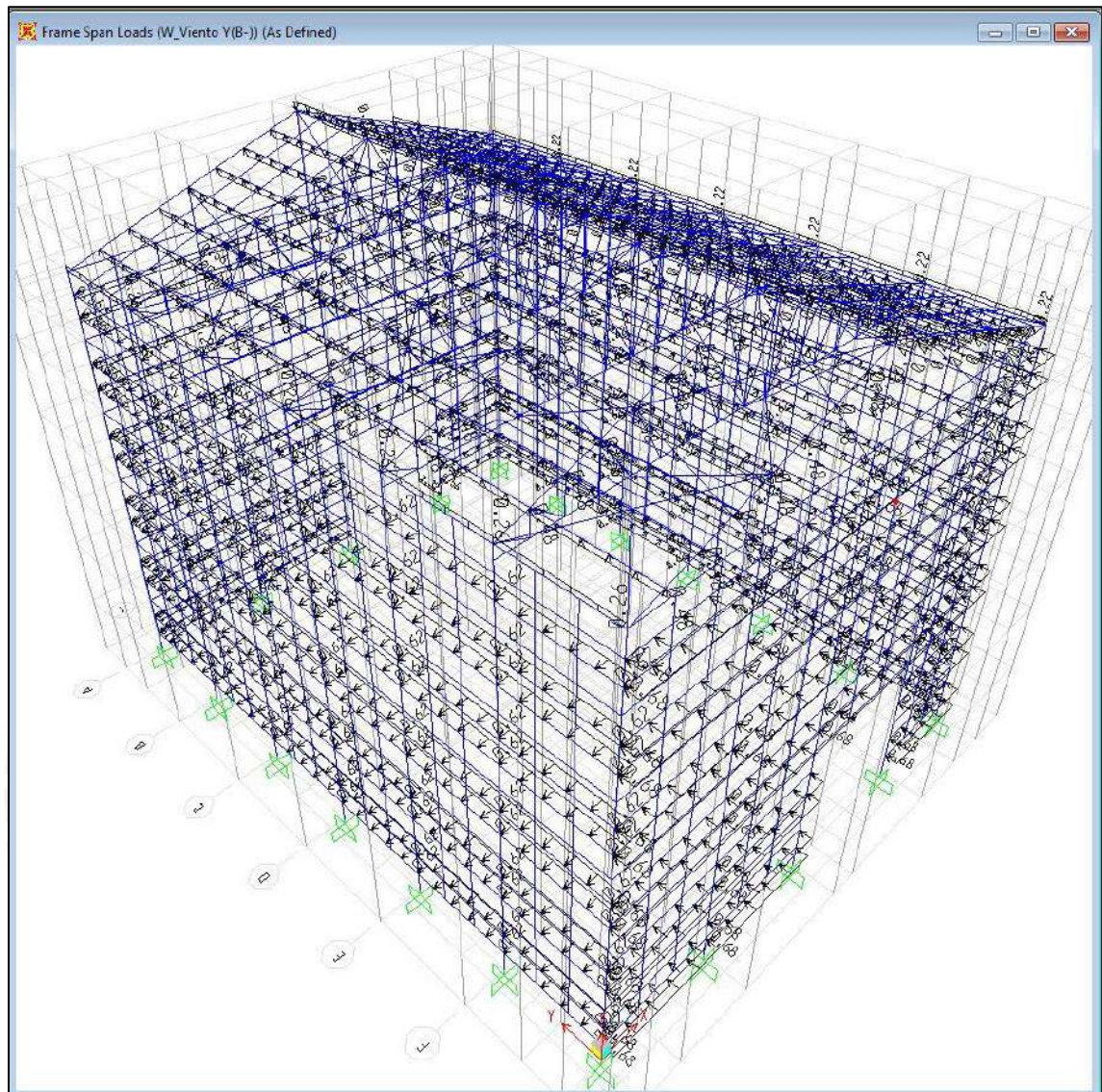


Figura 117: Aplicación de cargas de viento en la dirección YY, considerando succión en la cara de barlovento -techo.

Las cargas de viento se aplican directamente sobre las correas y largueros, los cuales transmitirán esta carga a la estructura principal.

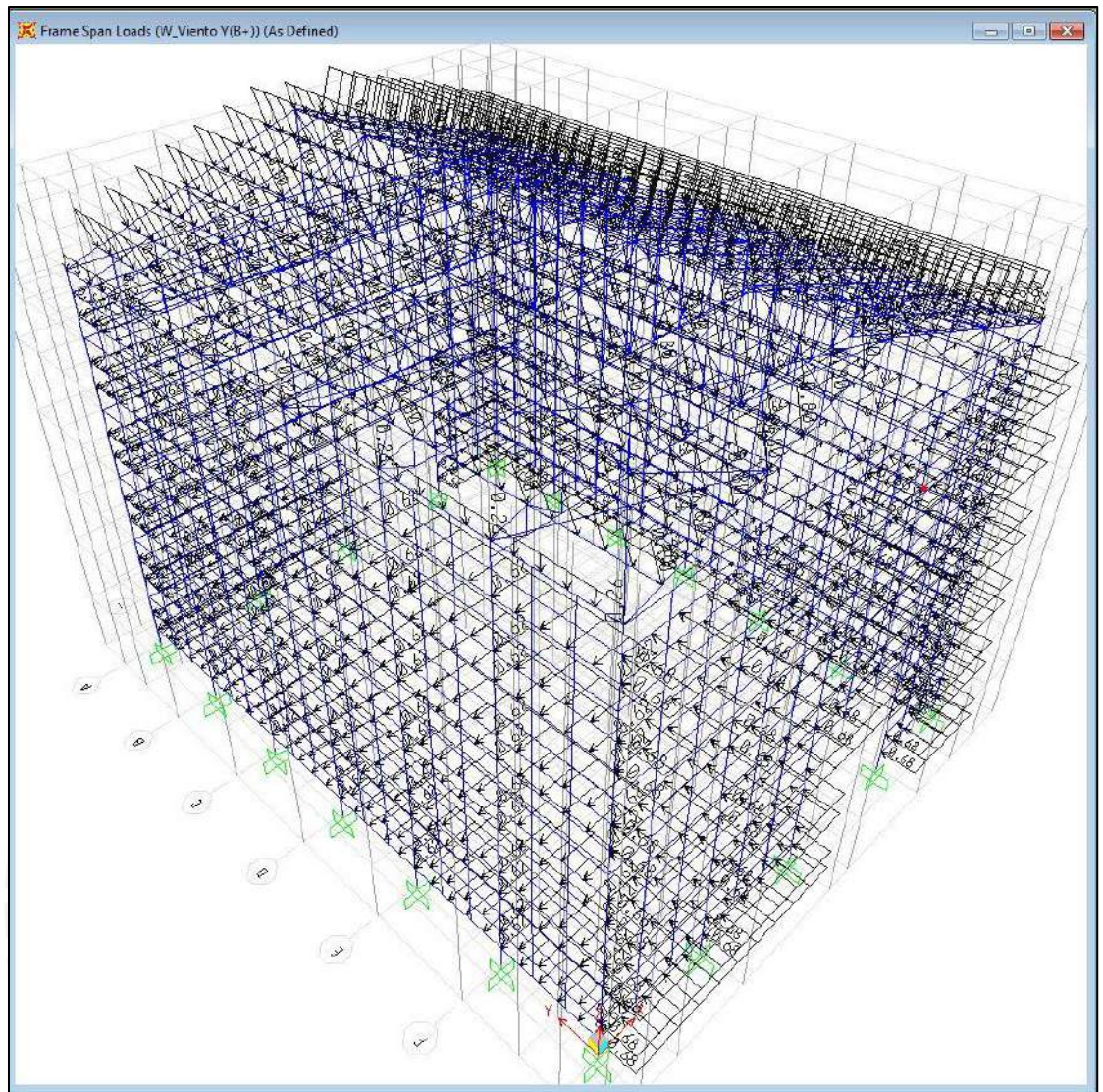


Figura 118: Aplicación de cargas de viento en la dirección YY, considerando presión en la cara de barlovento-techo.

Las cargas de viento se aplican directamente sobre las correas y largueros, los cuales transmitirán esta carga a la estructura principal.

9.8 Cargas de Nieve

9.8.1 Generalidades

Las cargas de nieve son muy comunes en la zona altoandinas del Perú. Es por ello que la norma E.020 las considera en su desarrollo.

Para el caso de cargas de nieve se deben considerar dos estados, balanceado y desbalanceado. Al momento de aplicar las cargas de nieve a nuestro modelo SAP 2000 se considerarán ambos casos y luego se creará una combinación envolvente entre ambas, la cual se usará finalmente para el diseño.

9.8.2 Carga de nieve para condición balanceada

$$Q_s = 0.4 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_t = 0.32 \text{ kN/m}^2$$

Para el caso de carga balanceada

Viguetas de extremo

$$L(m) = 0.734$$

$$\mathbf{w_{sn-vigueta} = 0.235 \text{ kN/m}}$$

Viguetas centrales

$$L(m) = 1.469$$

$$\mathbf{w_{sn-vigueta} = 0.470 \text{ kN/m}}$$

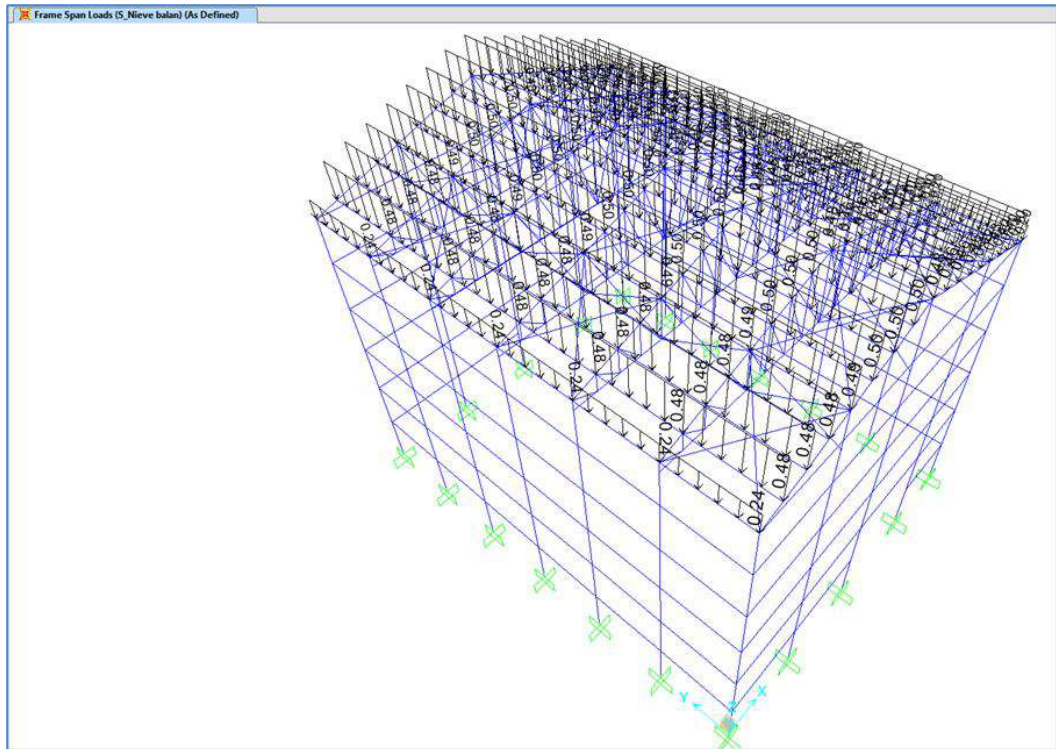


Figura 119: Aplicación de cargas de nieve en la condición balanceada.

9.8.3 Carga de viento para la condición desbalanceada

*Izquierda

$$Q_t^* = 0.096 \text{ kN/m}^2$$

Viguetas de extremo

$$L(m) = 0.734$$

$$w_{sn}\text{-viguetas} = 0.071 \text{ kN/m}$$

Viguetas centrales

$$L(m) = 1.469$$

$$w_{sn}\text{-viguetas} = 0.141 \text{ kN/m}$$

*Derecha

$$Q_t^* = 0.48 \text{ kN/m}^2$$

Viguetas de extremo

$$L(m) = 0.734$$

$$w_{sn}\text{-viguetas} = 0.353 \text{ kN/m}$$

Viguetas centrales

$$L(m) = 1.469$$

$$w_{sn}\text{-viguetas} = 0.705 \text{ kN/m}$$

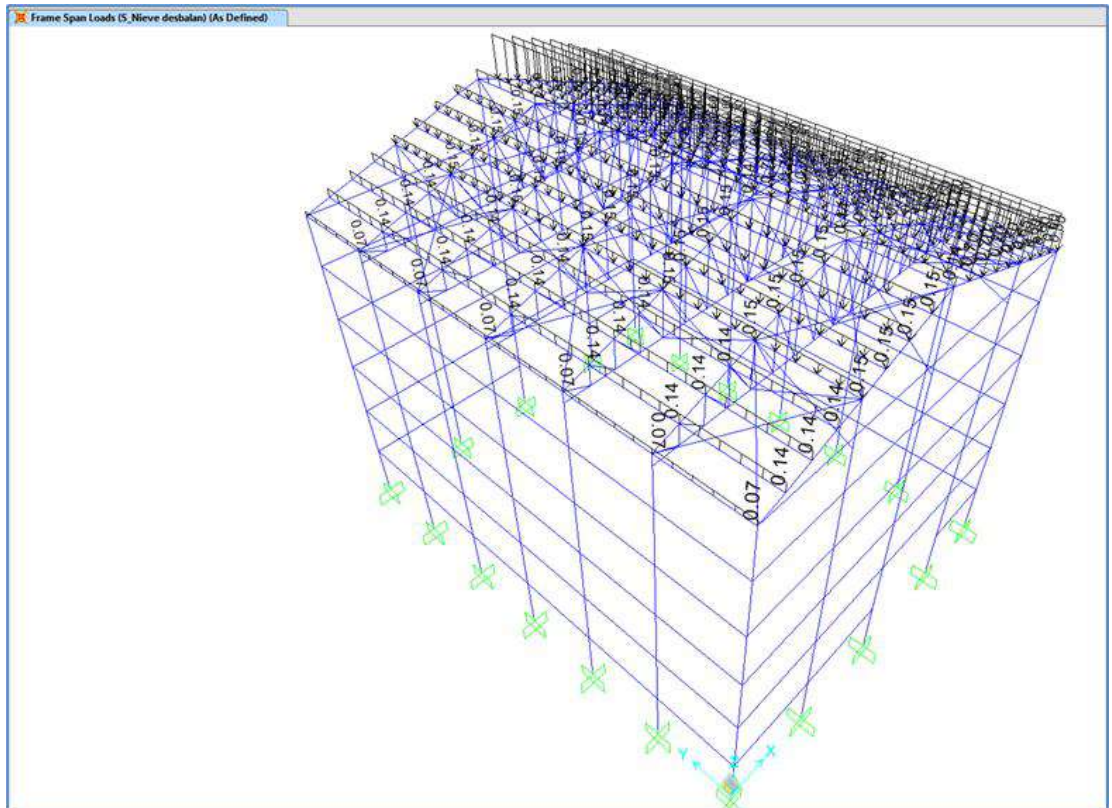


Figura 120: Aplicación de cargas de nieve en la condición desbalanceada.

10. MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

La estructura se modelo utilizando el software SAP 2000. Todos los elementos modelados son de tipo frame. El techo es de estructura metálica y las columnas y vigas son de concreto armado. Para el caso de cargas sísmicas se hará un análisis estático.

Debemos tener en cuenta que para la definición de la masa se debe considerar el 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva, ya que se trata de una edificación Tipo C (De acuerdo al artículo 26 de la norma E-030).

Se realizó el modelamiento de la estructura usando el software SAP 2000. La dificultad que presenta este modelo es la cantidad de elementos frames que se necesitan. El modelamiento de estructuras metálicas siempre presenta esa dificultad, haciendo que el programa tome un tiempo para emitir el reporte. Esto hace que en ocasiones se comentan errores en el modelamiento. A continuación, se presentan vistas donde se muestran las secciones usadas:

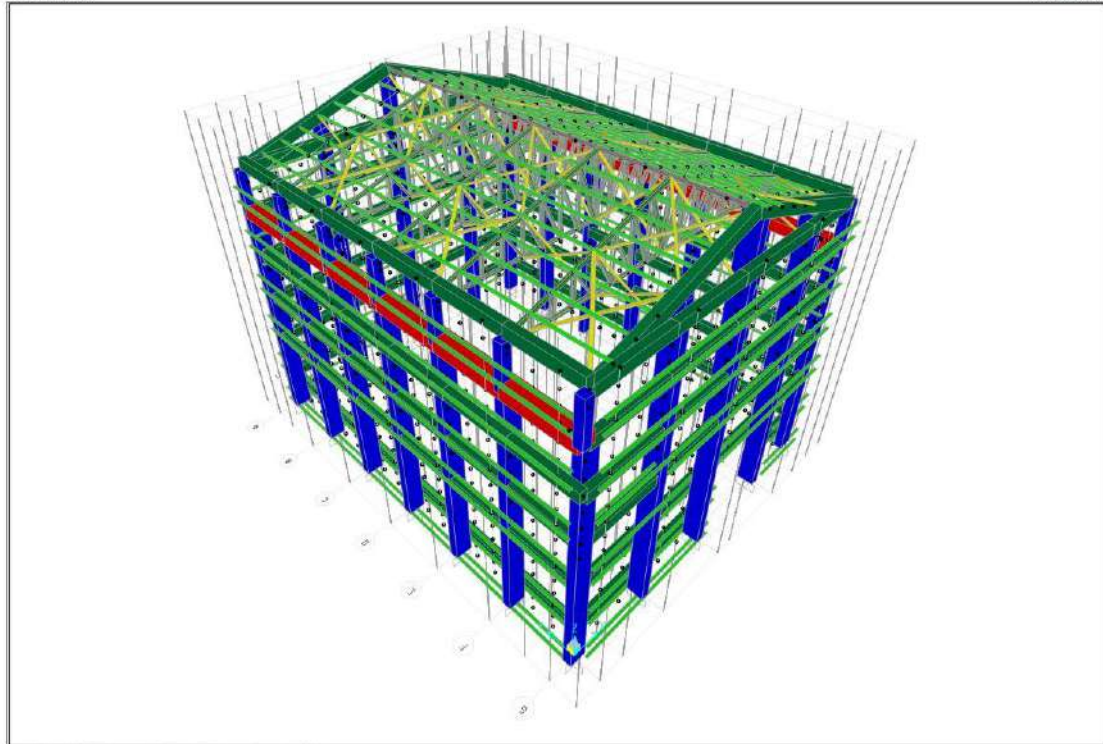


Figura 121: Vista 3D del modelo SAP 2000-Caso específico.

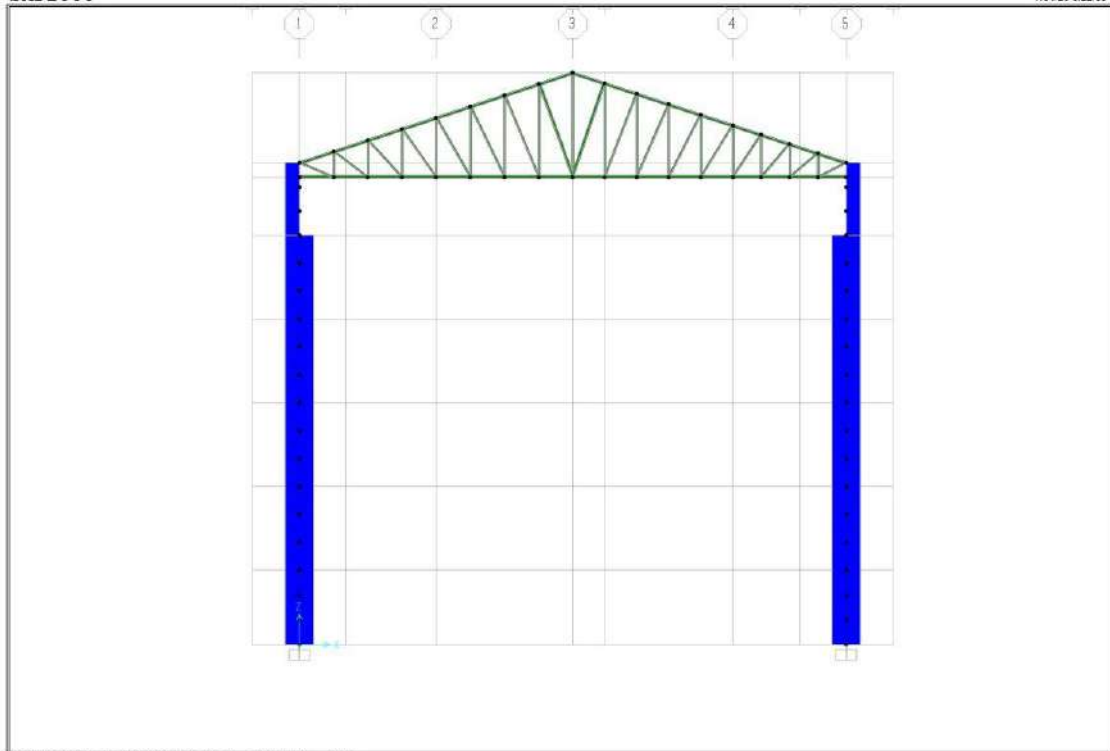


Figura 122: Elevación principal-Modelo SAP 2000-Caso específico.

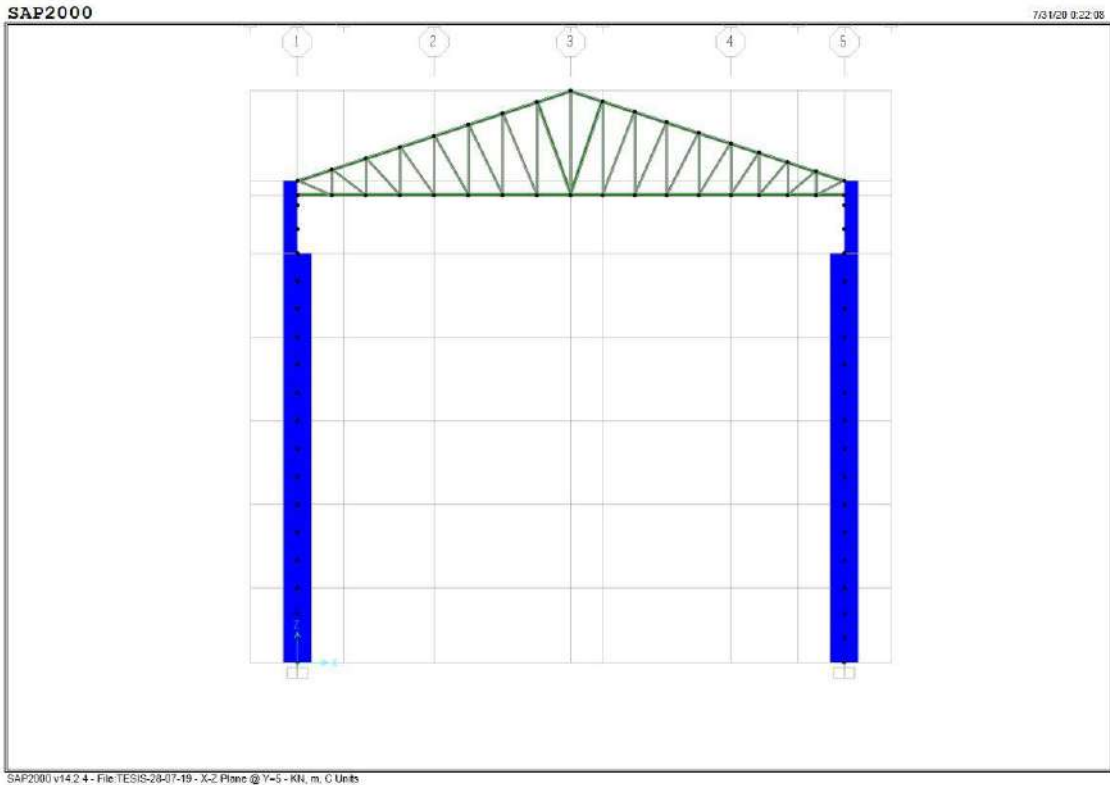


Figura 123: Elevación lateral-Modelo SAP 2000-Caso específico.

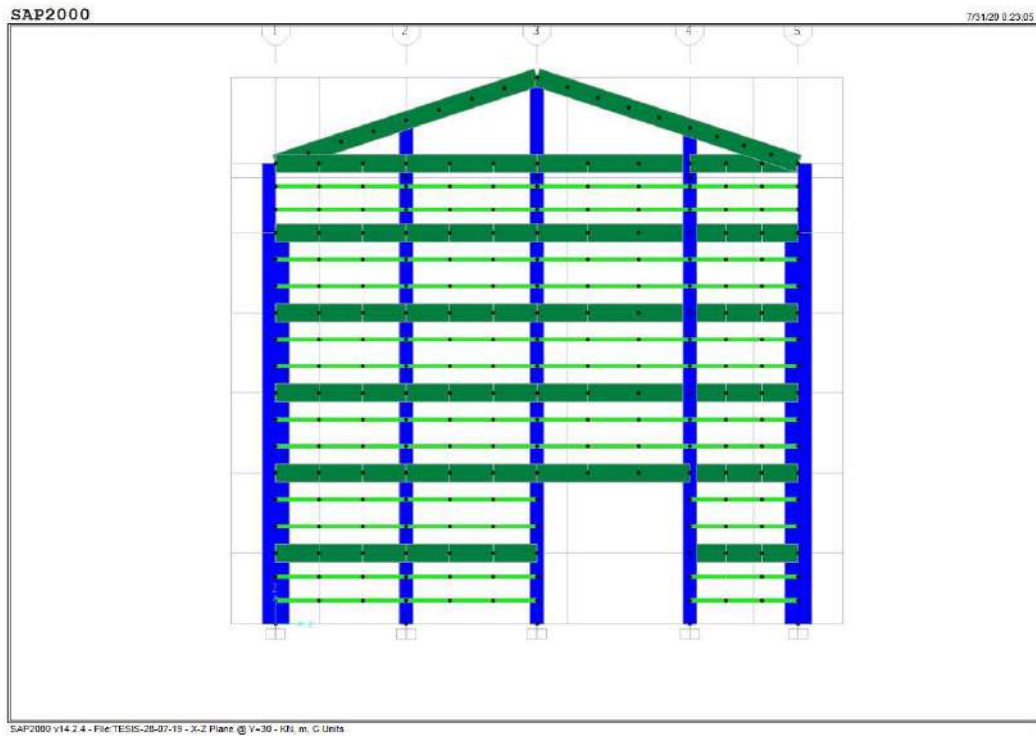


Figura 124: Elevación frontal-Modelo SAP 2000-Caso específico.

Para el modelamiento se usaron los siguientes elementos;

*Columnas de concreto armado

-C1A (Sección 0.60mx1.20m).

-C1B (Sección 0.60mx0.60m).

-C2 (Sección 0.60mx1.20m).

*Vigas de concreto armado

-VC (Sección 1.20mx0.80m)-Viga Carrilera.

-V1 (Sección 0.40mx0.60m)

*Estructuras metálicas.

-Sección W6x15 (Correas).

-Sección W6x15 (Largueros).

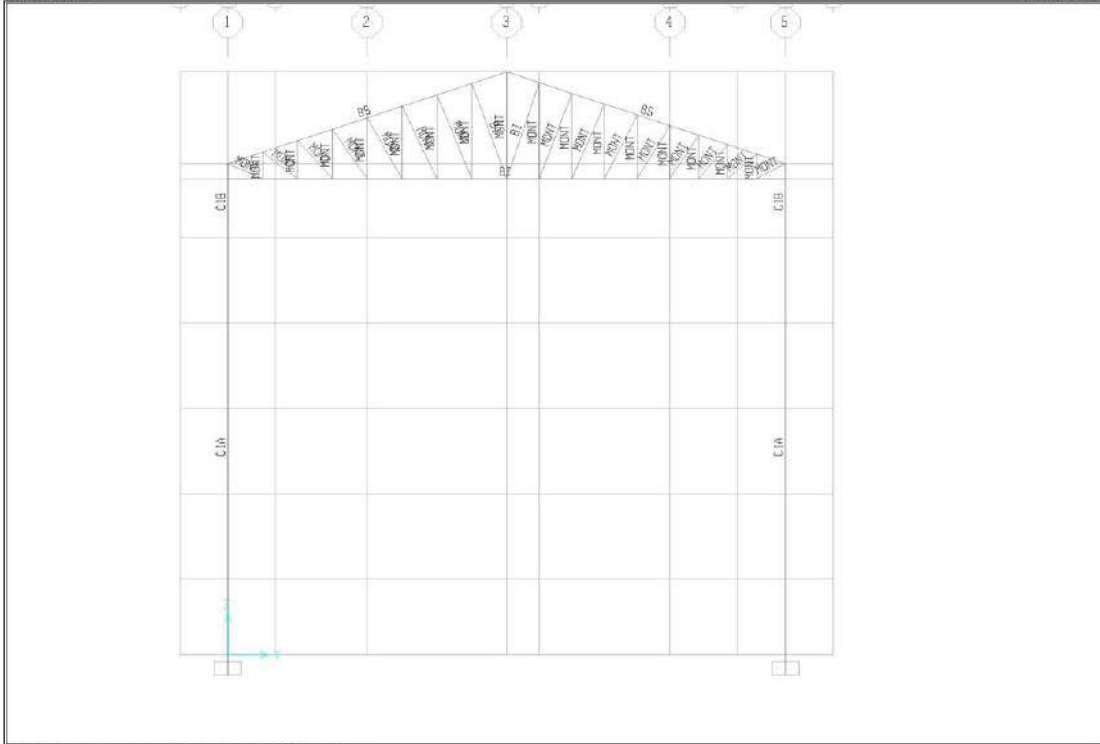
-Sección BI-2L3"x3"x1/4" (Bridas inferiores de Tijeral metálico).

-Sección BS-2L3"x3"x1/4" (Bridas superiores de Tijeral metálico).

-Sección BS-21/2"x21/2"x1/4" (Montantes y diagonales).

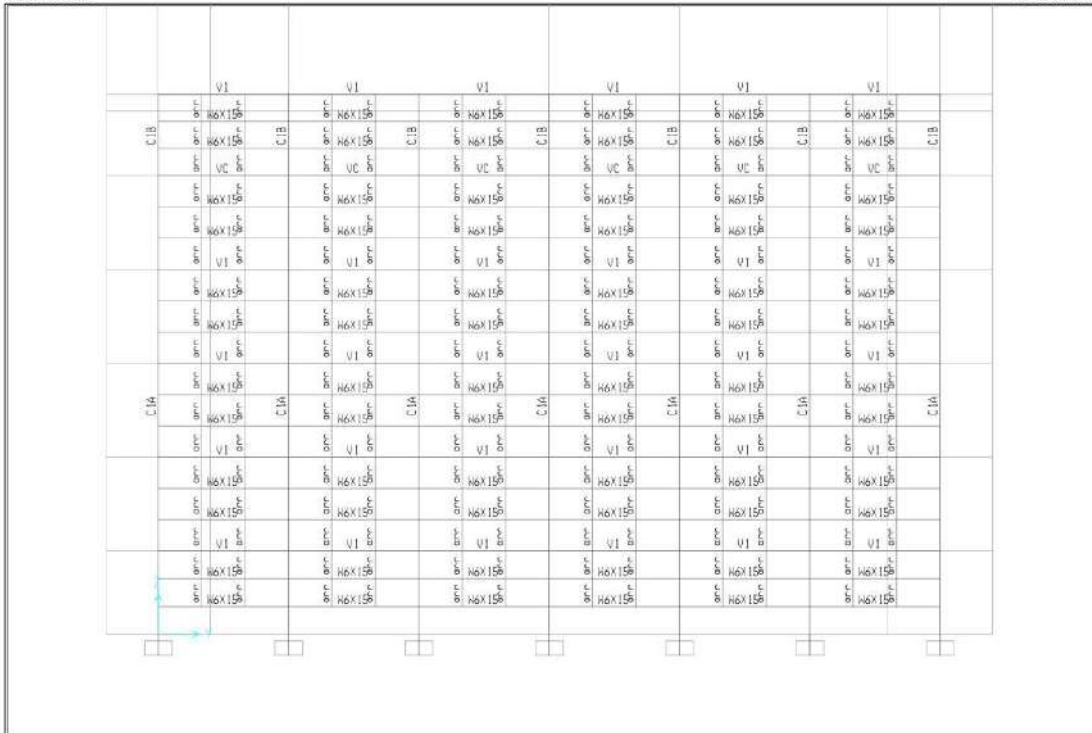
-Sección WT5x15 (Arriostramiento de tijerales).

-Secciones arr- ϕ 1"-Arriostramiento de largueros y correas.



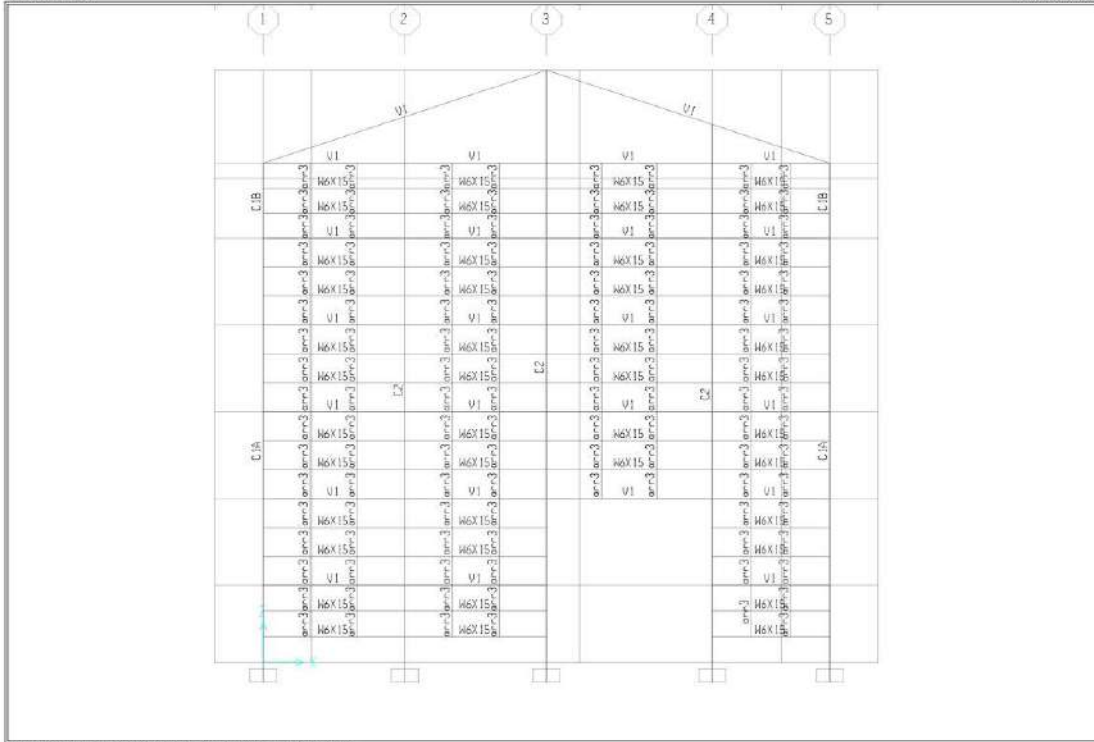
SAP2000 v14.2.4 - File:TESIS-28-07-19 - X-2 Plane @ Y=10 - KN, m, C Units

Figura 125: Elevación principal-Modelo SAP 2000-Secciones.



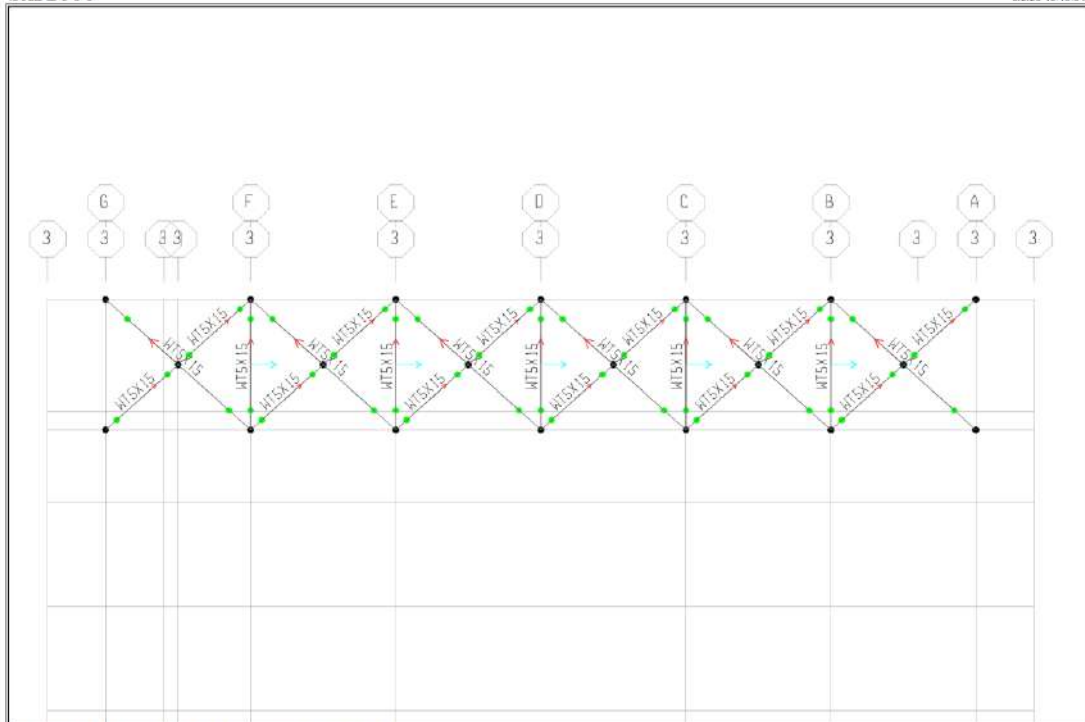
SAP2000 v14.2.4 - File:TESIS-28-07-19 - Y-2 Plane @ X=23.5 - KN, m, C Units

Figura 126: Elevación lateral-Modelo SAP 2000-Secciones.



SAP2000 v14.2.4 - File:TESIS.28.07.19 - X-Z Plane @ Y=0 - KN, m, C Units

Figura 127: Elevación frontal-Modelo SAP 2000-Secciones.



SAP2000 v14.2.4 - File:TESIS.01.08.19 - Y-Z Plane @ X=11750 - KN, mm, C Units

Figura 128: Vista de arriostramiento de tijerales-Modelo SAP 2000-Secciones.

11. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA

11.1 Escalamiento de las fuerzas resultantes en el análisis modal

La norma indica que la cortante en la base del análisis modal deben de ser como mínimo 80% de los resultados.

Debemos hallar los resultados del análisis, hacer la respectiva comparación y escalar los resultados si es necesario. Se debe recordar que el escalamiento solo se hará a nivel de fuerzas, más no de deformaciones.

11.1.1 Fuerza cortante en la base para el análisis estático

Para la dirección XX, tenemos los siguientes resultados:

Reacciones en la base	
Caso	Vxx KN
E_Estatico X	5859.622

Y para la dirección YY, lo siguiente:

Reacciones en la base	
Caso	Vyy KN
E_Estatico Y	3450.336

11.1.2 Fuerza cortante en la base para el análisis dinámico modal espectral

Para la dirección XX tenemos los siguientes resultados:

Reacciones en la base	
Caso	Vxx KN
E_Dinamico X	4257.11

Y para la dirección YY lo siguiente:

Reacciones en la base	
Caso	Vxx KN
E_Dinamico Y	2591.05

11.1.3 Verificación de cortantes en la base y escalamiento

Sismo XX

Para este caso:

$$0.8 * E_{\text{Estático X}} = 4687.698 \text{ kN} > E_{\text{Dinámico X}} = 4257.11 \text{ kN}$$

Por lo tanto, se debe aplicar un escalamiento de $4687.698 / 4257.11 = 1.101$

a las fuerzas obtenidas del análisis dinámico modal espectral

Sismo YY

Para este caso:

$0.8 \cdot E_{\text{Estático}} Y = 2760.269 \text{ kN} > E_{\text{Dinámico}} X = 2591.05 \text{ kN}$

Por lo tanto, se debe aplicar un escalamiento de $2760.269/2591.05 = 1.065$ a las fuerzas obtenidas del análisis dinámico modal espectral

Los escalamientos se aplicarán a las combinaciones de carga donde intervengan las cargas sísmicas, de manera de solo escalar las cargas y no las deformaciones

11.2 Verificación de desplazamientos por carga sísmica

La norma E.030 nos indica límites de distorsión de entrepiso. Para este caso y tratándose de una estructura mixta concreto-metálica en una dirección, usaremos la distorsión de 0.010 para estructuras metálicas. Esto con la intención de ser compatibles con el valor de $R_o = 4$ que se está usando.

Hallamos los desplazamientos máximos en la estructura para cada dirección de análisis:

Dirección XX

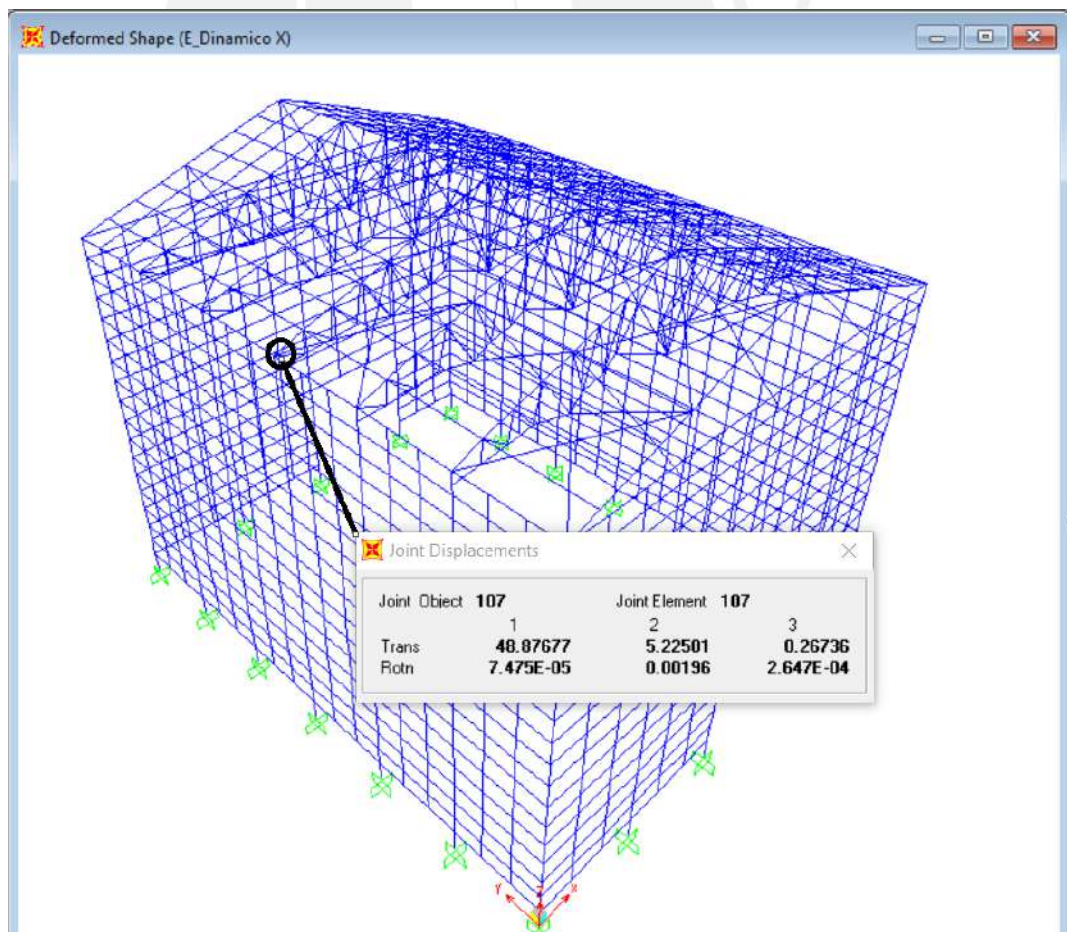


Figura 129: Vista 3d-Máximo desplazamiento por carga sísmica en la estructura para la dirección XX-48.87 mm.

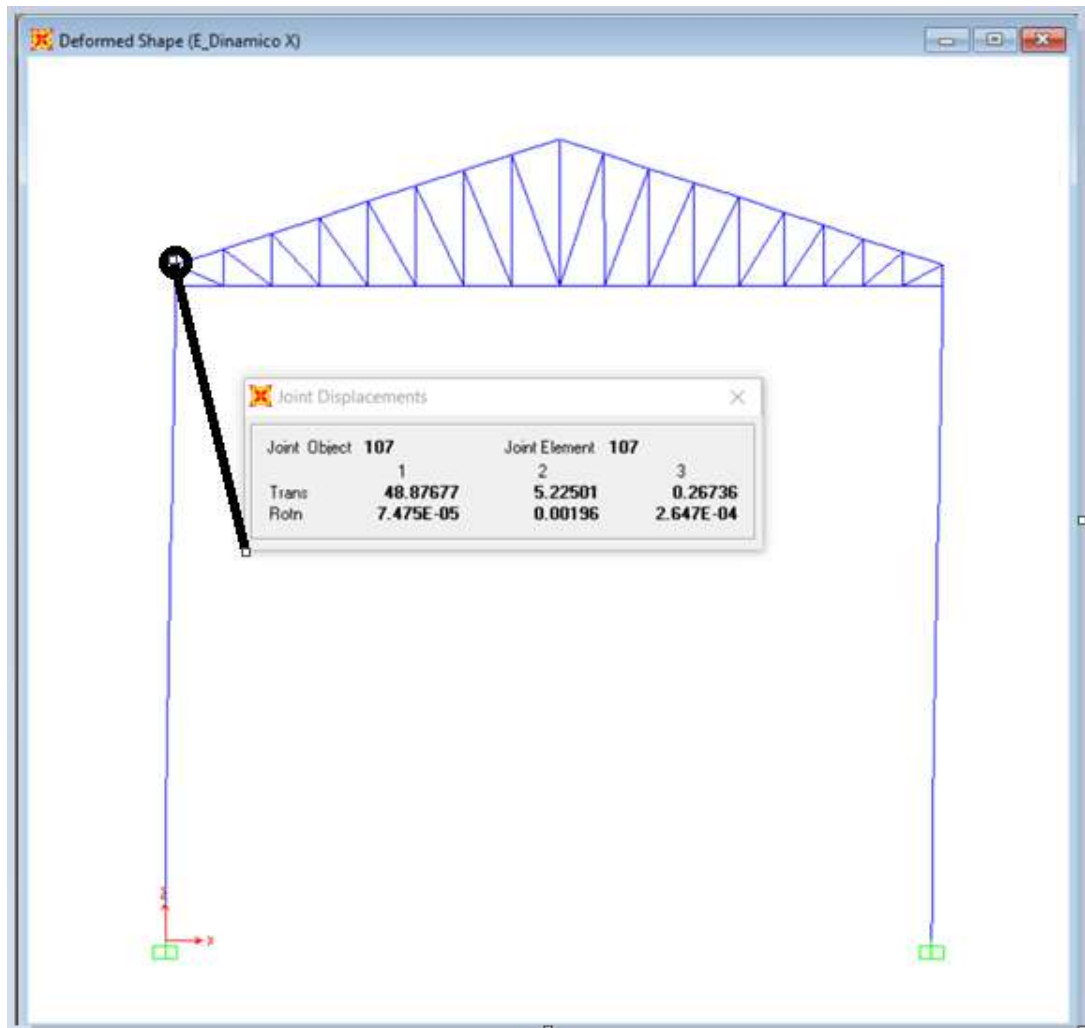


Figura 130:Elevación- Máximo desplazamiento por carga sísmica en la estructura para la dirección XX.

Para este caso:

	S(mm)	hei(mm)	ΔS (mm)	ΔD (mm)	$\Delta D/hei$	
1er Nivel	48.876	20720	48.876	146.628	0.007	< 0.001 Cumple la norma

Donde $\Delta D = 0.75 * \Delta S * R$

La distorsión obtenida es de $0.0069 < 0.010$ (Siendo consecuentes con el valor de $R=4$ utilizado), con lo que estaríamos cumpliendo con lo indicado en la norma E.030.

Dirección YY

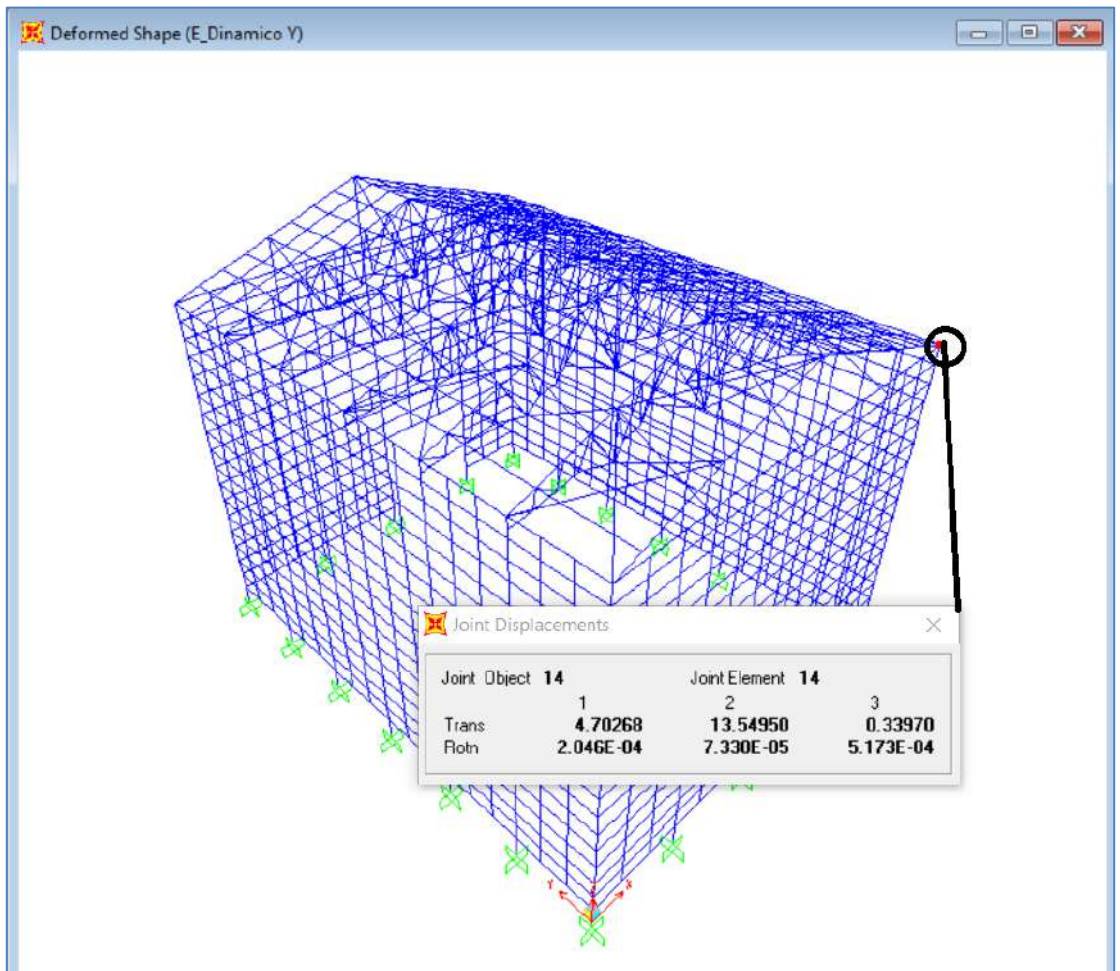


Figura 131: Vista 3D-Máximo desplazamiento por carga sísmica en la estructura para la dirección YY-13.55 mm.

Para este caso:

	S(mm)	hei(mm)	ΔS (mm)	ΔD (mm)	$\Delta D/hei$
1er Nivel	13.55	20720	13.55	81.3	0.004

< 0.007 Cumple la norma

Donde $\Delta D = 0.75 * \Delta S * R$

La distorsión obtenida es de $0.004 < 0.007$ (Siendo consecuentes con el valor de $R=8$ utilizado), con lo que estaríamos cumpliendo con lo indicado en la norma E.030.

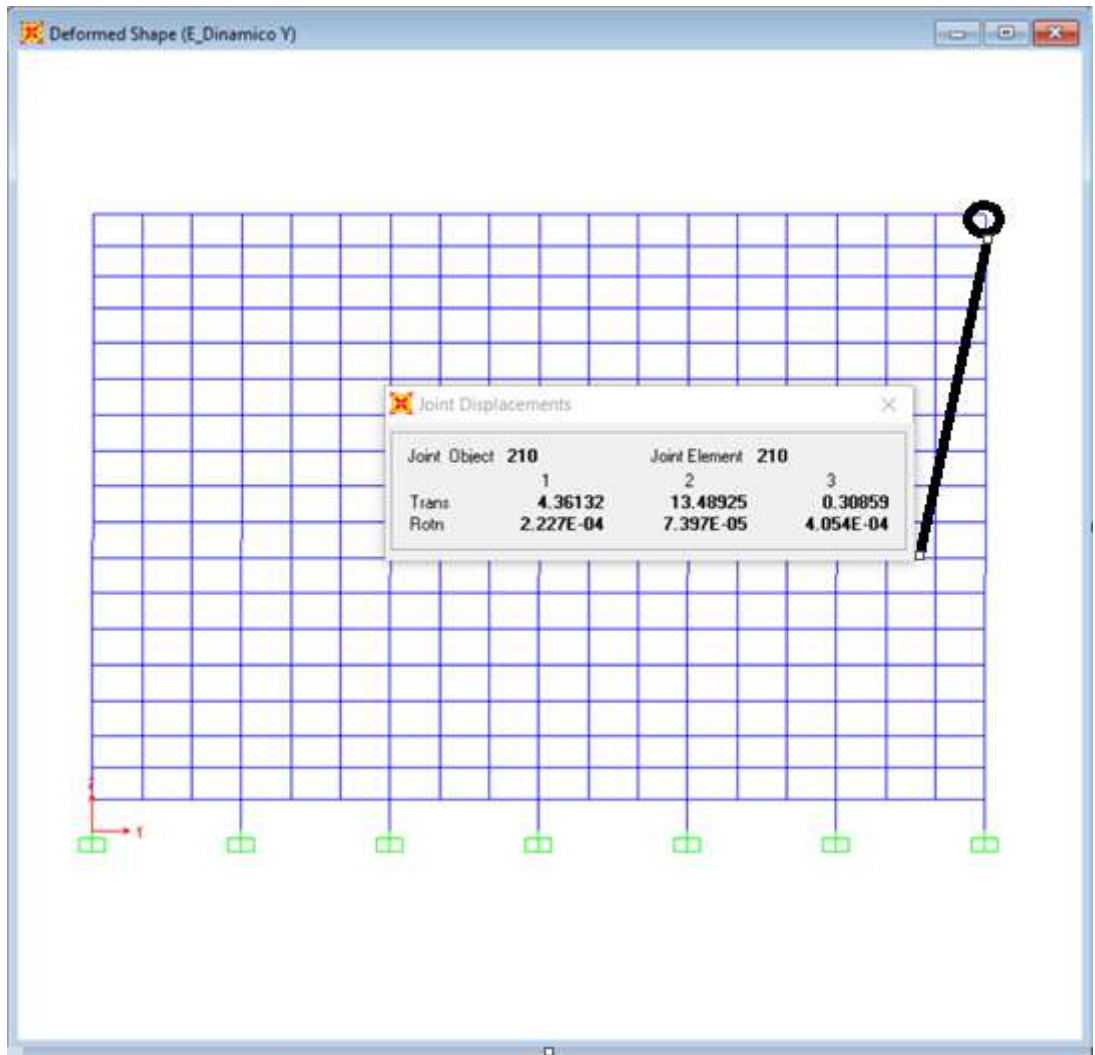
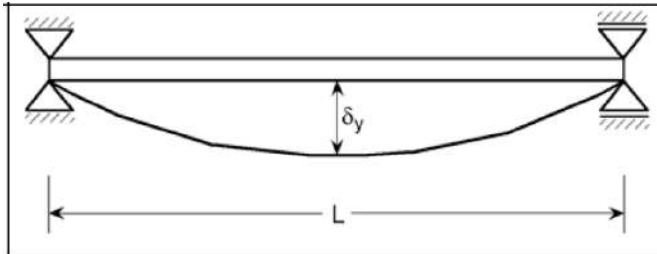


Figura 132:Elevación -Máximo desplazamiento por carga sísmica en la estructura para la dirección YY=13.55S.

11.3 Verificación de desplazamientos con Eurocódigo 3

Eurocódigo 3-Parte 6 en sus tablas 7.1 y 7.2, brinda criterios para verificación de desplazamientos máximos en las estructuras que soportan puentes grúa. Verificaremos los desplazamientos, a ver si se cumplen estos límites.

Máximo desplazamiento horizontal del puente grúa.



Para este caso $d_y \leq L/600$

Para nuestro caso $L=5000\text{mm}$ por lo que $d_y \ll 8.33\text{mm}$.

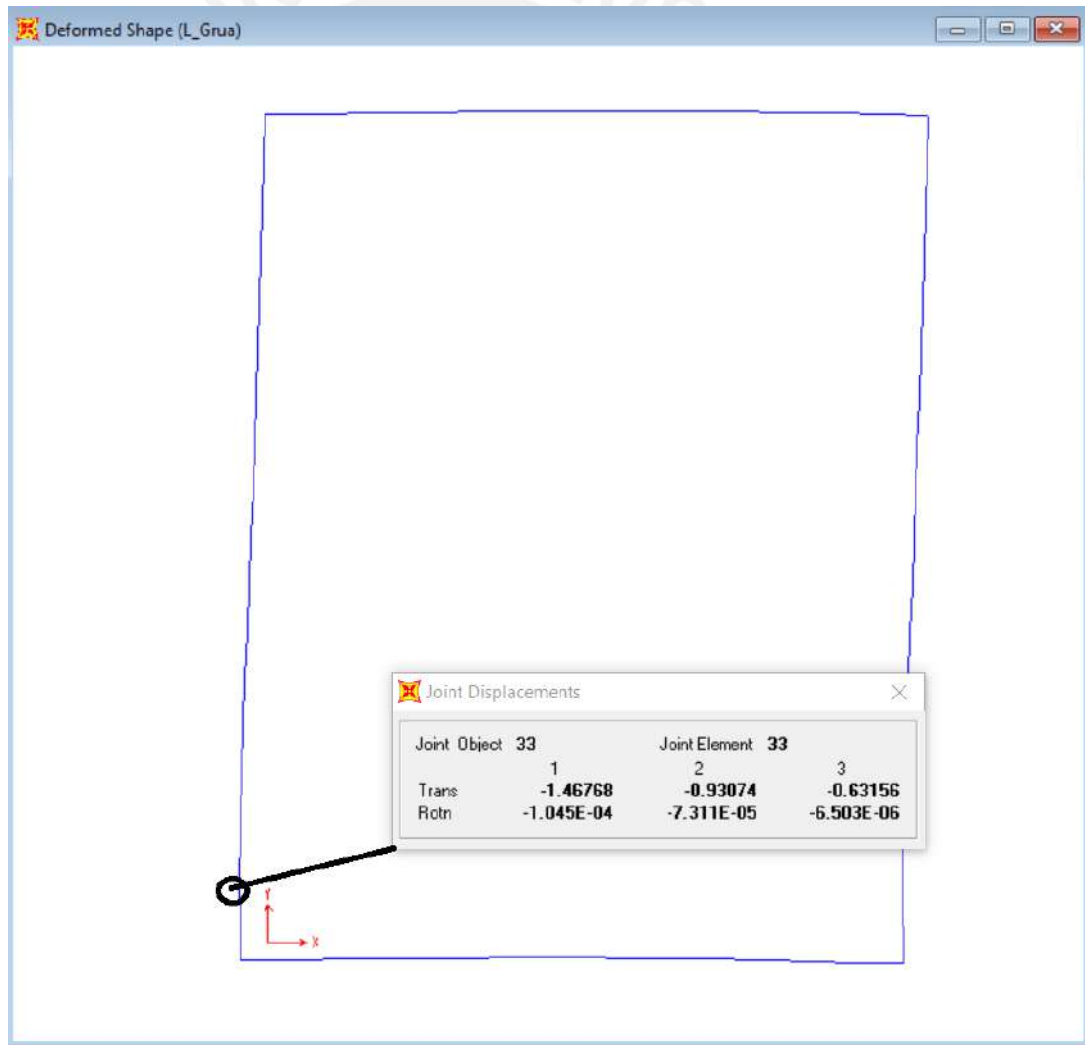
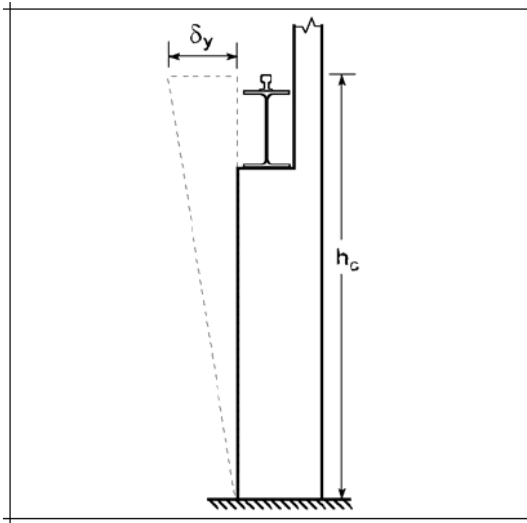


Figura 133: Máximo desplazamiento horizontal de viga carrilera-1.47mm.
1.47mm<8.33mm, entonces cumplimos con el requerimiento.

Máximo desplazamiento de la columna a nivel de viga carrilera.



Para este caso

$$\delta_y \leq h_c/400$$

$h_c=18640\text{mm}$ por lo que $\delta_y \ll 46.6\text{mm}$

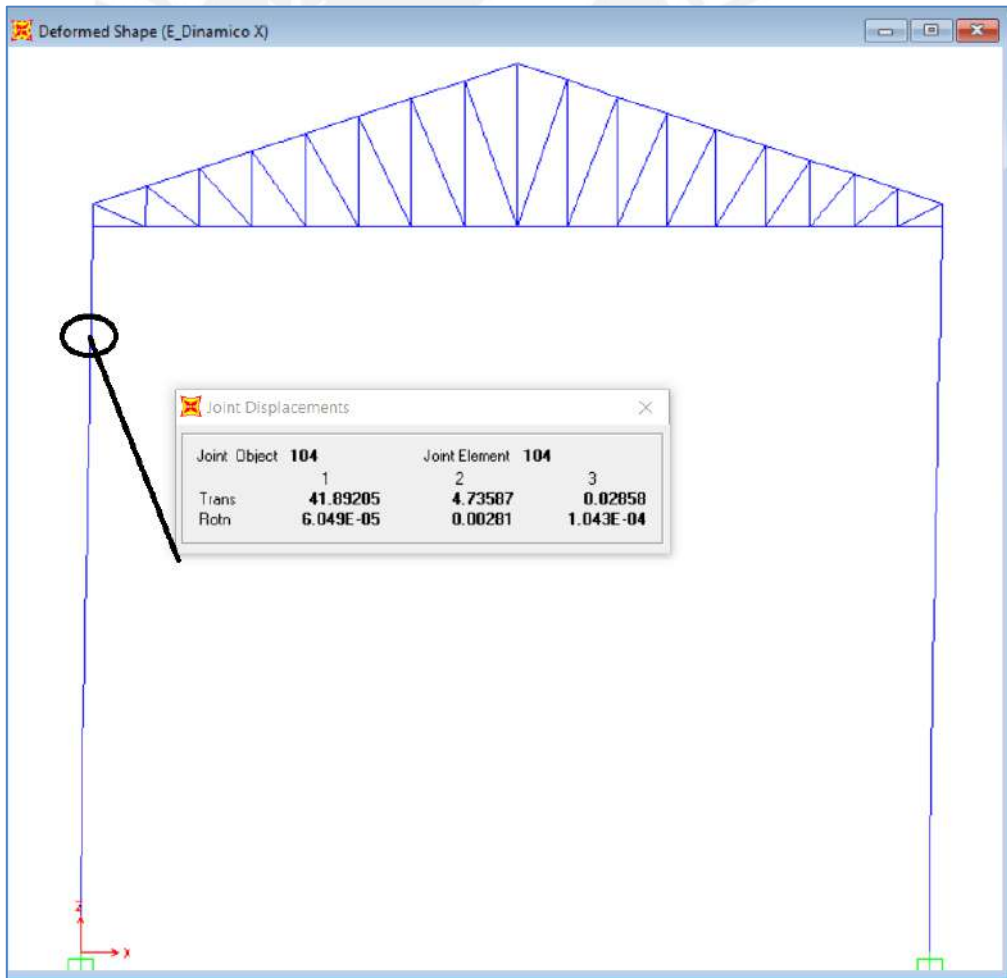
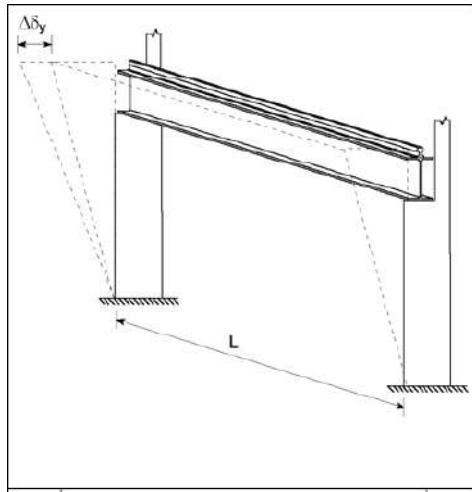


Figura 134: Máximo desplazamiento horizontal a nivel de viga carrilera-41.89mm.
41.89 mm < 46.6mm, entonces cumplimos con el requerimiento.

Desplazamiento relativo entre dos columnas continuas a la altura de la viga carrilera.



$$\Delta\delta_y \ll L/600$$

Para nuestro caso $\Delta\delta_y \ll 8.33\text{mm}$

Ya tenemos el desplazamiento mostrado en la figura 127, por lo que necesitaríamos el desplazamiento del pórtico adyacente.

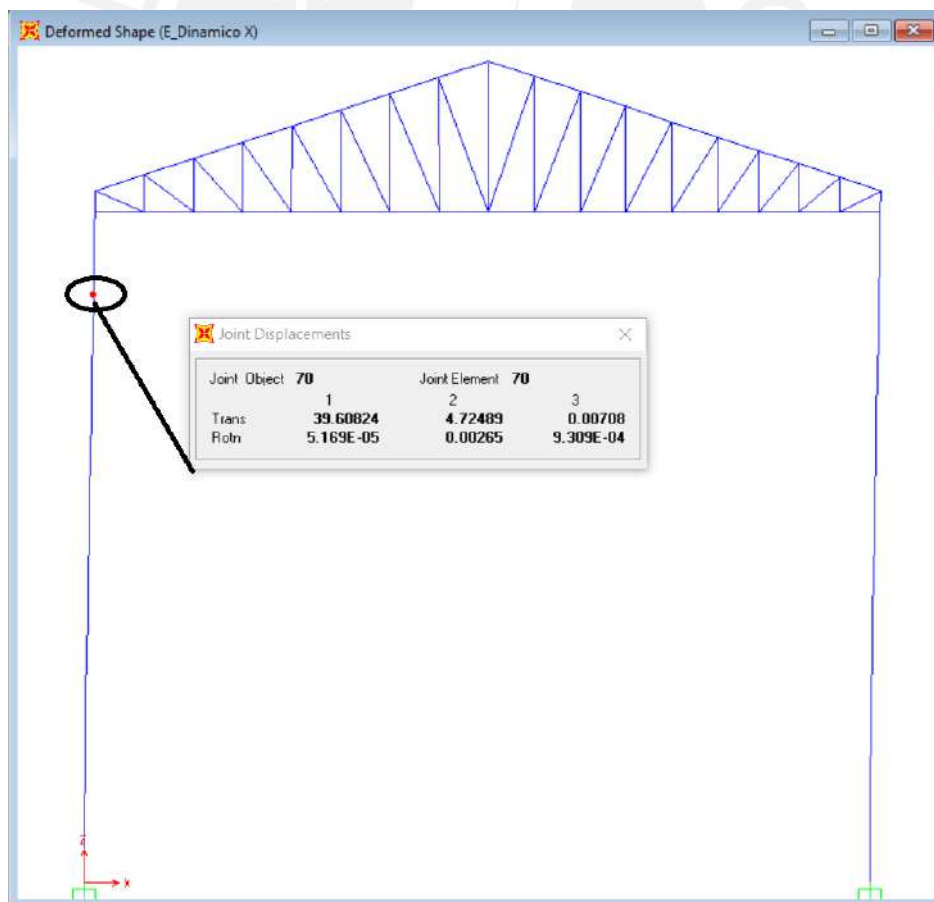
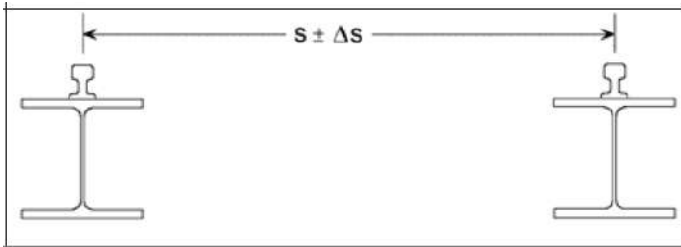


Figura 135: Máximo desplazamiento de pórtico adyacente-39.608 mm.

$$\Delta\delta_y = 41.89 - 39.608 = 2.282\text{ mm}$$

2.282mm < 8.33, entonces cumplimos con el requerimiento.

Máximo desplazamiento horizontal entre ejes de vigas carrileras.



En la figura siguiente, se muestra el desplazamiento de la viga carrilera izquierda, por lo que solo faltaría el desplazamiento de la viga carrilera derecha.

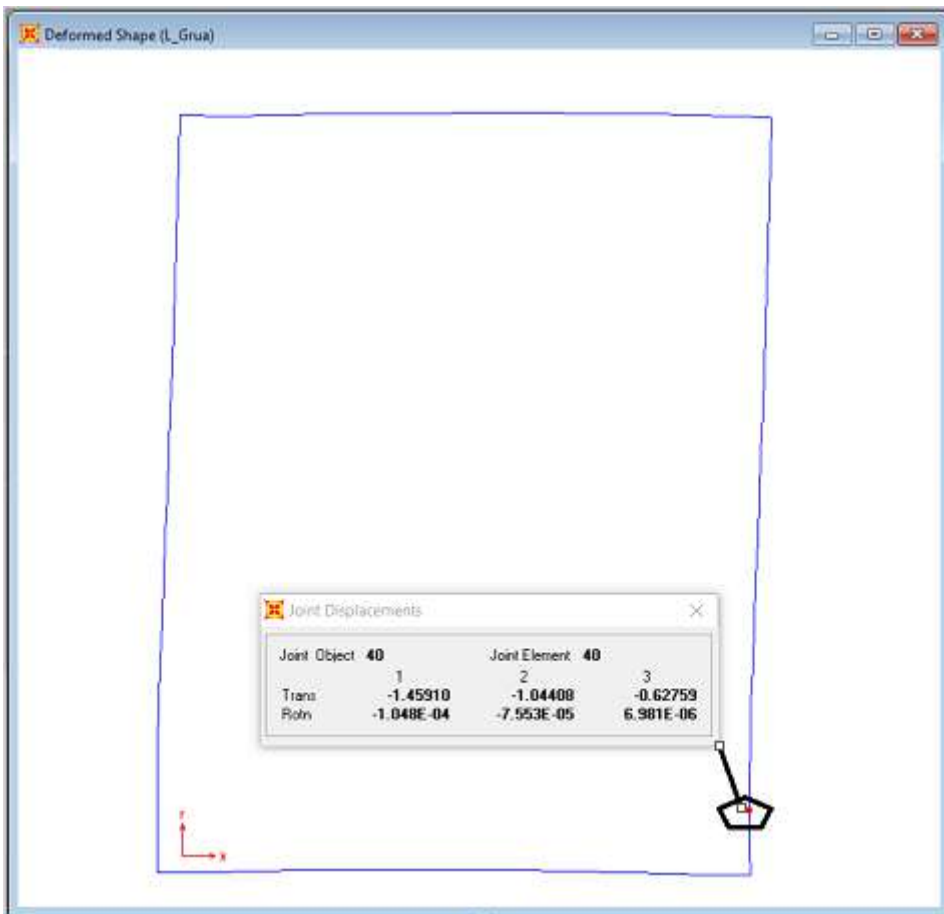
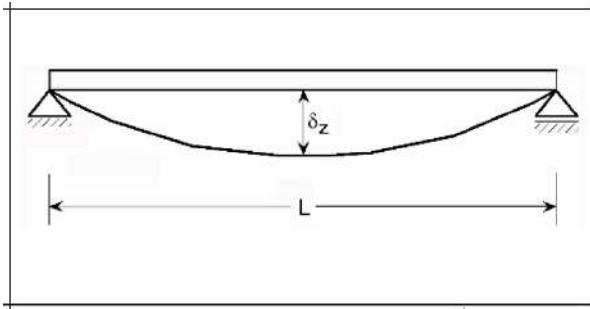


Figura 136: Desplazamiento horizontal máximo de punto medio de viga carrilera derecha-1.459mm.

$$\Delta S = (1.47 - 1.46) = 0.01\text{mm} \ll 10\text{mm}$$

Entonces cumpliríamos con el requerimiento.

Máximo desplazamiento vertical de viga carrilera.



$$\delta_z \ll \frac{L}{600} \text{ y } \delta_z \leq 25\text{mm};$$

$$\delta_z \ll \frac{5000}{600} = 8.33\text{mm}$$

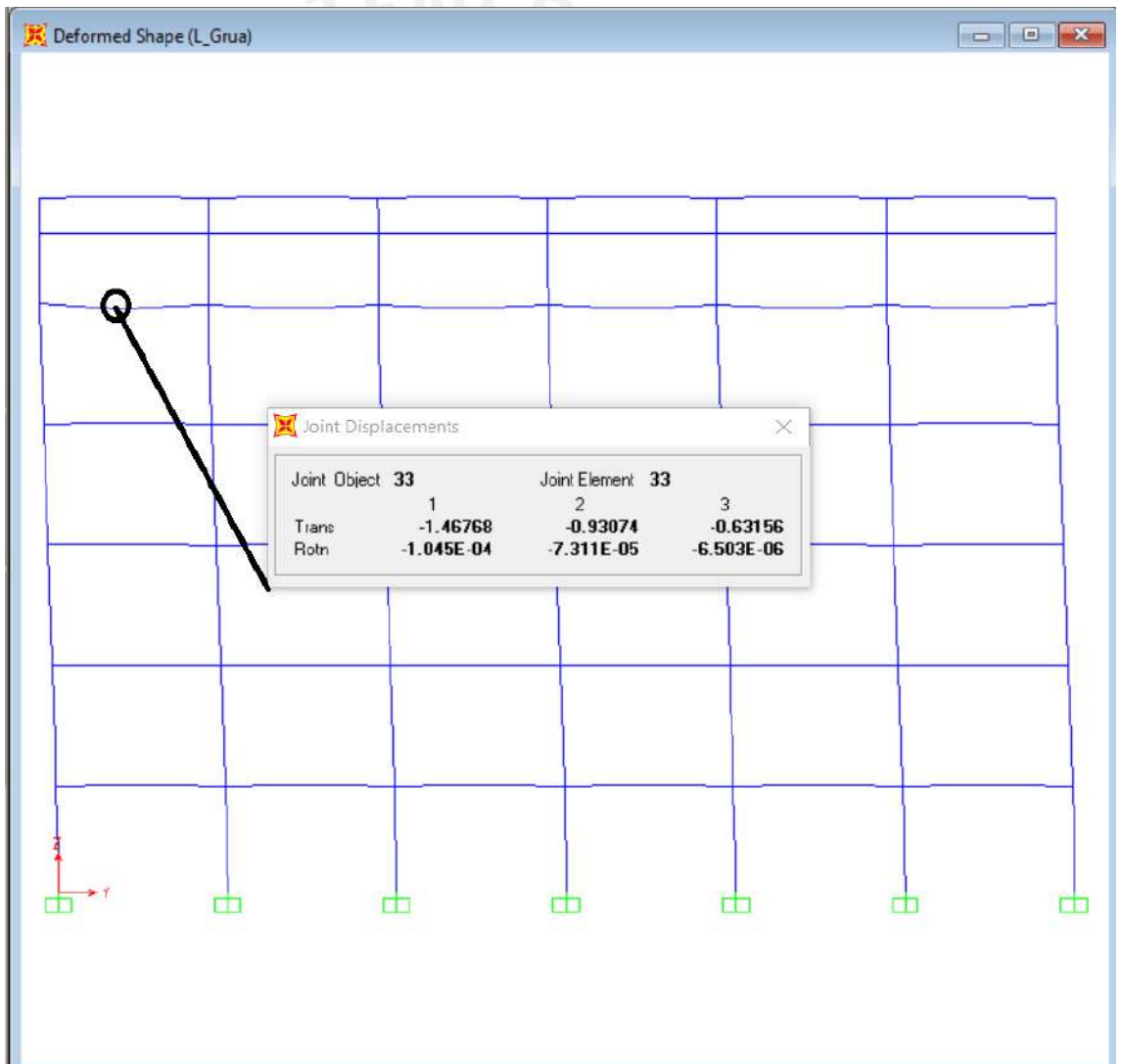
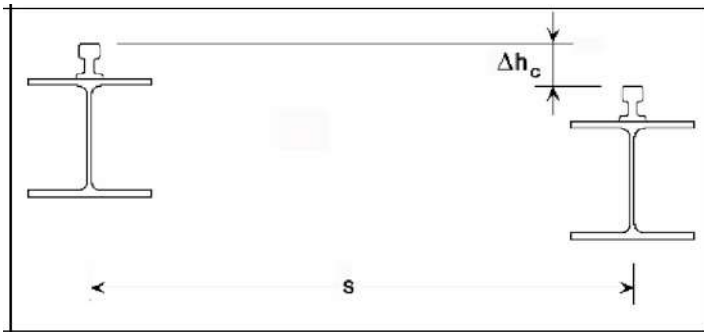


Figura 137: Desplazamiento vertical de viga carrilera izquierda-0.93mm
0.93mm<8.33 por lo que estaríamos cumpliendo la condición.

Máximo desplazamiento relativo vertical entre vigas carrileras.



$$\Delta h_c \ll s/6000;$$

$$\Delta h_c \leq \frac{23500}{6000} = 39.17mm$$

En la figura siguiente tenemos el desplazamiento de la viga carrilera izquierda, agregando los resultados de la viga carrilera derecha;

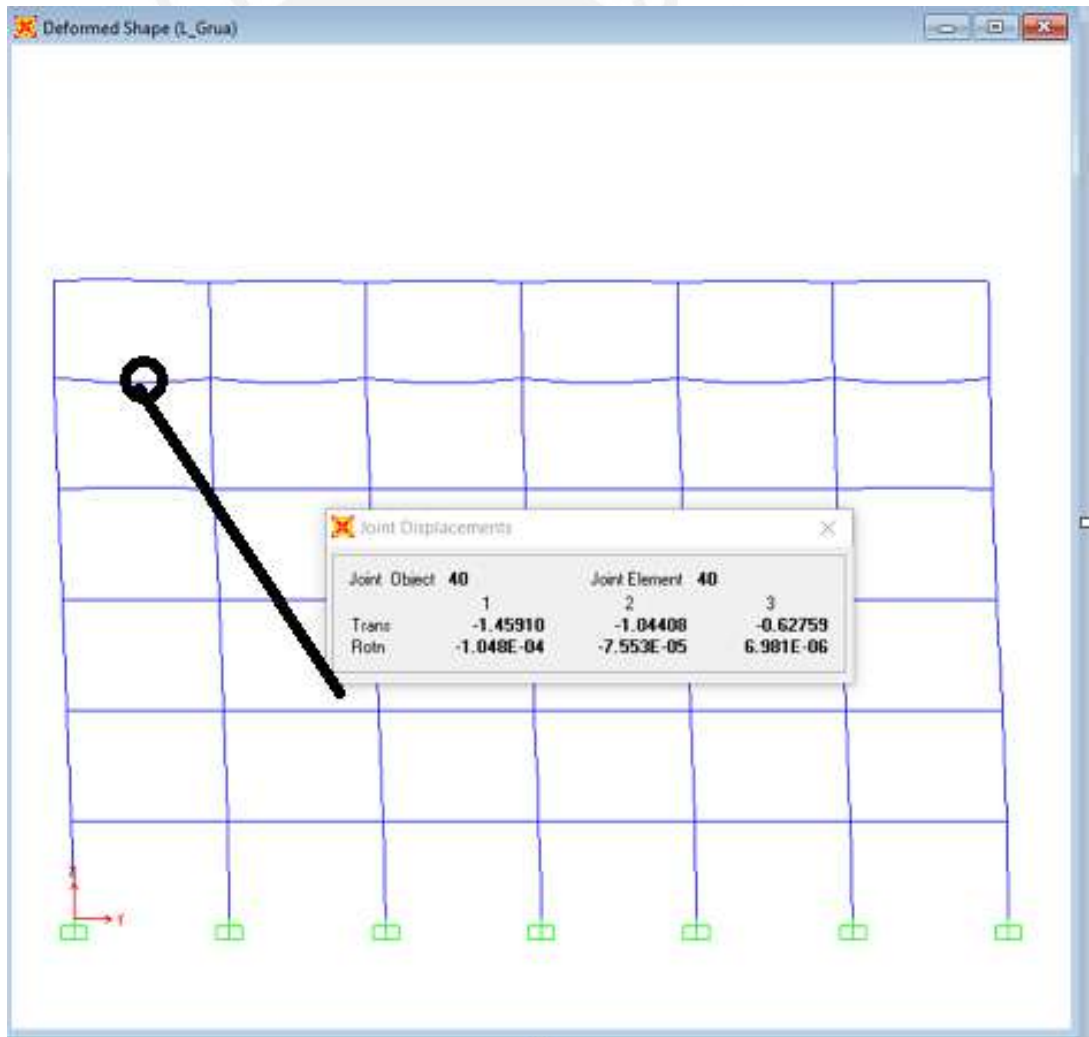


Figura 138: Desplazamiento de la viga vertical derecha-0.98mm.

$$\Delta h_c = 1.04 - 0.93 = 0.11mm \ll 39.17mm$$

Estaríamos cumpliendo el requisito.

11.4 Fuerzas en estructuras metálicas

En estructuras metálicas tenemos los tijerales, las correas, los largueros y los arriostramientos de tijerales.

11.4.1 Tijerales metálicos

a) Para método ASD

Para el caso de los tijerales, los elementos principales son las bridas superiores e inferiores. Estos elementos solo trabajaran a tracción ó compresión, según la siguiente figura.

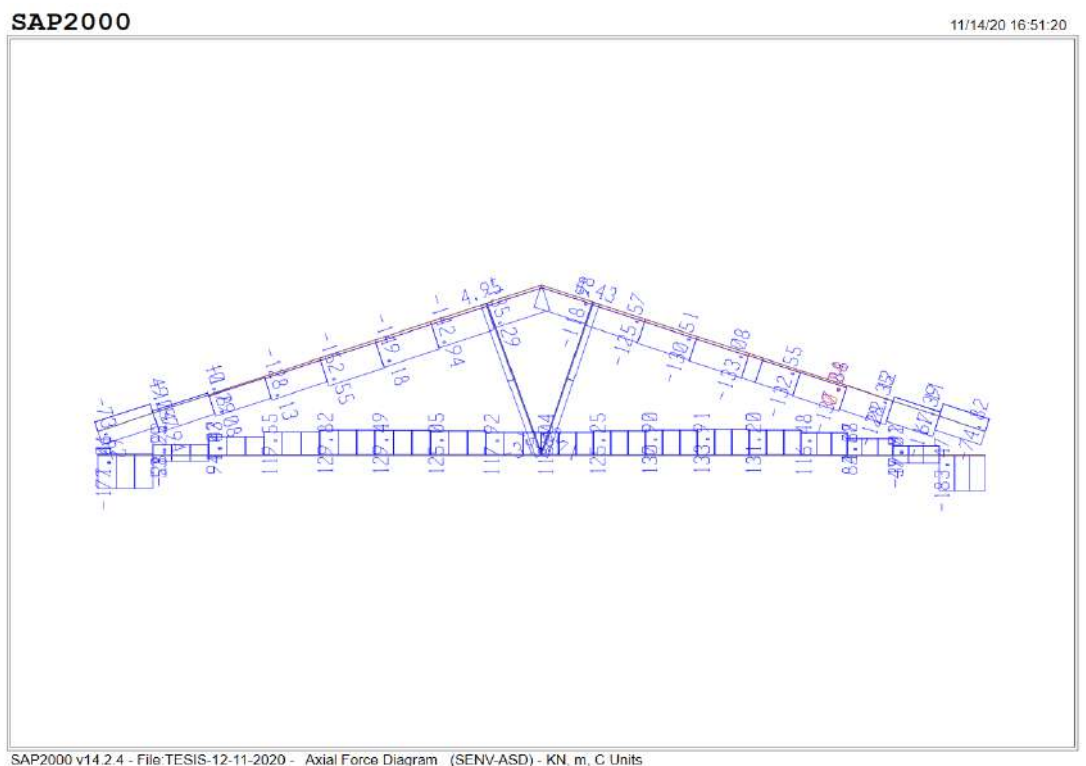


Figura 139: Fuerzas de Tracción y compresión en Tijeral metálico (Cargas en servicio).

Donde se puede observar que la máxima tracción es $T_s=133.91$ kN y la máxima compresión es de $C_s=183.47$ kN.

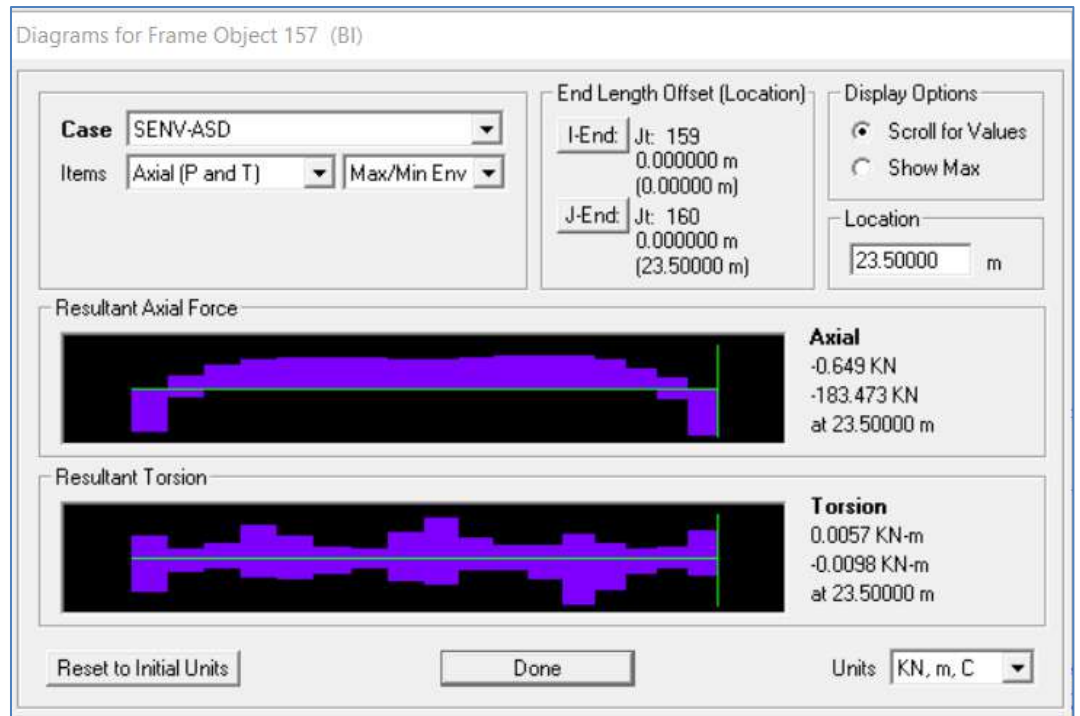


Figura 140: Máxima compresión en brida inferior de tijeral metálico-Cs=183.47kN.

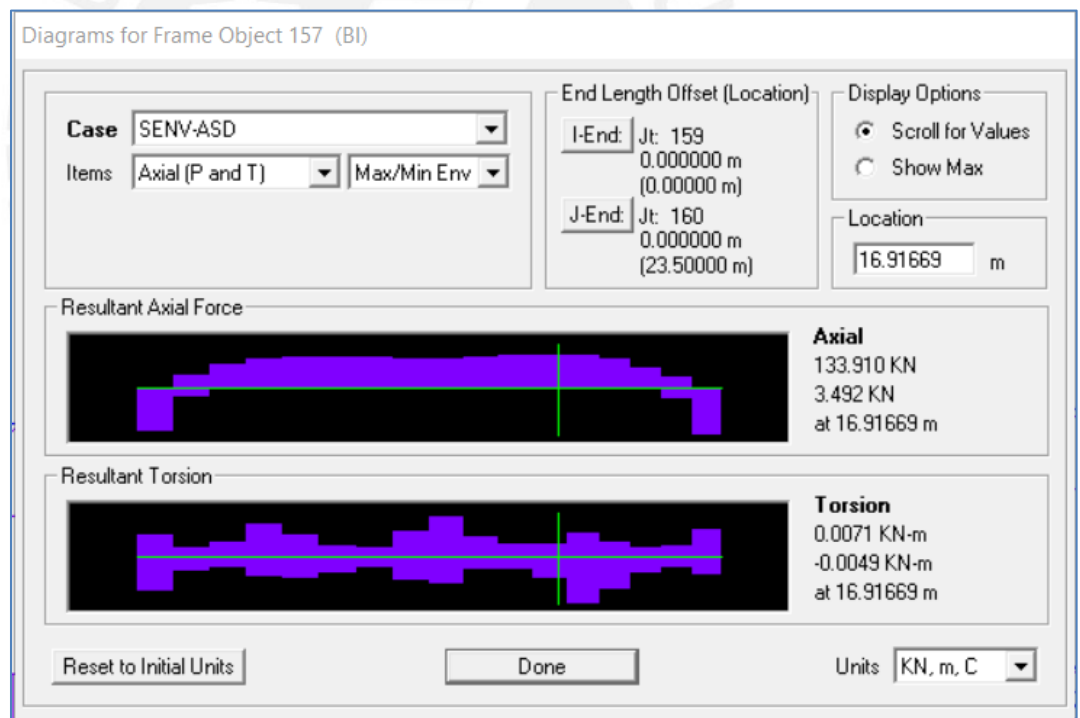
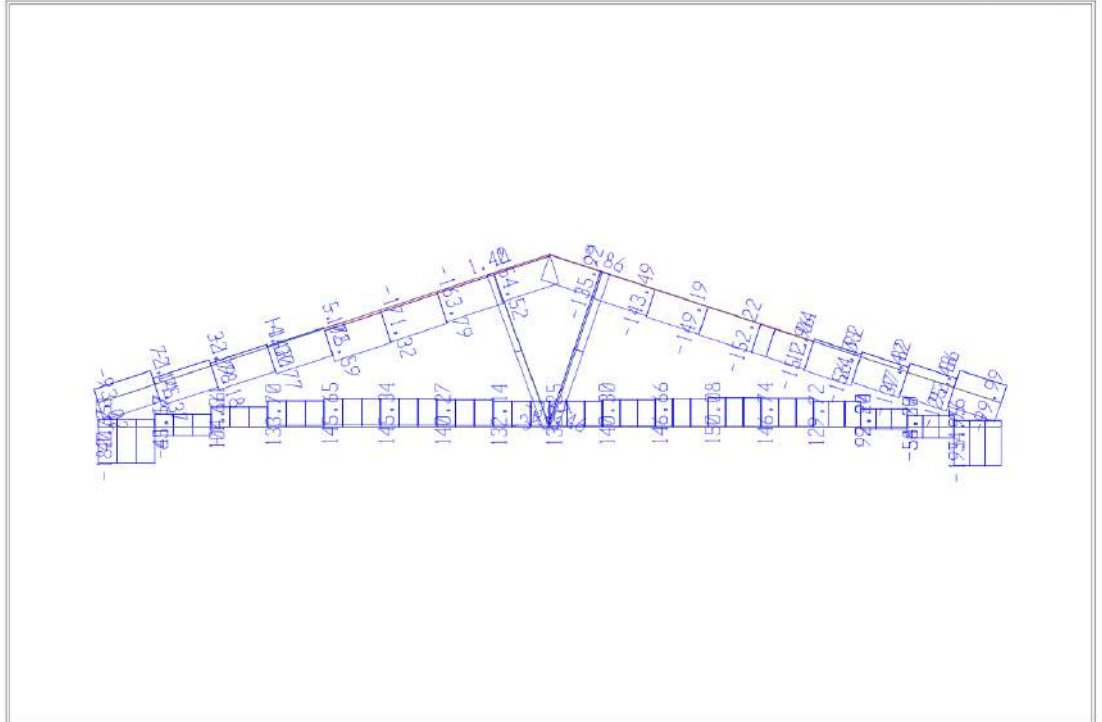


Figura 141: Máxima tracción en brida inferior de tijeral metálico-Ts=133.91 kN

b) Para Método LRFD

SAP2000

11/14/20 17:31:30



SAP2000 v14.2.4 - File:TESIS-12-11-2020 - Axial Force Diagram (UENV-MET) - KN, m, C Units

Figura 142:Fuerzas de Tracción y Compresión en tijeral metálico (Cargas últimas).

Donde se puede observar que la máxima tracción es $T_u=150.78$ kN y la máxima compresión es de $C_u=195.95$ kN.

Diagrams for Frame Object 157 (BI)

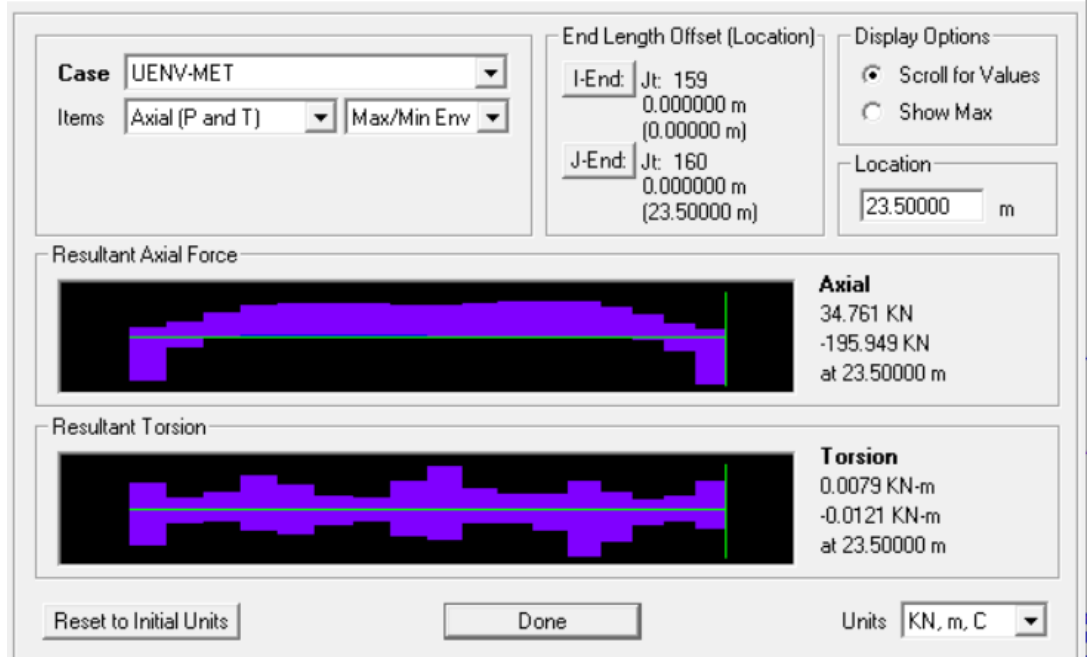


Figura 143:Máxima compresión en brida inferior de tijeral metálico ($C_u=195.95$ kN).

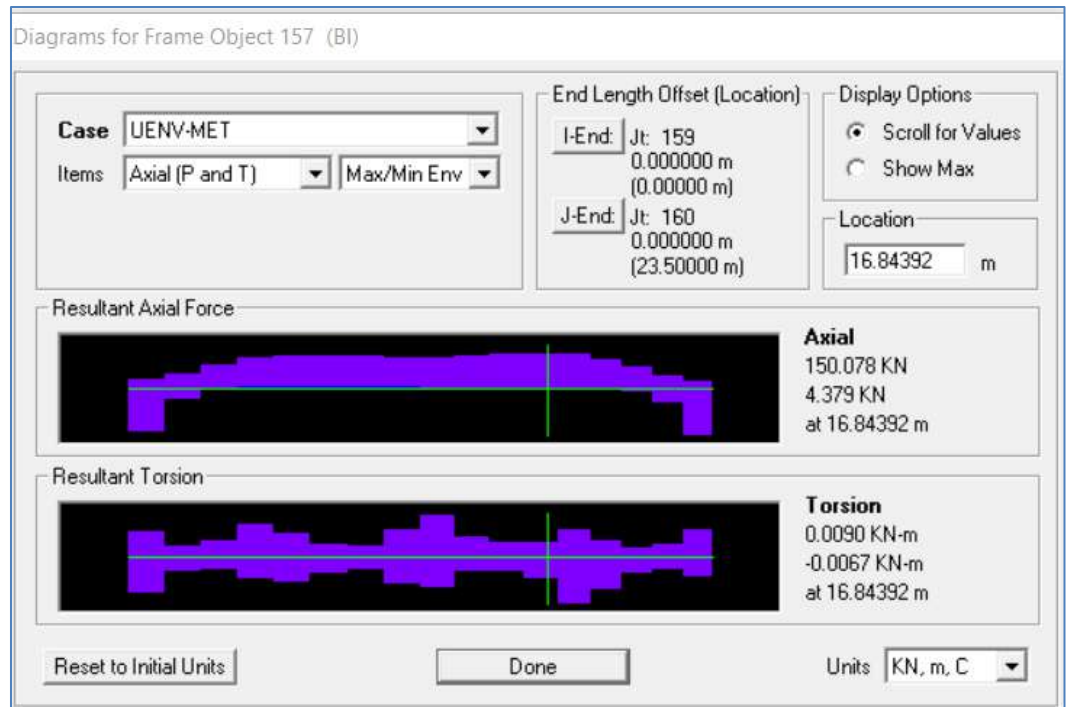


Figura 144: Máxima tracción en tijeral metálico ($T_u=150.78$ kN).

11.4.2 Correas de techo

Las correas de techo están apoyadas en el techo a dos aguas y sufren flexión biaxial en sus ejes locales. También fuerzas de cortante en ambas direcciones. Por lo tanto, presentaremos los diagramas de momentos y cortante, para cada uno de sus ejes locales.

a) Método ASD.

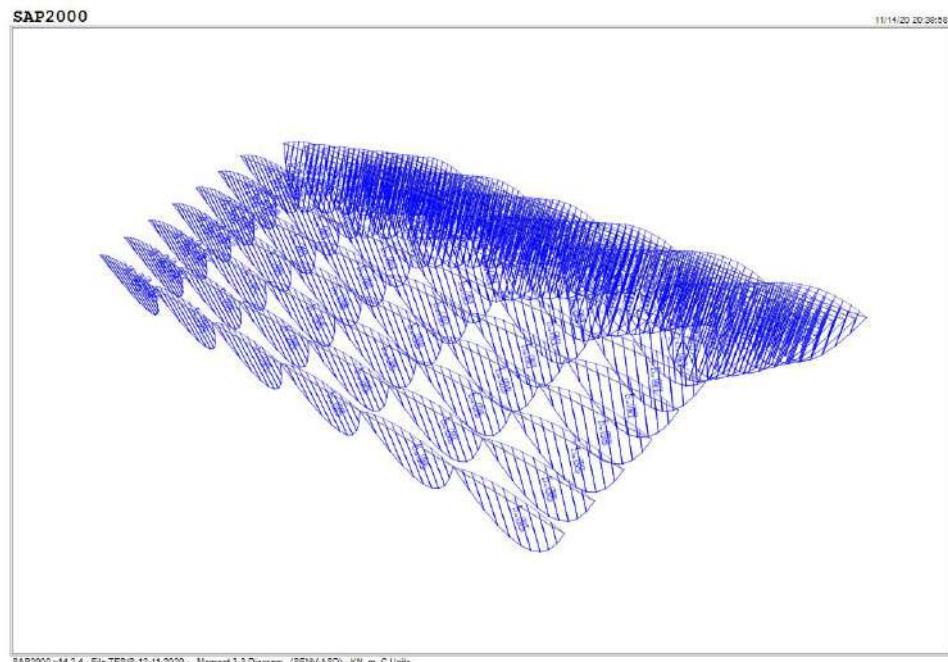


Figura 145: Envoltura de Momentos de servicio en correas-Eje 3.

Donde el momento M_s máximo es 5.33 kN-m

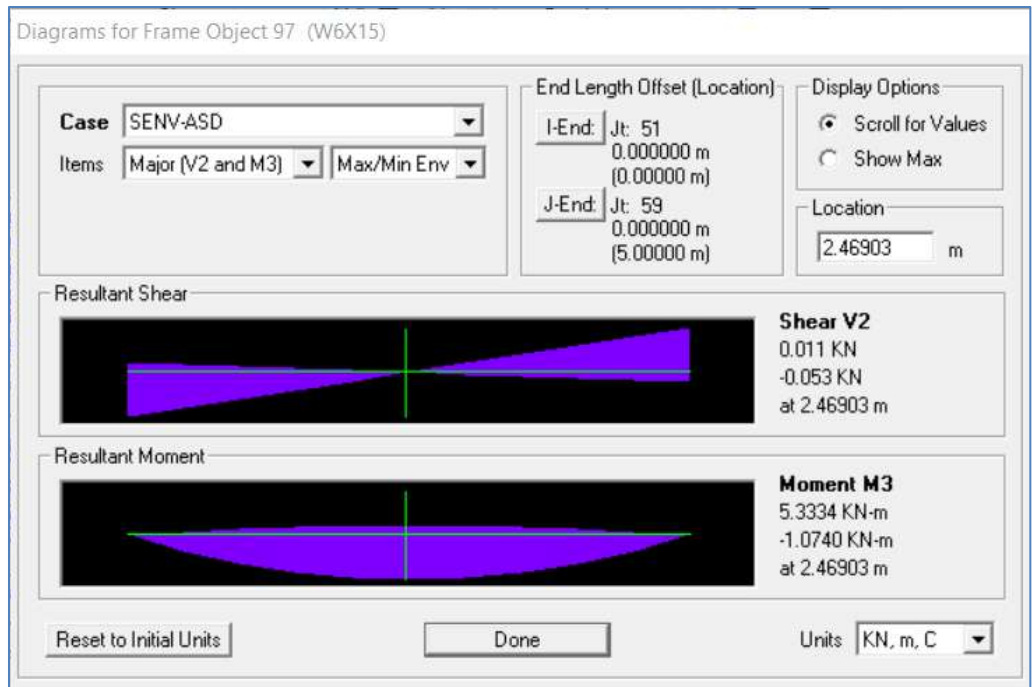


Figura 146: Máximo momento en servicio en eje local 3 para correas de techo,

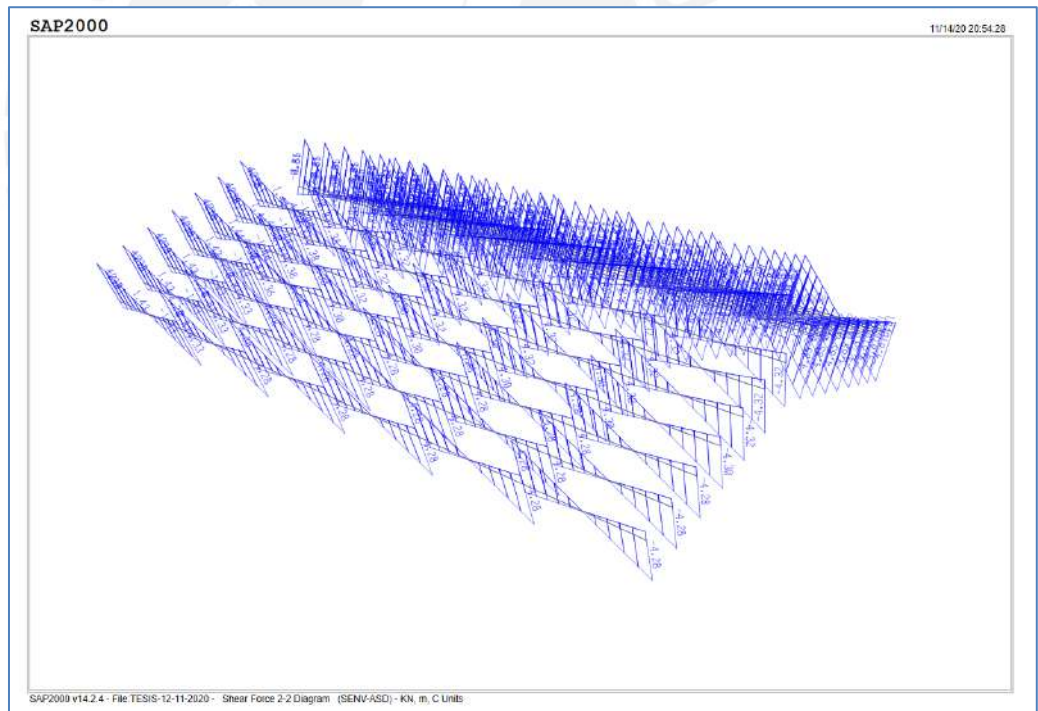


Figura 147: Envoltura de fuerza cortante de servicio en Eje Local 2.

Donde el cortante máximo en el eje 2 es 4.28 kN.

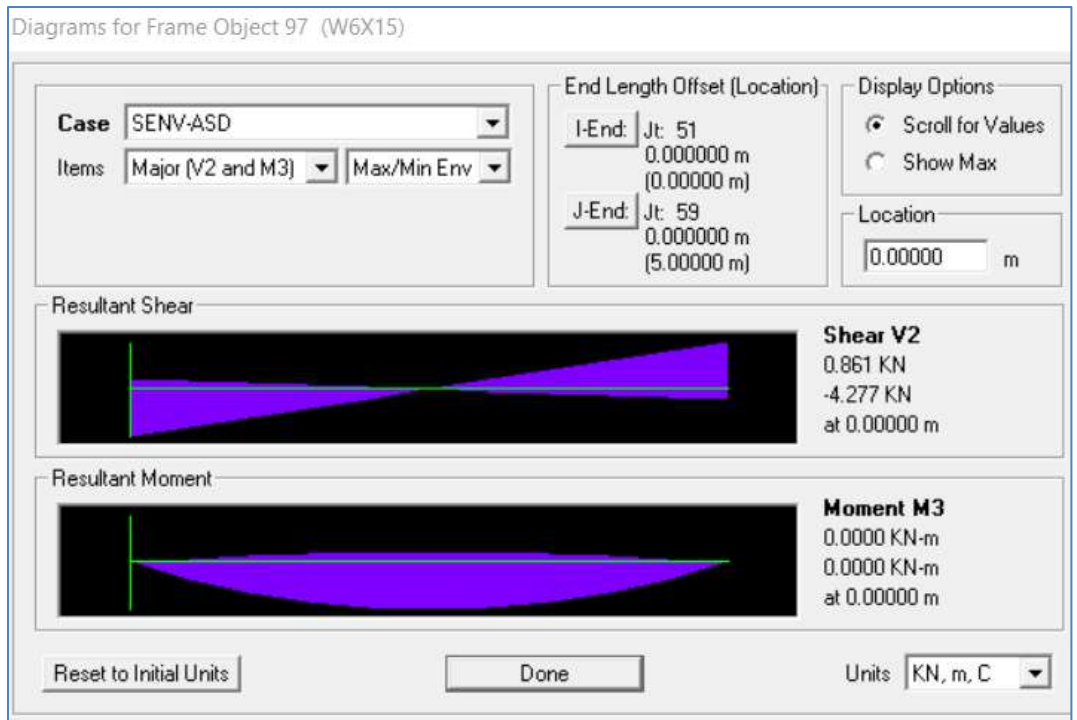


Figura 148: Máxima Fuerza cortante en el eje 3-Vs22=4.28 kN.

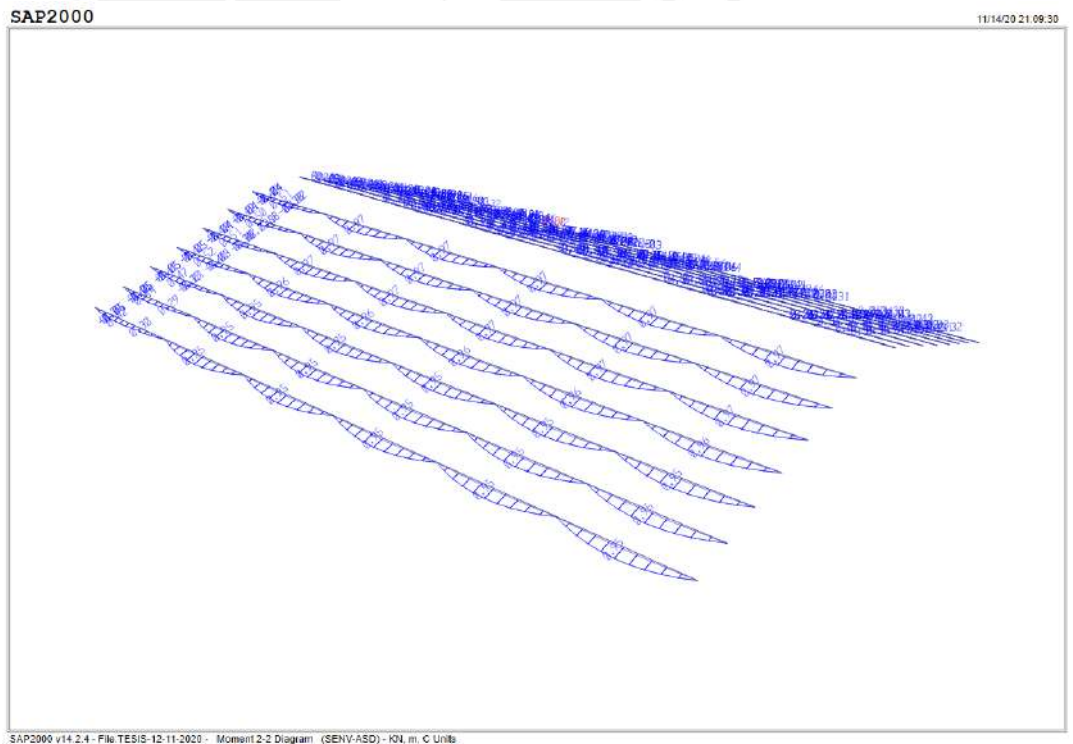


Figura 149: Envoltura de momentos de servicio en el eje local 2, para correas de techo.

Donde el momento Ms22 máximo es 0.97 kN-m.

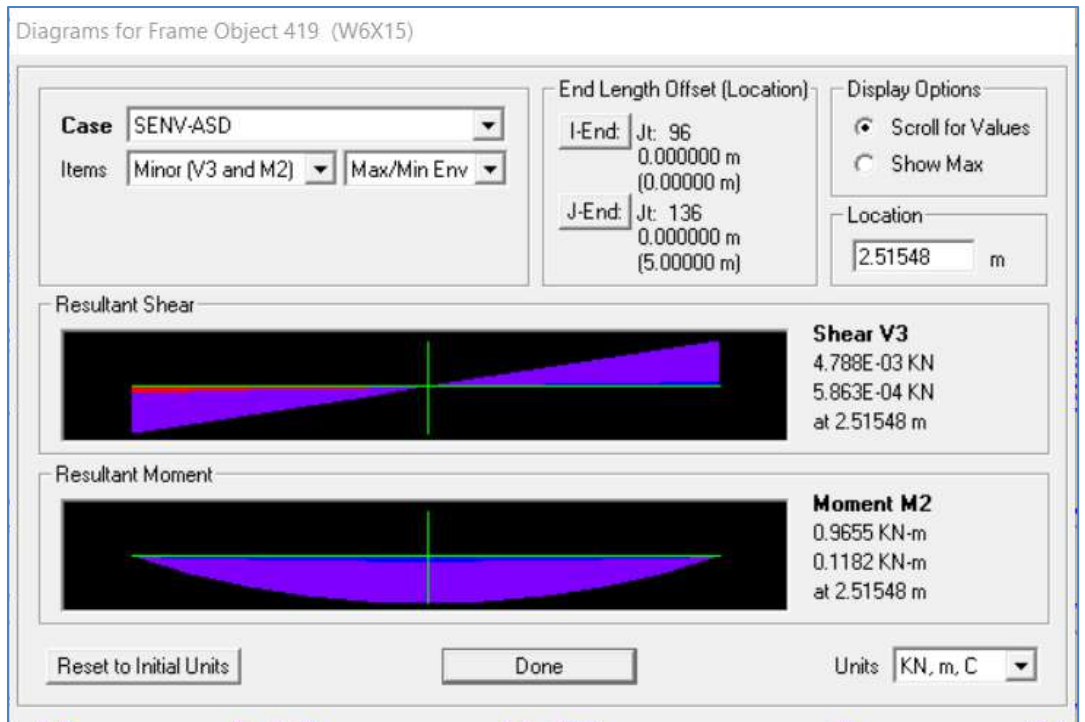


Figura 150: Momento máximo de servicio en eje local 2.

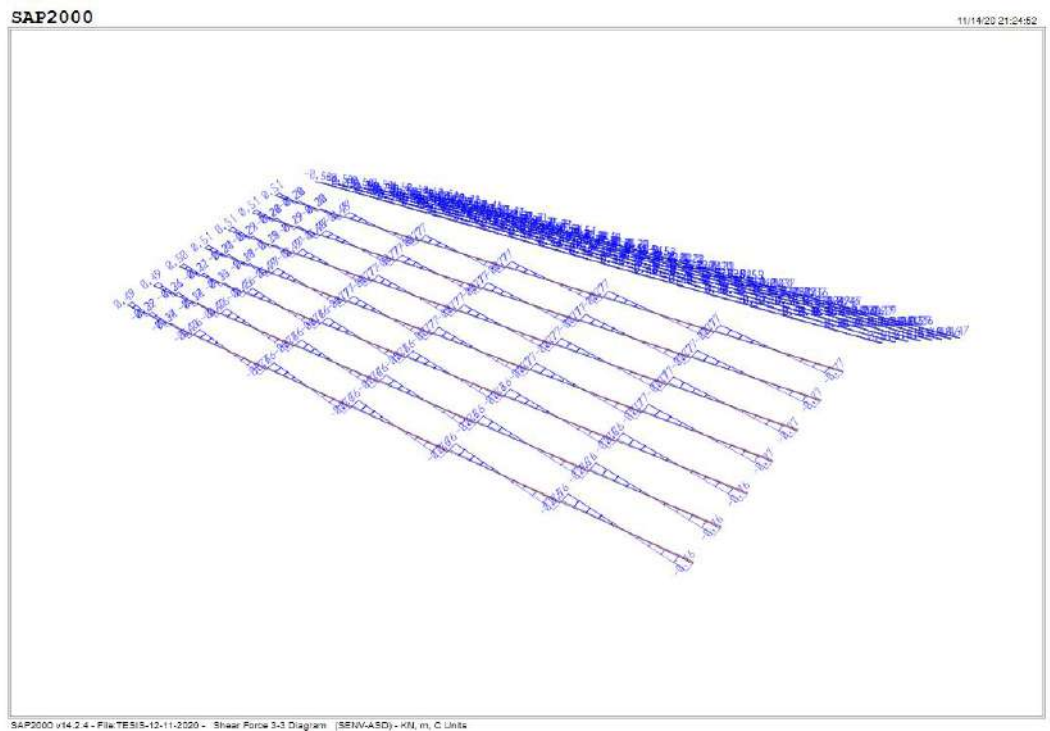


Figura 151: Envoltura de fuerza cortante de servicio en eje local 3. Donde el cortante máximo en el eje 3 es 0.76kN.

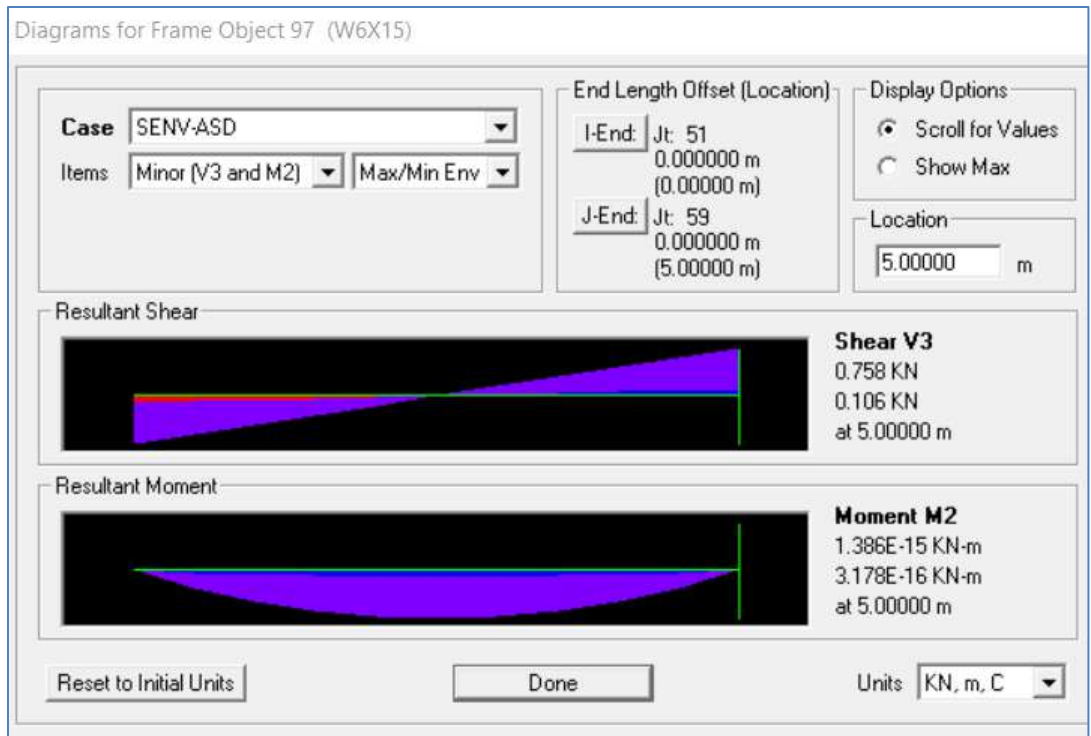


Figura 152: Máxima fuerza cortante en eje 3- $V_{s33}=0.76$ kN.

b) Método LRFD

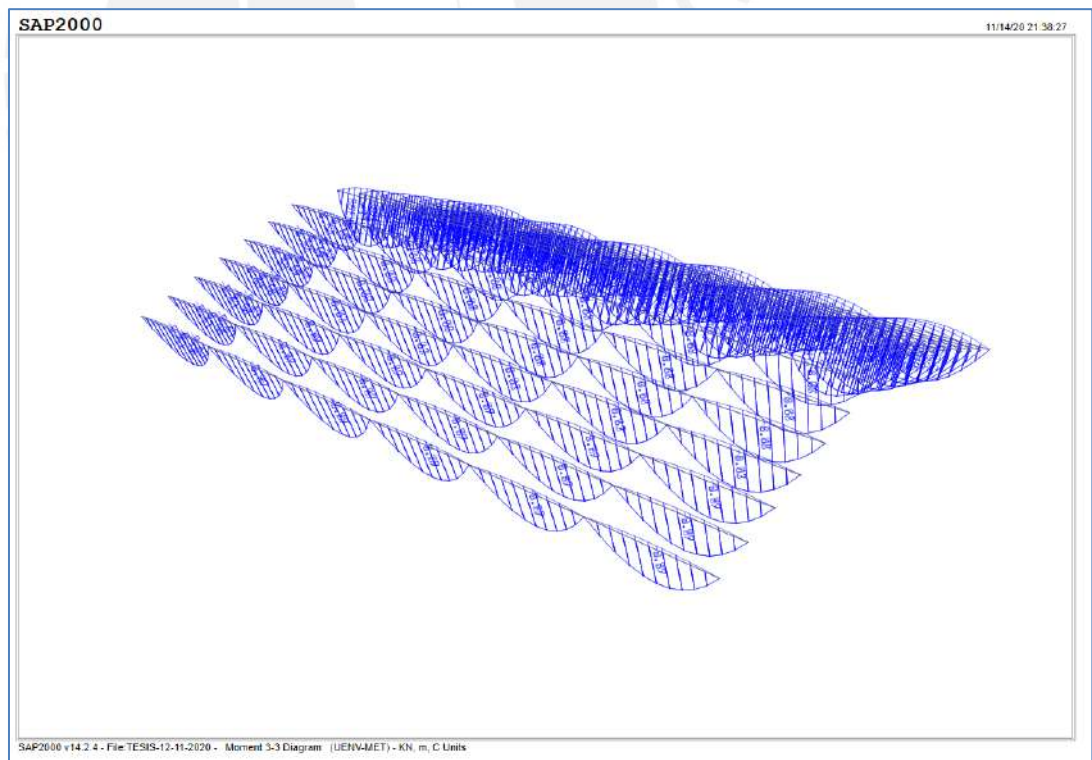


Figura 153: Envoltura de momentos últimos en eje local 3, en correas de techo. Donde el momento M_{u33} máximo es 6.07 kN-m.

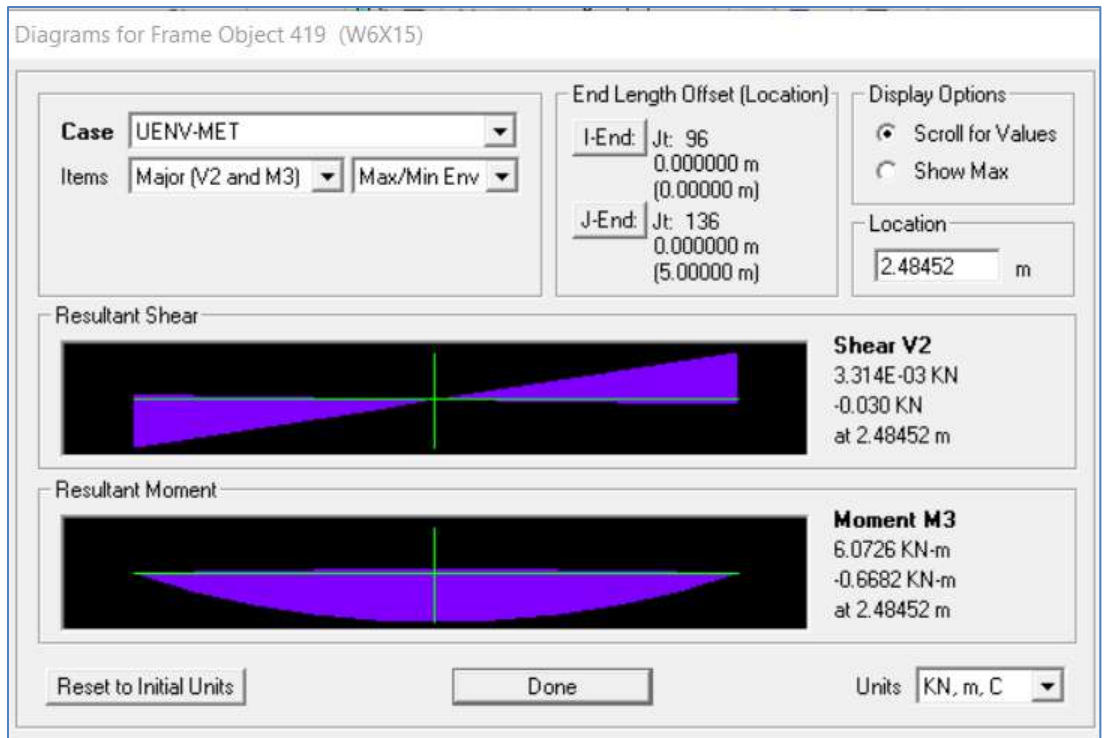


Figura 154: Máximo momento último en eje 3- $M_{u33}=6.07$ kN-m.

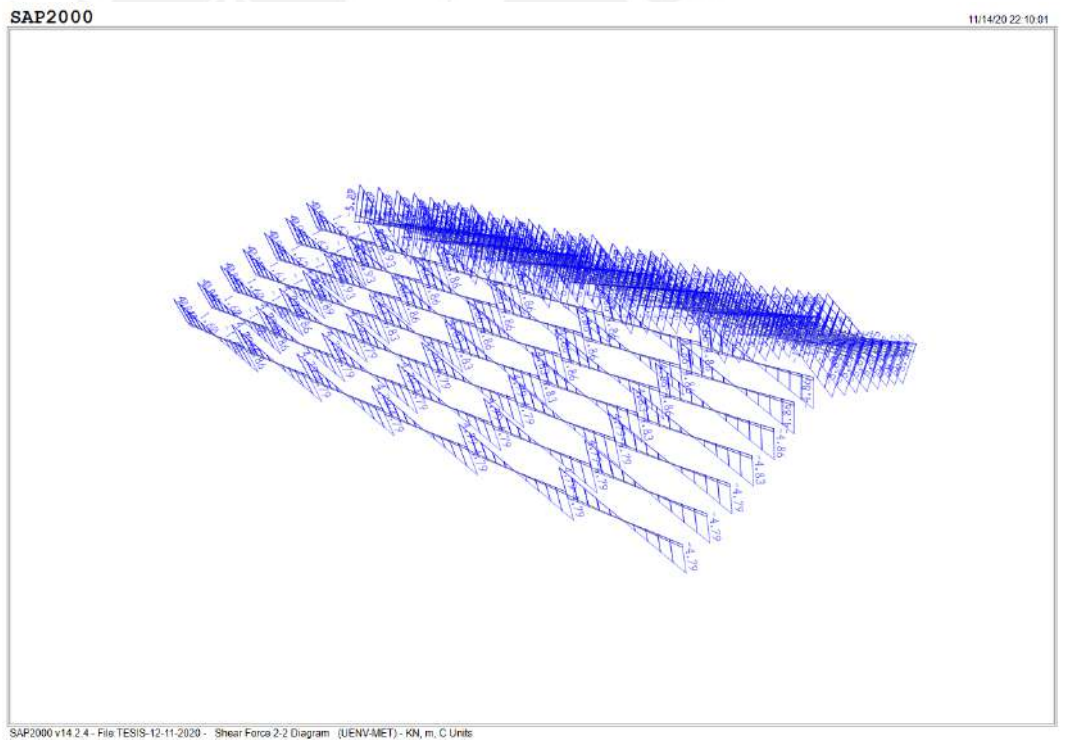


Figura 155: Envolvente de fuerza cortante última en eje local 2. Donde el cortante V_{u22} máximo es 4.864 kN.

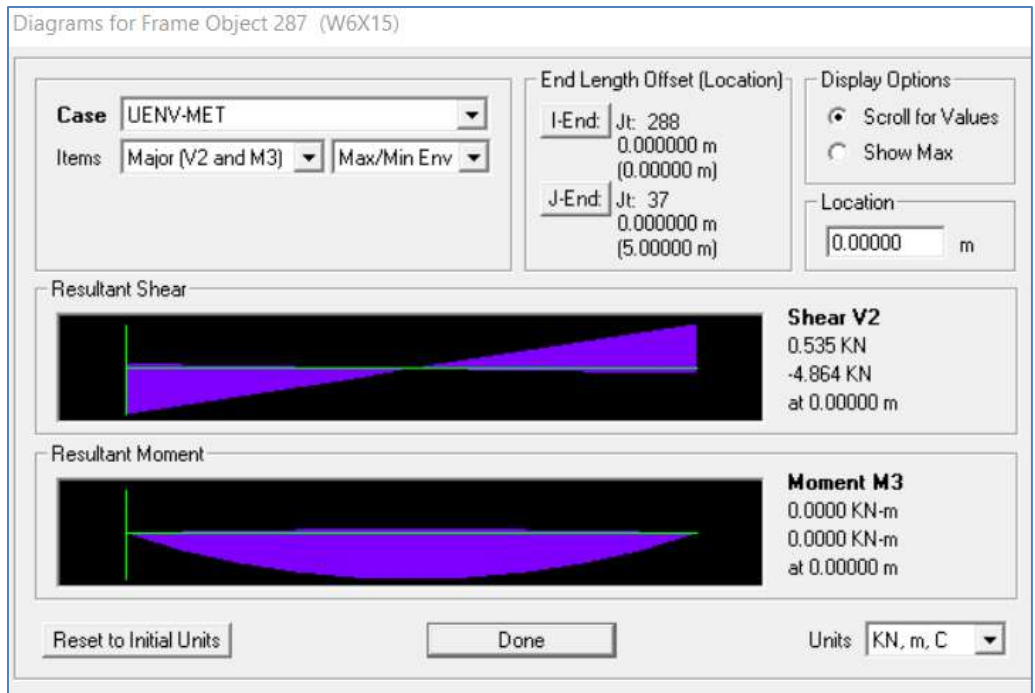


Figura 156: Máxima fuerza cortante $V_{u22}=4.86$ kN, en eje local 2.

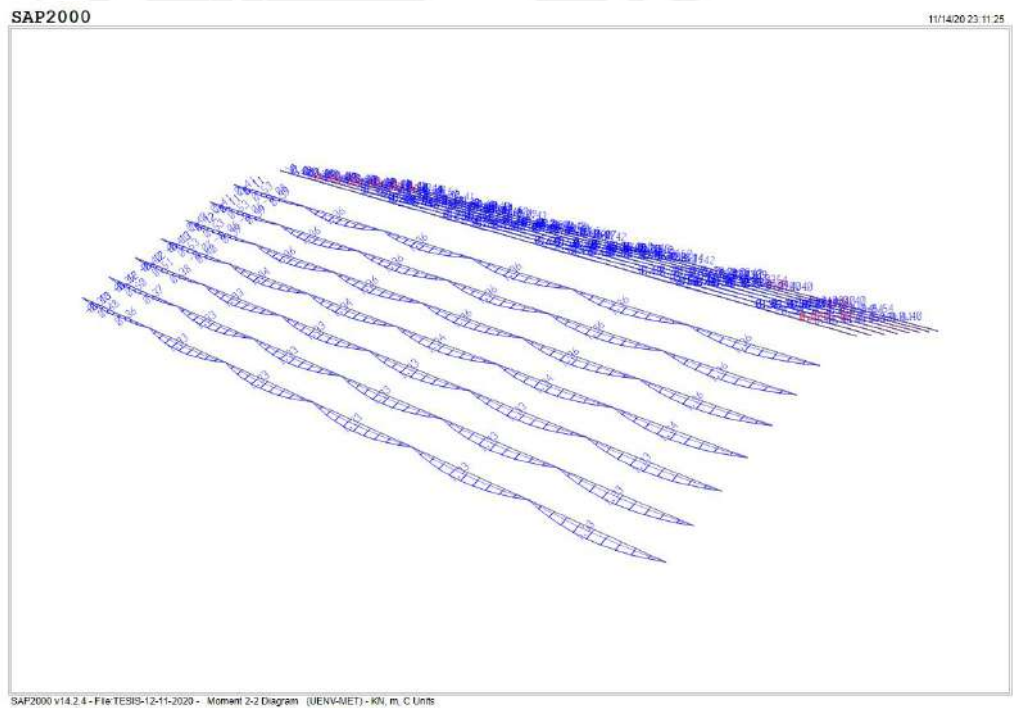


Figura 157: Envolvente de momentos últimos en eje local 2, en correas de techo. Donde el momento máximo M_{u22} es igual a 1.36 kN-m.

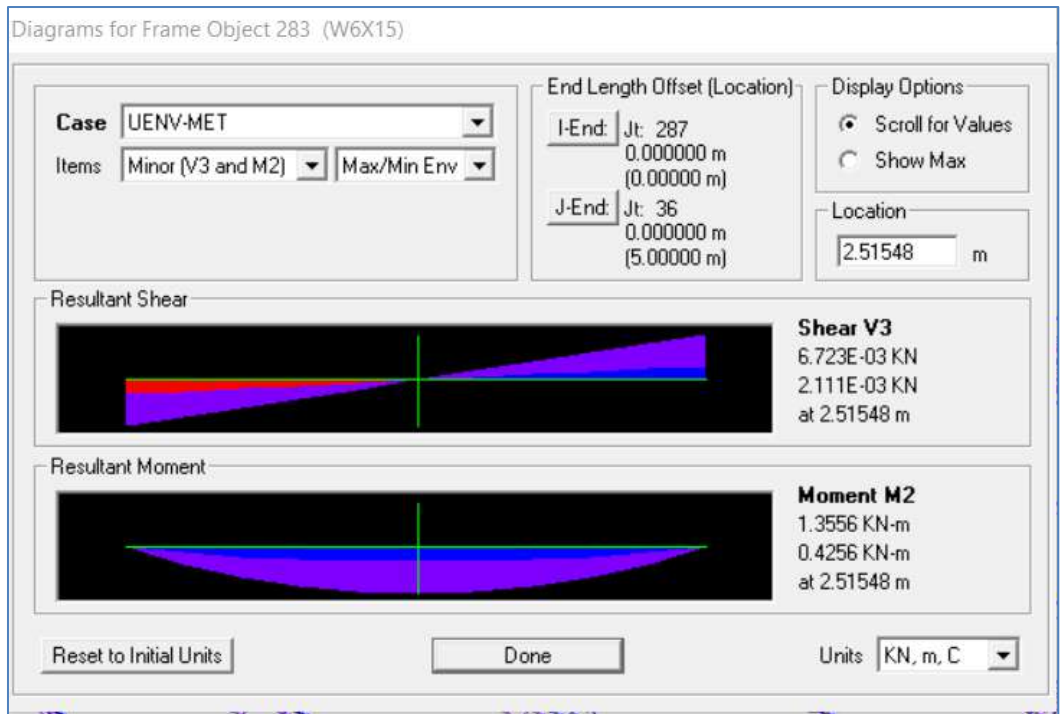


Figura 158: Máximo momento $M_{u22}=1.36$ kN-m, en correas de techo.

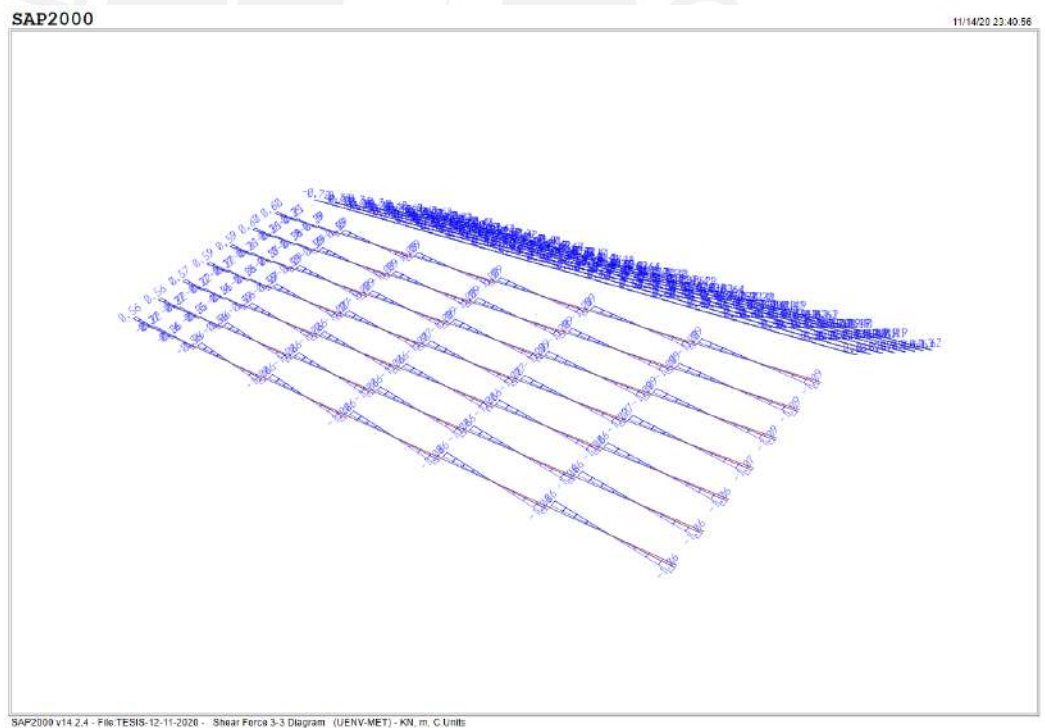


Figura 159: Envoltura de cortantes últimos en eje local 3, en correas de techo.

Donde el cortante V_{u33} máximo es 1.086 kN

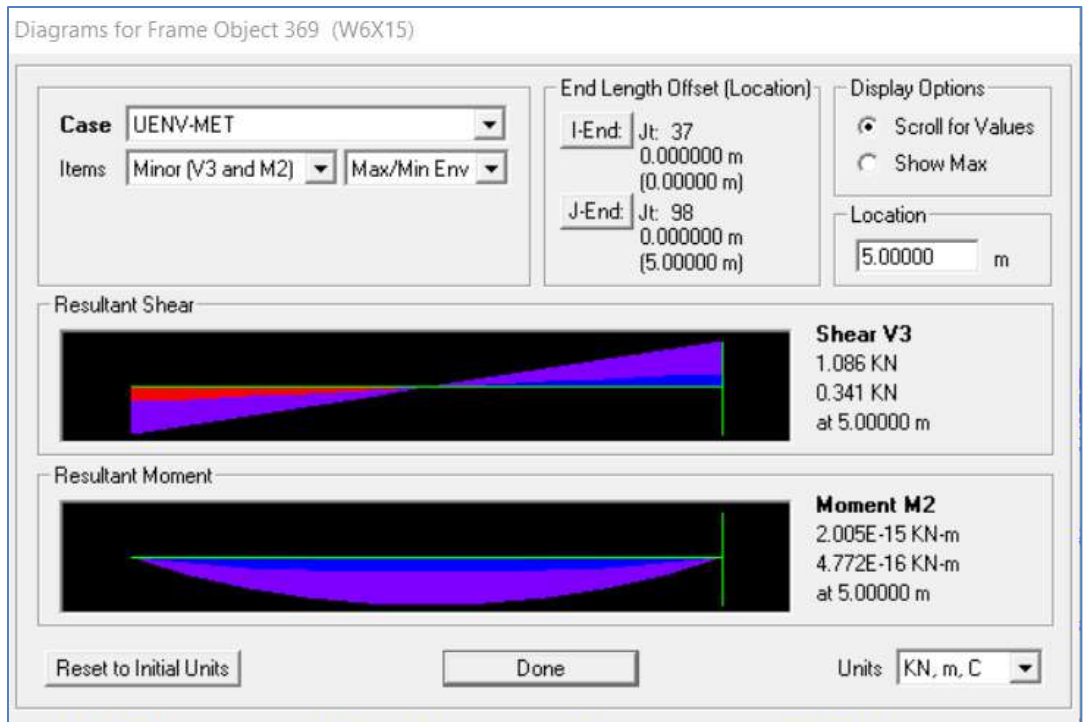


Figura 160: Máxima fuerza cortante $V_{u33}=1.086$ kN, en correas de techo.

11.4.3 Arriostramientos de Tijerales (WT)

Los arriostramientos de tijerales solo pueden admitir fuerzas de tracción y compresión.

a) Para Método ASD

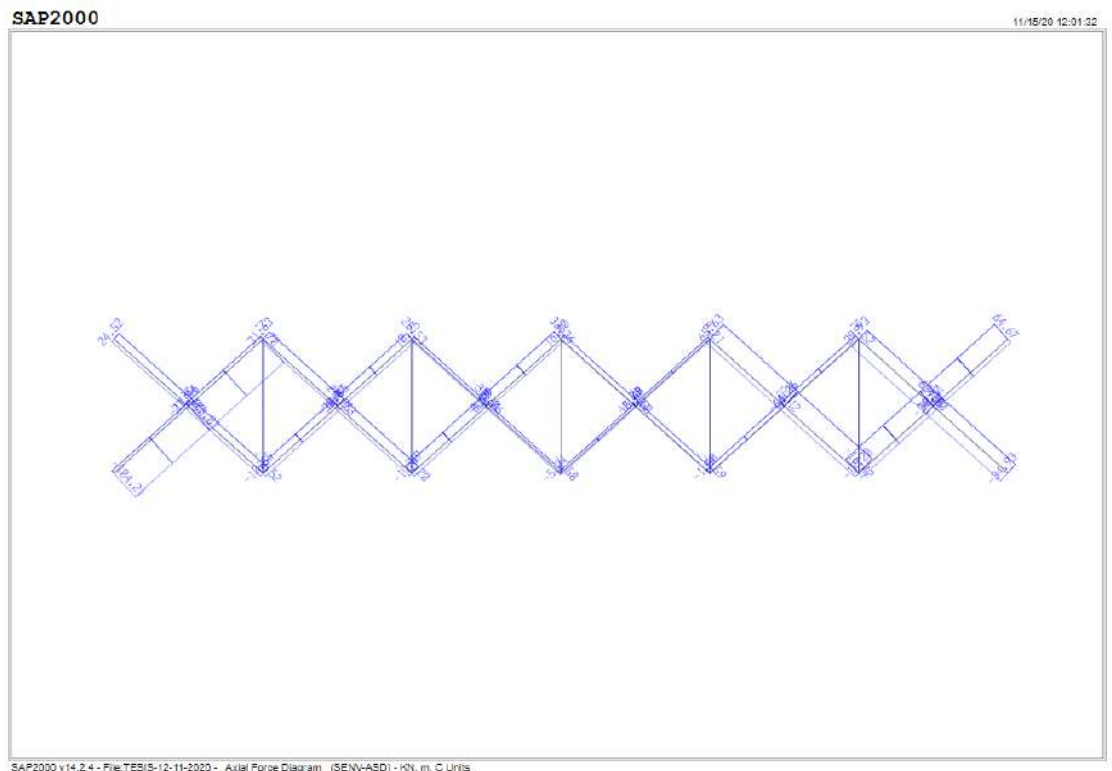


Figura 161: Fuerzas axiales de servicio en arriostramientos de tijerales.

Donde tenemos una compresión máxima $C_s=104.21\text{kN}$ y una tracción máxima de $T_s =64.67\text{Kn}$

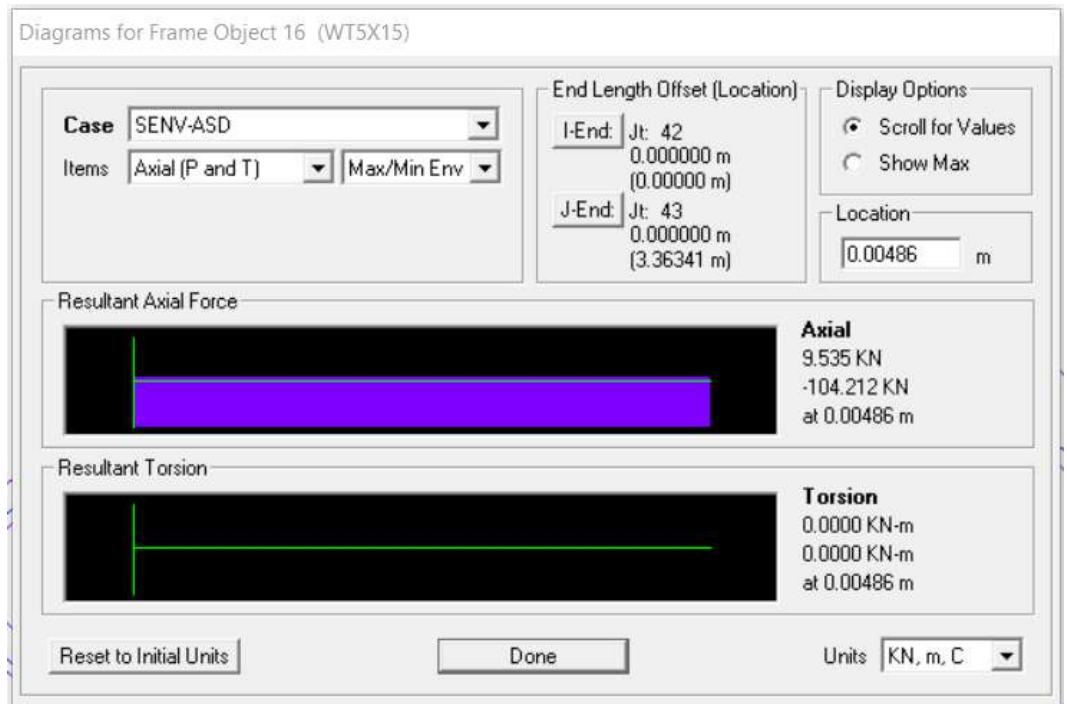


Figura 162: Máxima compresión de servicio en arriostramientos de tijerales-
 $C_s=104.212\text{ Kn}$.

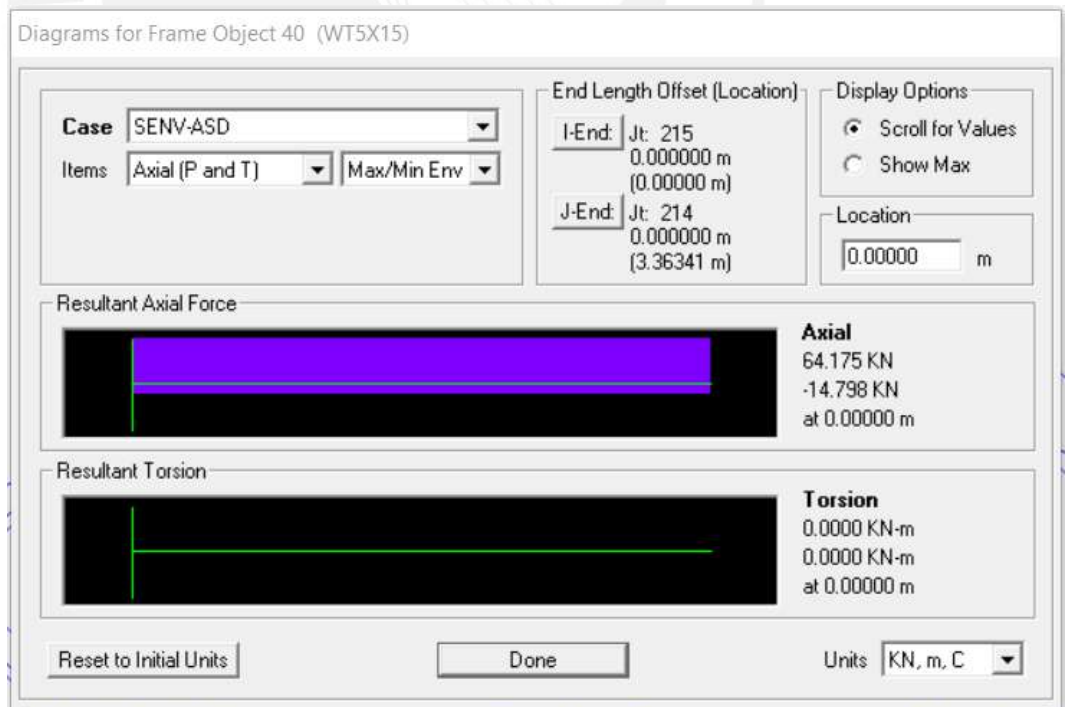


Figura 163: Máxima Tracción de servicio en arriostramientos de tijerales-
 $T_s =64.175\text{ kN}$.

b) Para Método LRFD

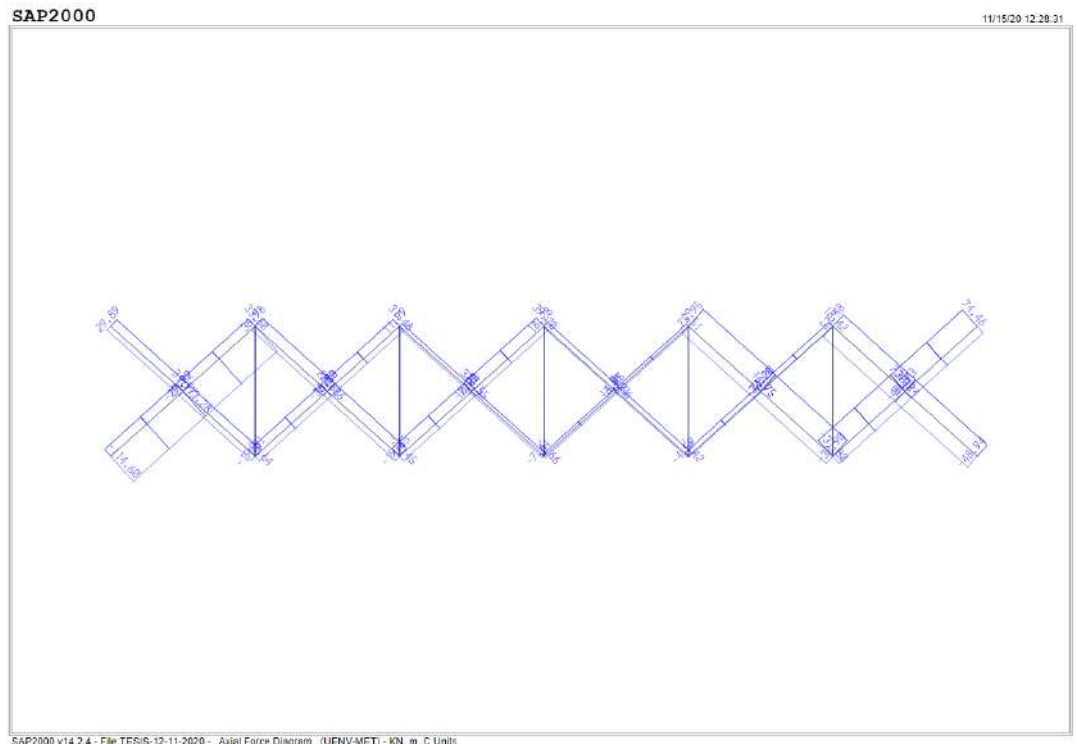


Figura 164:Fuerzas axiales ultimas en arriostramientos de tijerales.

Donde tenemos una compresión máxima ultima C_u de 114.6 kN y una tracción máxima ultima de 74.46 kN.

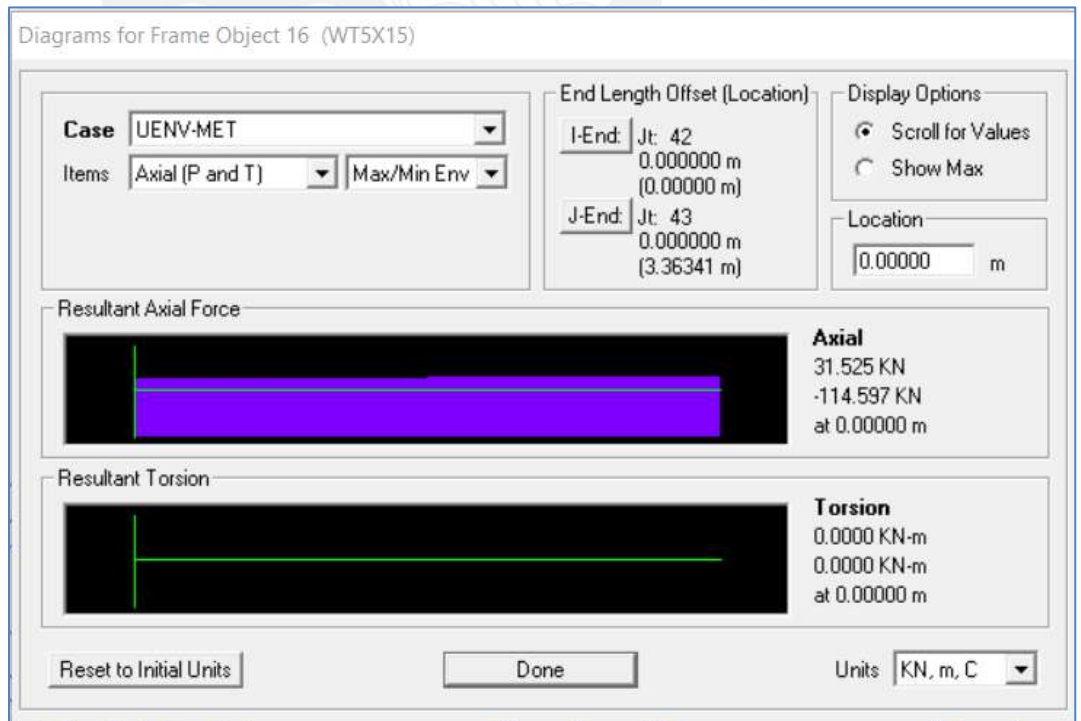


Figura 165:Máximo compresión última en arriostramiento de tijerales.

$C_u=114.597$ kN.

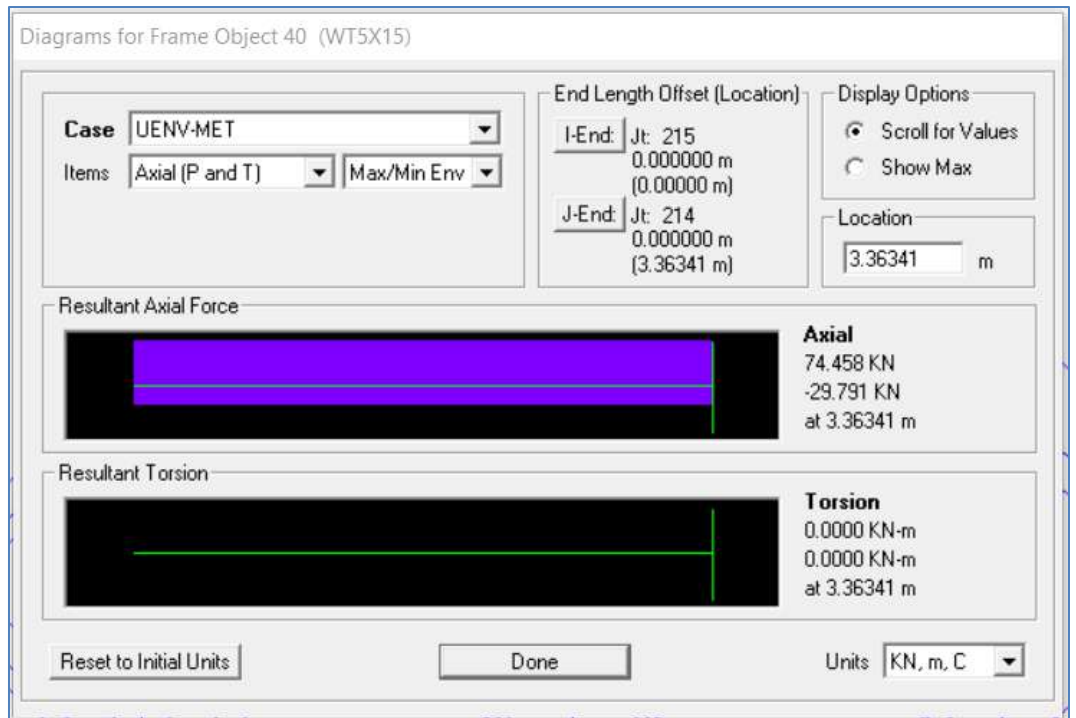


Figura 166: Máxima Tracción ultima en arriostamiento de tijerales.

$$T_u = 74.458 \text{ kN.}$$

11.4.4 Largueros

Los largueros reciben directamente las cargas de viento mediante los cerramientos. Se diseñan para resistir fuerzas de corte y momento. Ambos son biaxiales.

a) Para método ASD.

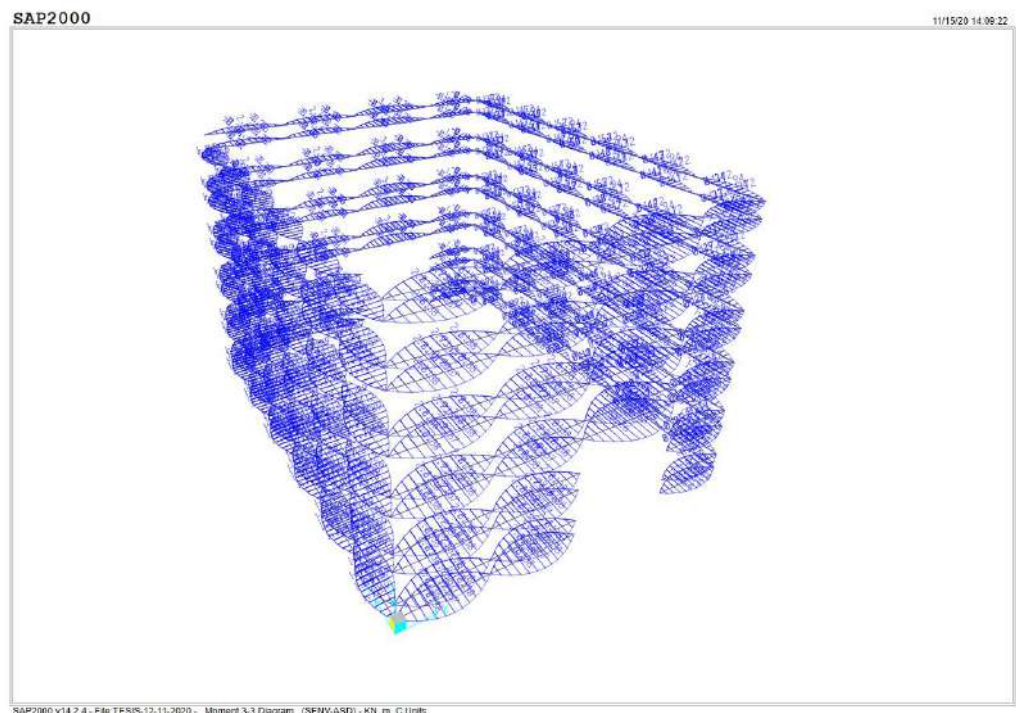


Figura 167: Envoltura de Momentos de servicio en el eje local 3, en largueros.

Donde el momento máximo momento de servicio en el larguero es $M_{s33}=4.00$ kN-m.

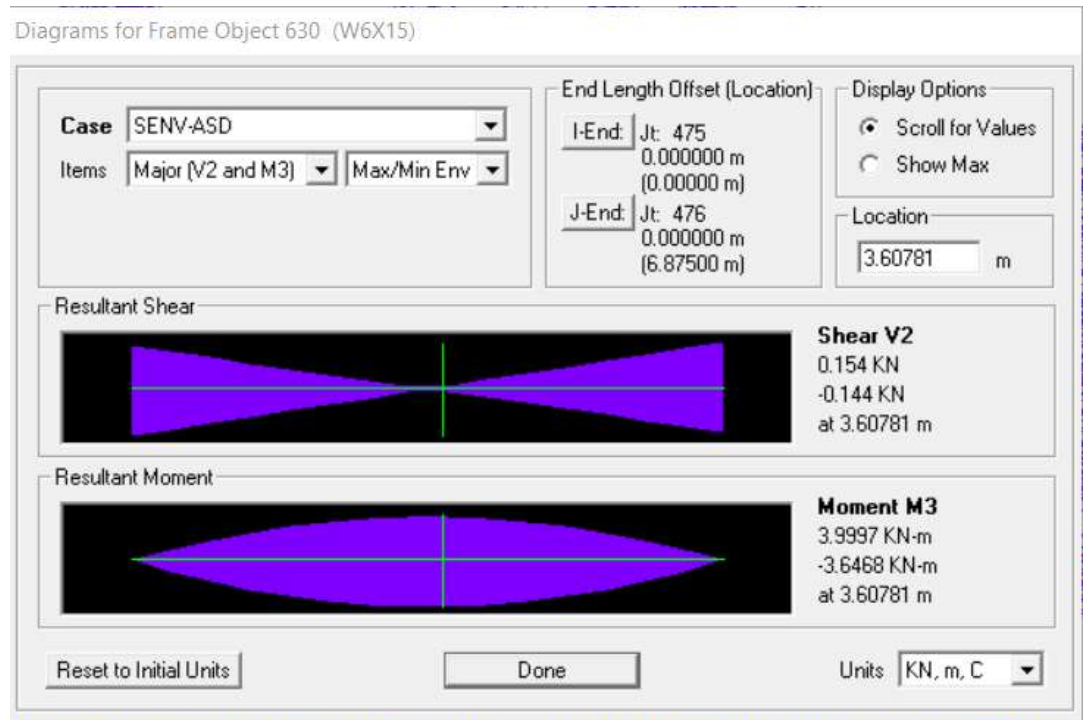


Figura 168: Máximo Momento de servicio en eje local 3. $M_{s33}=4.00$ kN-m, en largueros.

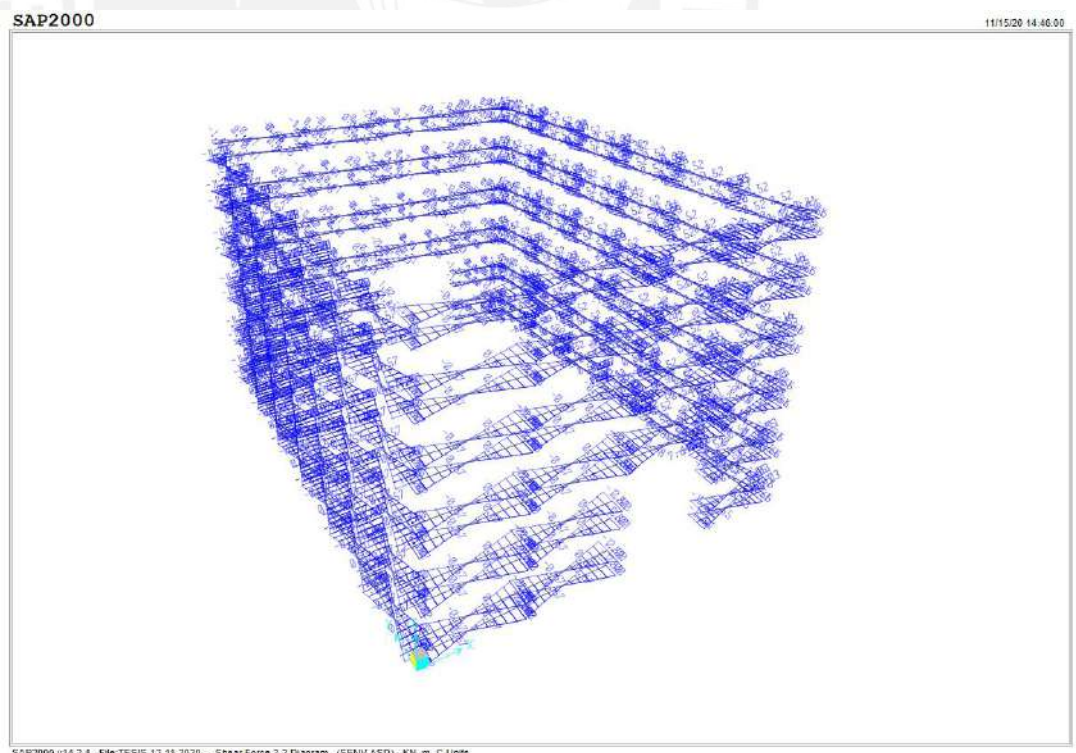


Figura 169: Envoltura de Cortantes en servicio en el eje local 2, en largueros. Donde tenemos un cortante máximo V_{s22} de 2.338 kN.

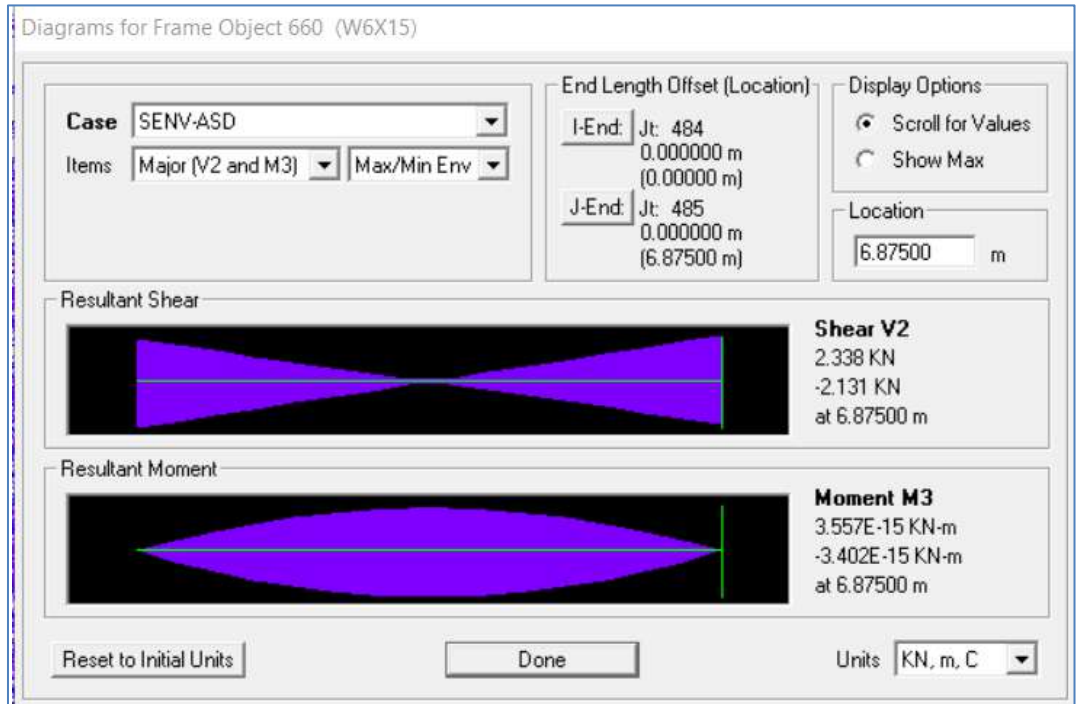


Figura 170: Cortante máximo de servicio en eje local 2. $V_{s22}=2.238$ kN.

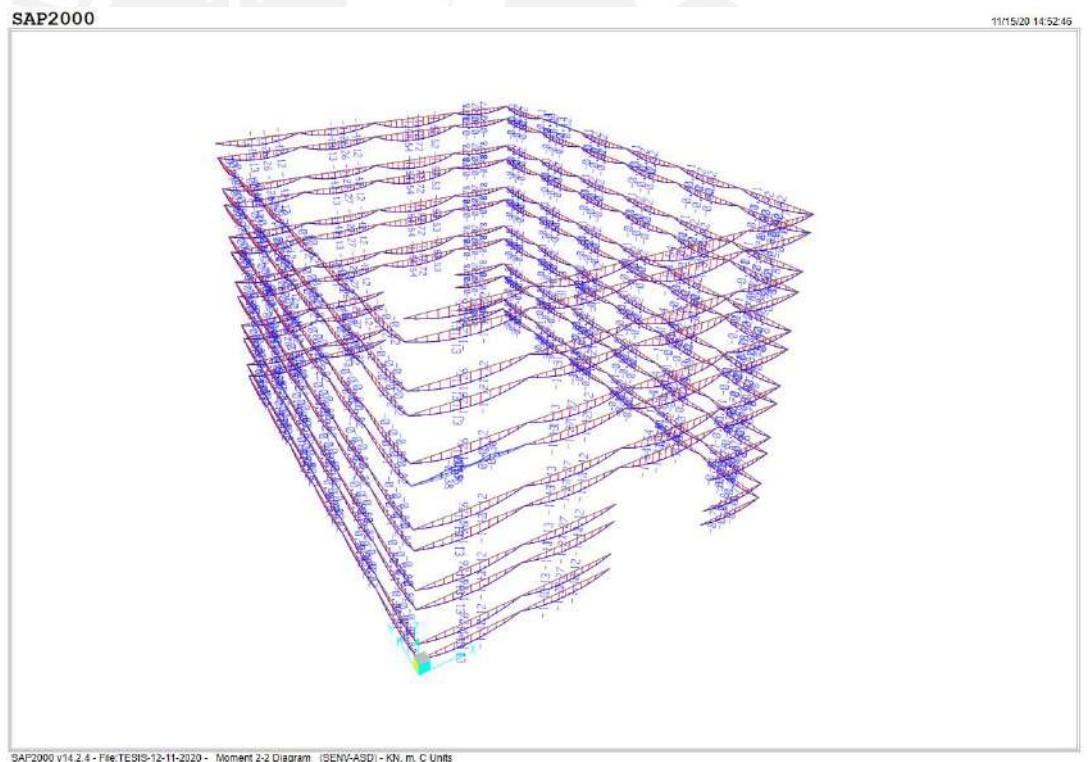


Figura 171: Envoltura de momentos de servicio en eje 2, en largueros. Donde tenemos un momento máximo M_{s22} de 1.72 kN.

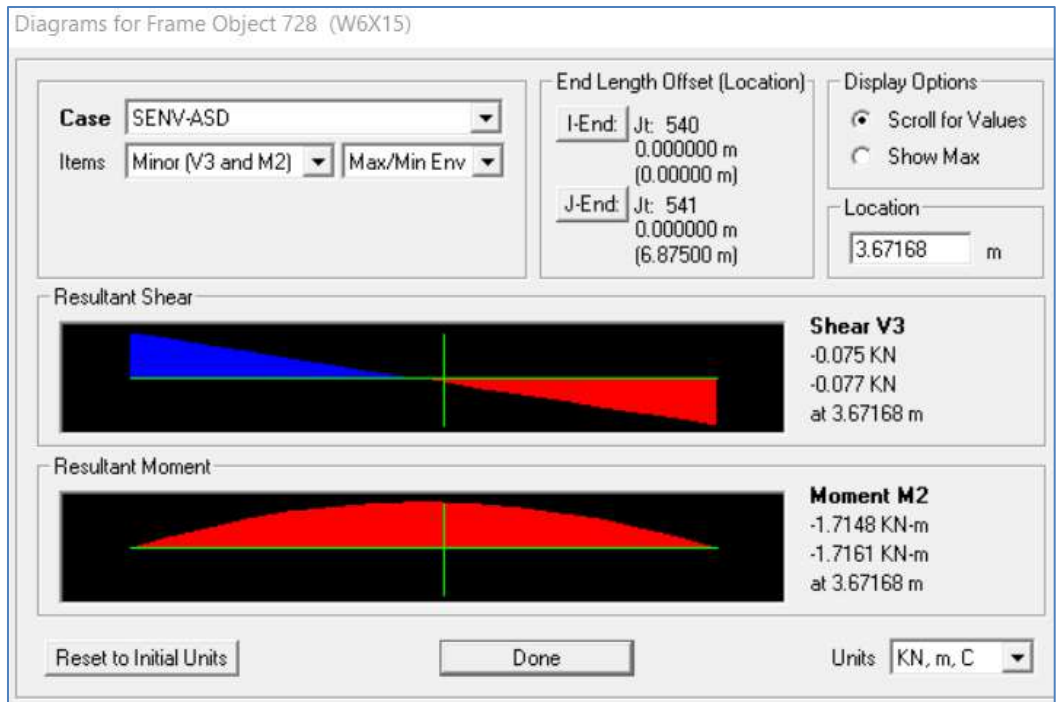


Figura 172: Momento máximo de servicio en el eje local 2. $M_{s22}=1.72 \text{ kN}\cdot\text{m}$.

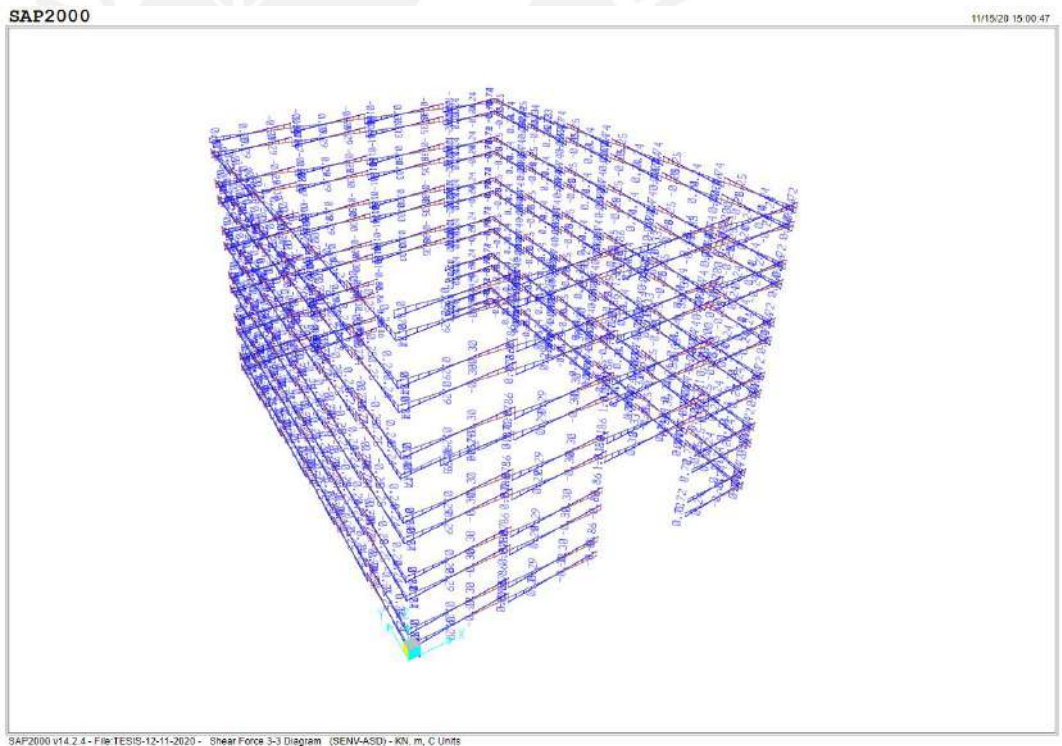


Figura 173: Envoltura de cortantes de servicio en eje 3 de largueros. Donde tenemos un cortante máximo V_{s33} de 1.01 kN.

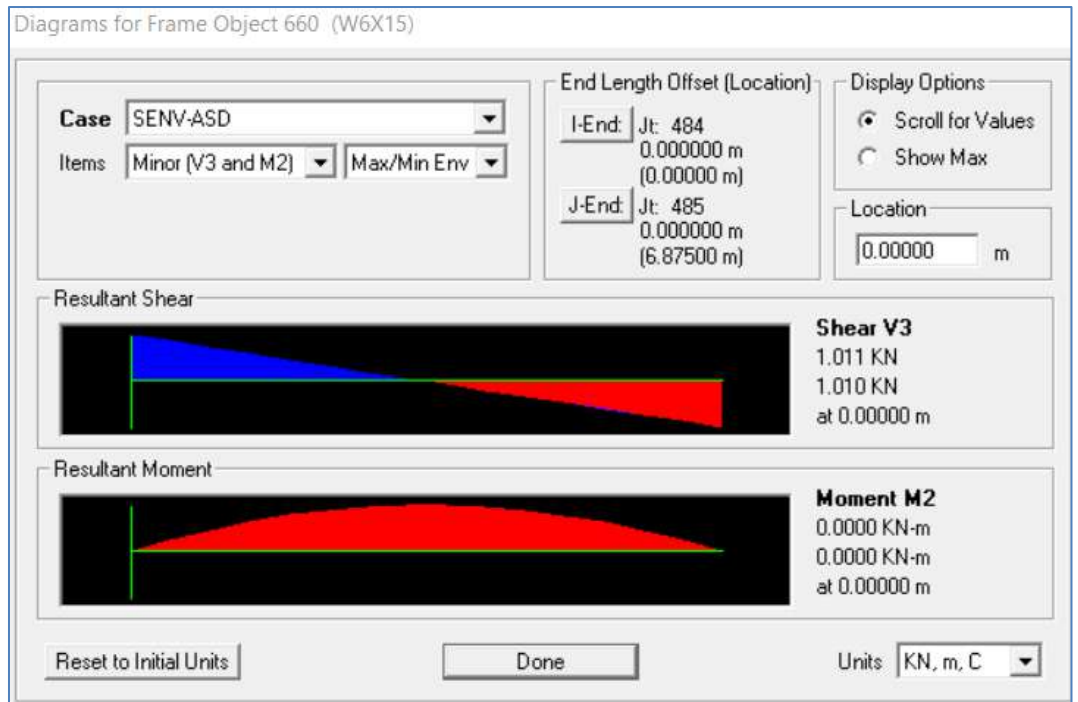


Figura 174: Cortante máximo en servicio en eje local 3, $V_{s33}=1.01$ kN.

b) Para método LRFD.

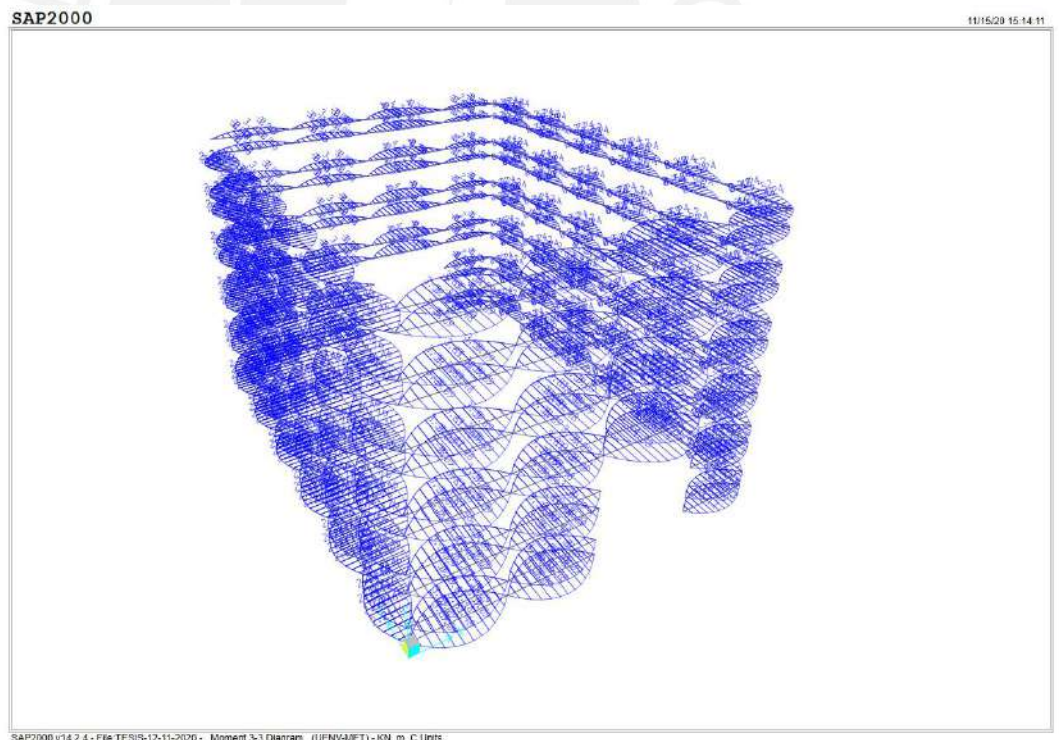


Figura 175 :Envolvente de Momentos últimos en eje local 3 de largueros. Donde tenemos un momento máximo último de M_{u33} de 5.20 kN.

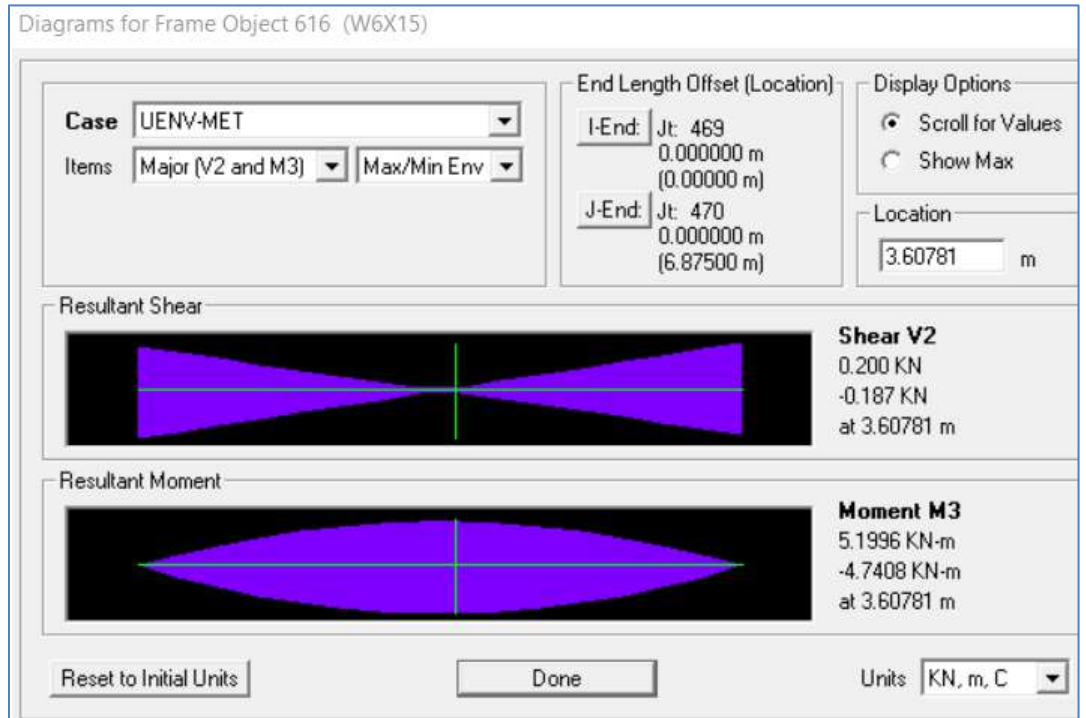


Figura 176: Momento máximo último $Mu33=5.20$ kN-m, en largueros.

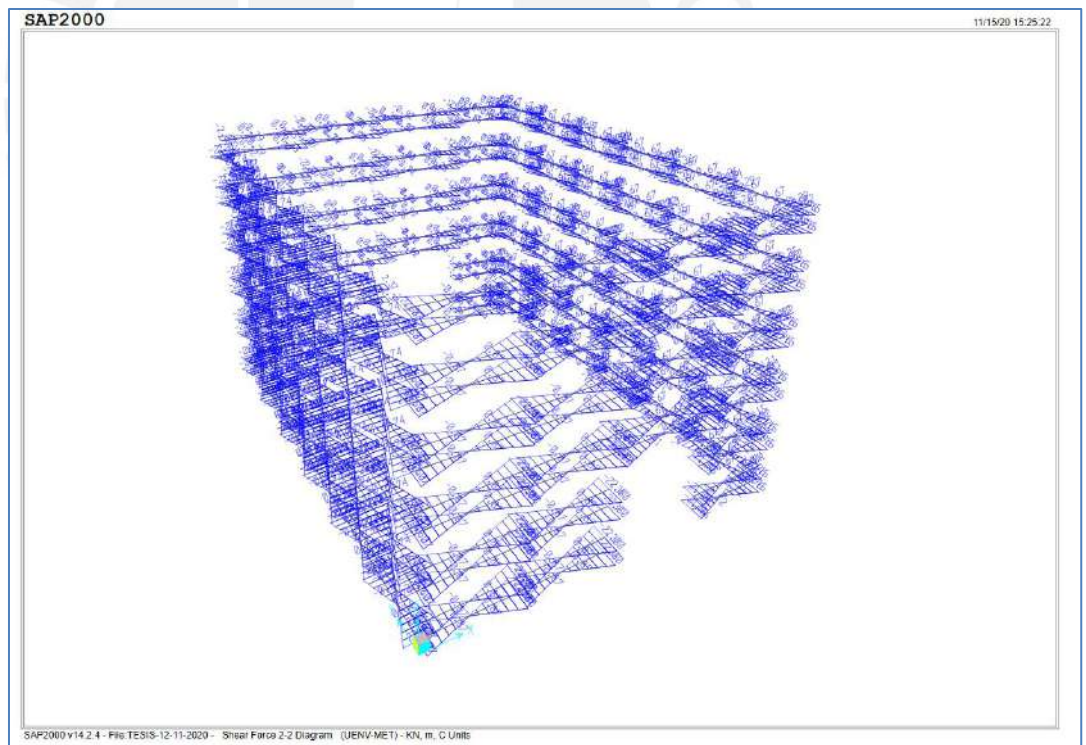


Figura 177: Envolvente de Cortantes últimos en eje local 2 de largueros. Donde tenemos un cortante máximo último $Vu22$ de 3.039 kN.

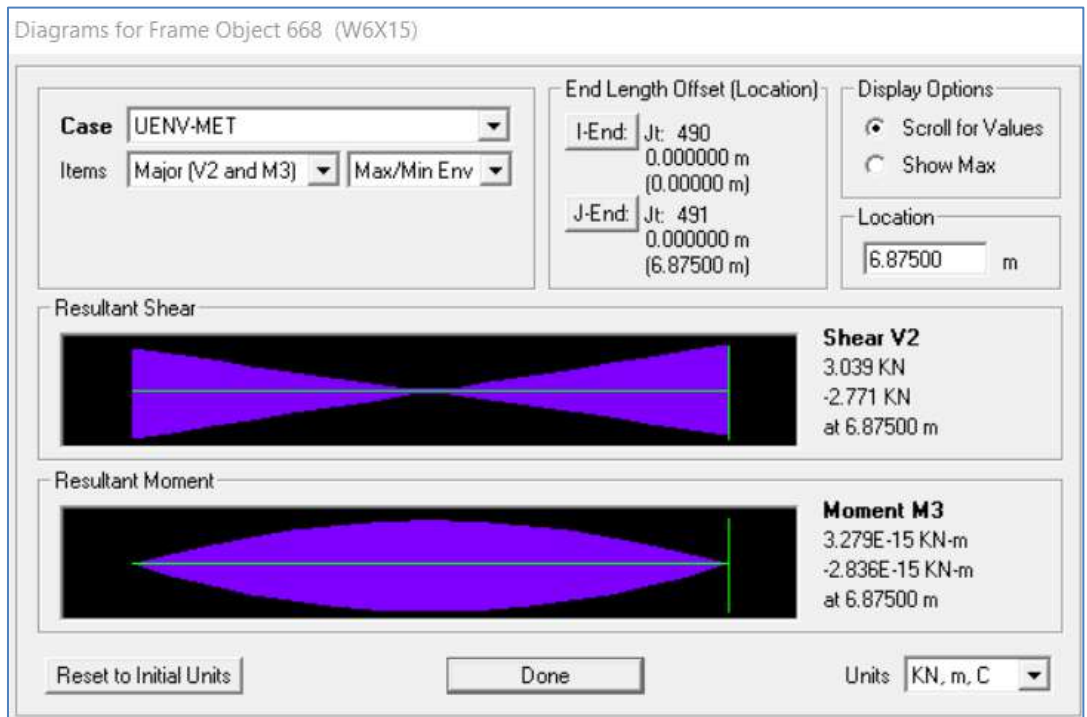


Figura 178: Cortante máximo último $V_{u22}=3.039$ kN, en largueros.

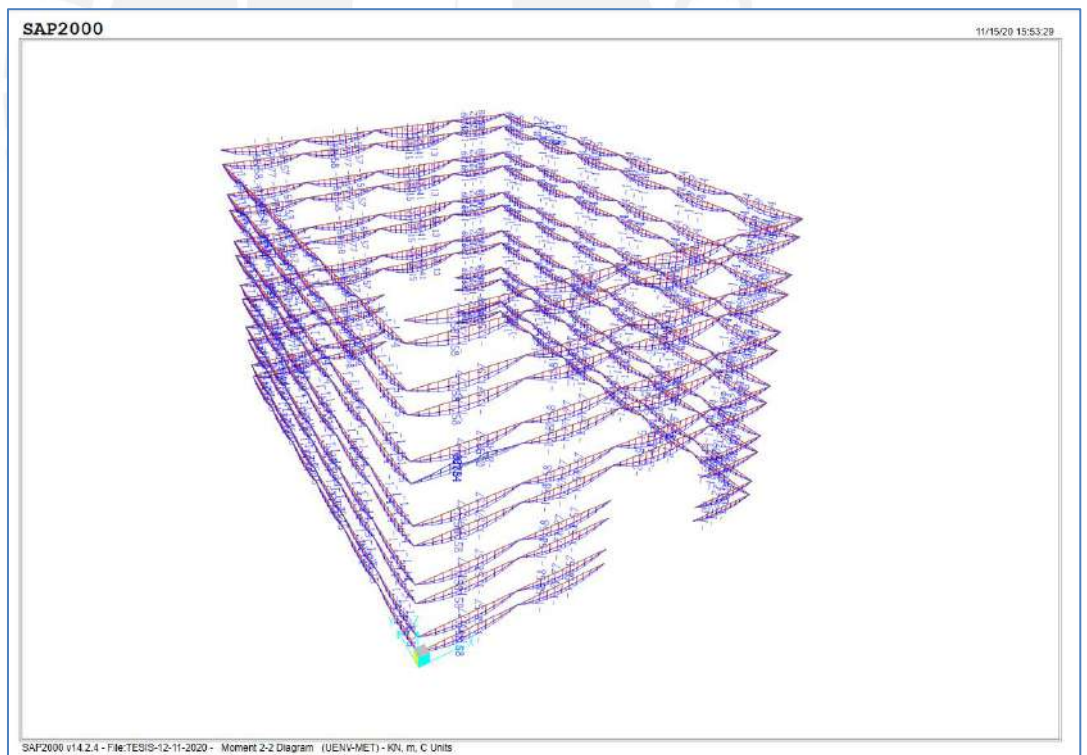


Figura 179: Envoltura de Momentos últimos en eje local 2 de largueros. Donde tenemos un momento máximo último M_{u22} de 2.4 kN.

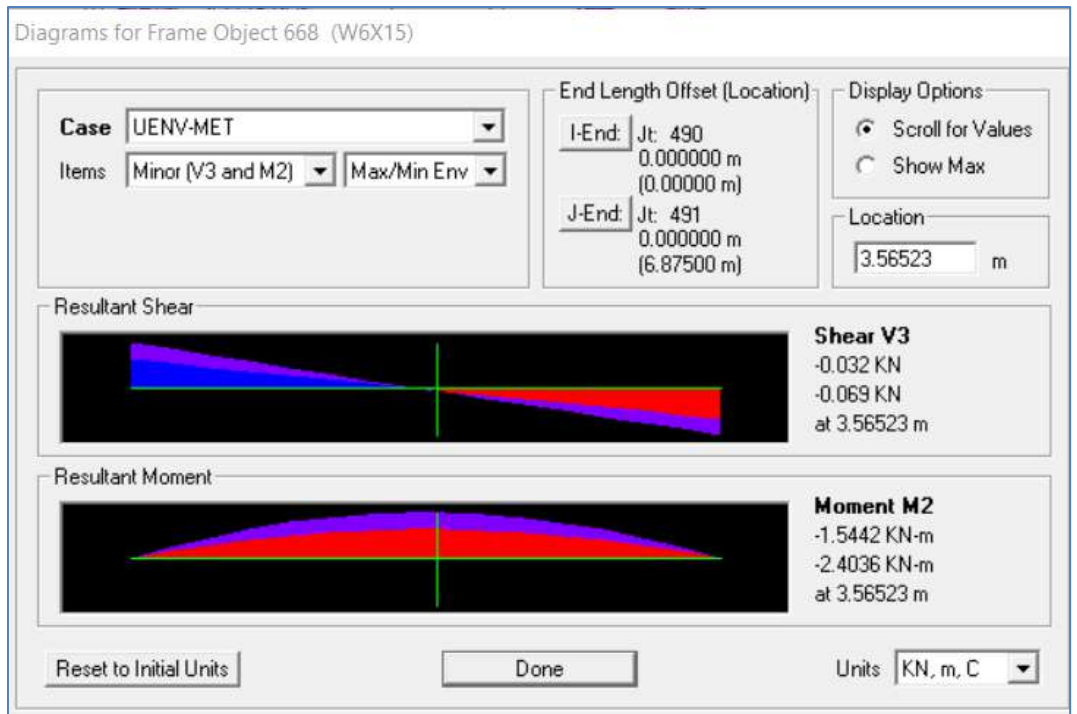


Figura 180: Momento último máximo $M_{u22}=2.40$ kN-m, en largueros.

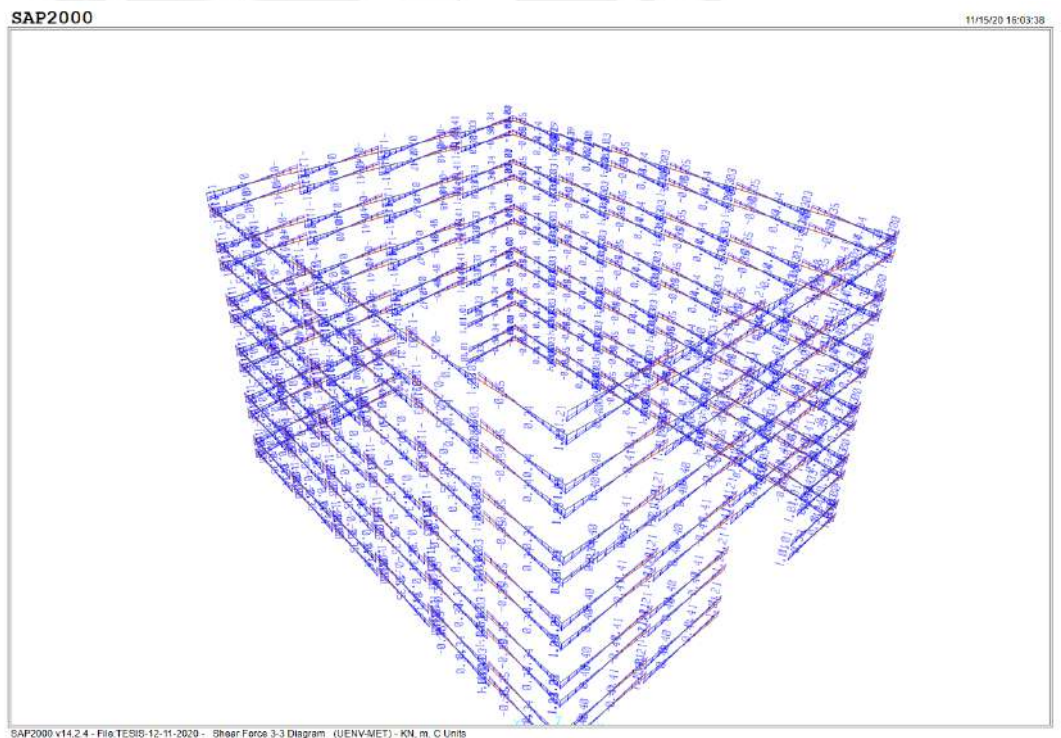


Figura 181: Envolvente de Cortantes últimos en el eje local 3 de largueros. Donde tenemos un cortante máximo último V_{u33} de 1.415 kN.

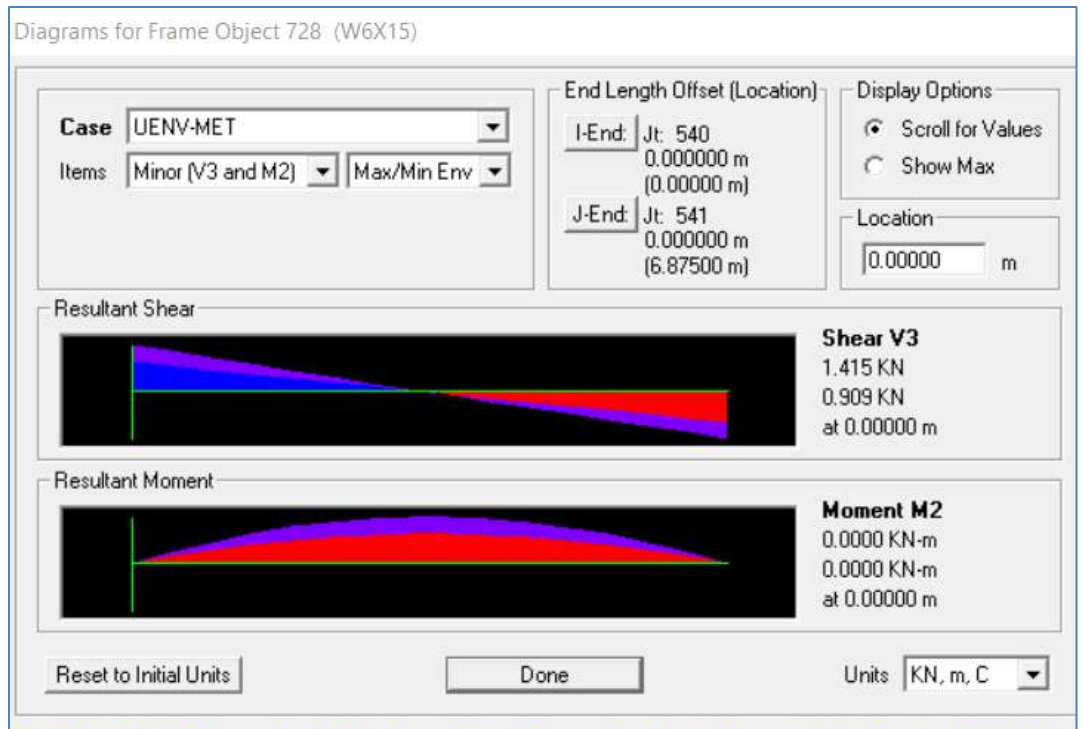


Figura 182: Cortante último máximo $V_{u33}=1.415$, en largueros.

11.5 Fuerzas en estructuras de concreto armado

Fuerzas en vigas carrileras (VC).

Las vigas carrileras resisten momentos y fuerzas cortantes.

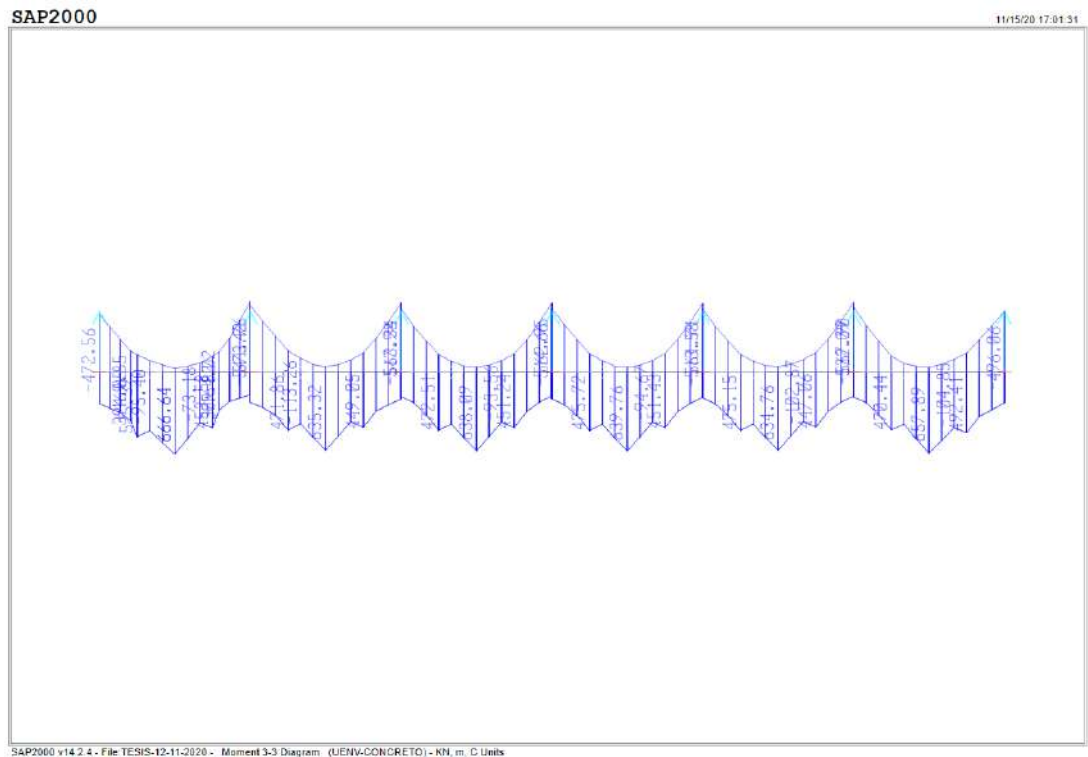


Figura 183: Envolvente momentos últimos en vigas carrileras.

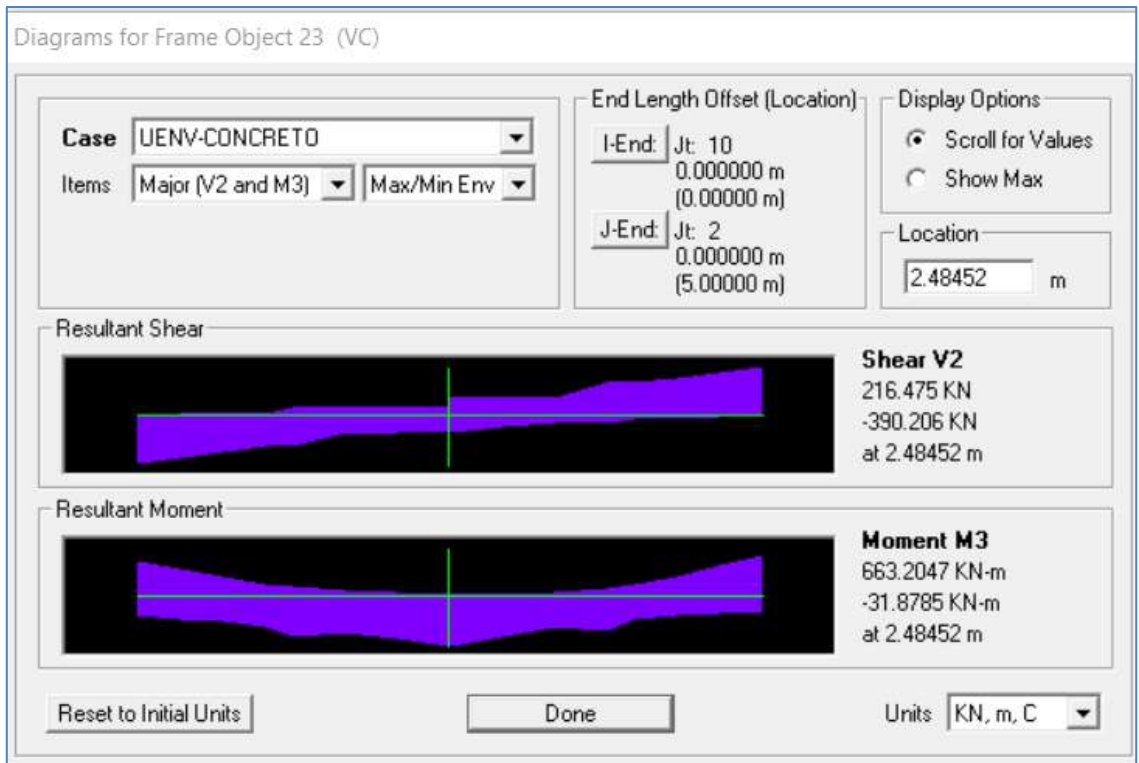


Figura 184: Momento máximo positivo en vigas carrileras-Mu=663.207 kN-m.

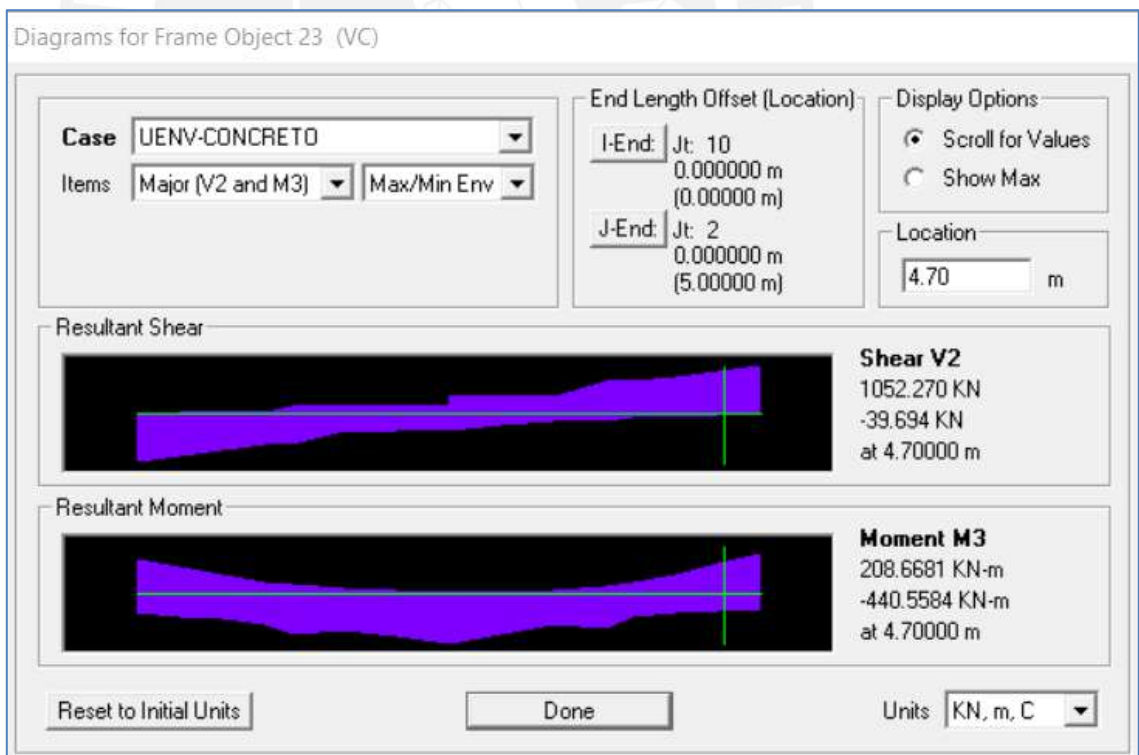
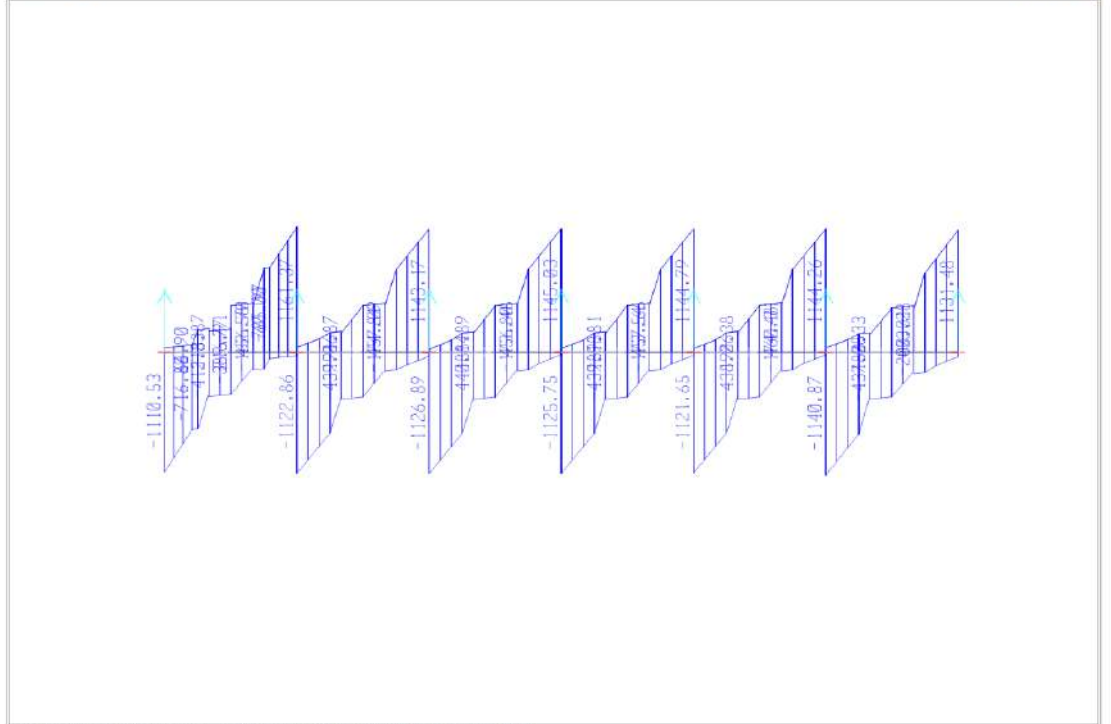


Figura 185: Máximo momento negativo en vigas carrileras-Mu=440.5584 kN-m.



SAP2000 v14.2.4 - File:TESIS-12-11-2020 - Shear Force 2:2 Diagram (UENV-CONCRETO) - KN, m, C Units

Figura 186: Fuerzas cortantes en viga carrilera.

Diagrams for Frame Object 29 (VC)

Case: UENV-CONCRETO
 Items: Major (V2 and M3) Max/Min Env

End Length Offset (Location)
 I-End: Jt: 172
 0.00000 m (0.00000 m)
 J-End: Jt: 206
 0.00000 m (5.00000 m)

Display Options
 Scroll for Values
 Show Max

Location
 0.30 m

Resultant Shear

Shear V2
 66.882 KN
 -1049.529 KN
 at 0.30000 m

Resultant Moment

Moment M3
 235.5227 KN-m
 -422.4417 KN-m
 at 0.30000 m

Reset to Initial Units Done Units: KN, m, C

Figura 187 : Máxima Fuerza cortante en viga carrilera- Vu=1049.53 kN.

Vigas de arrioste de concreto armado (V1)

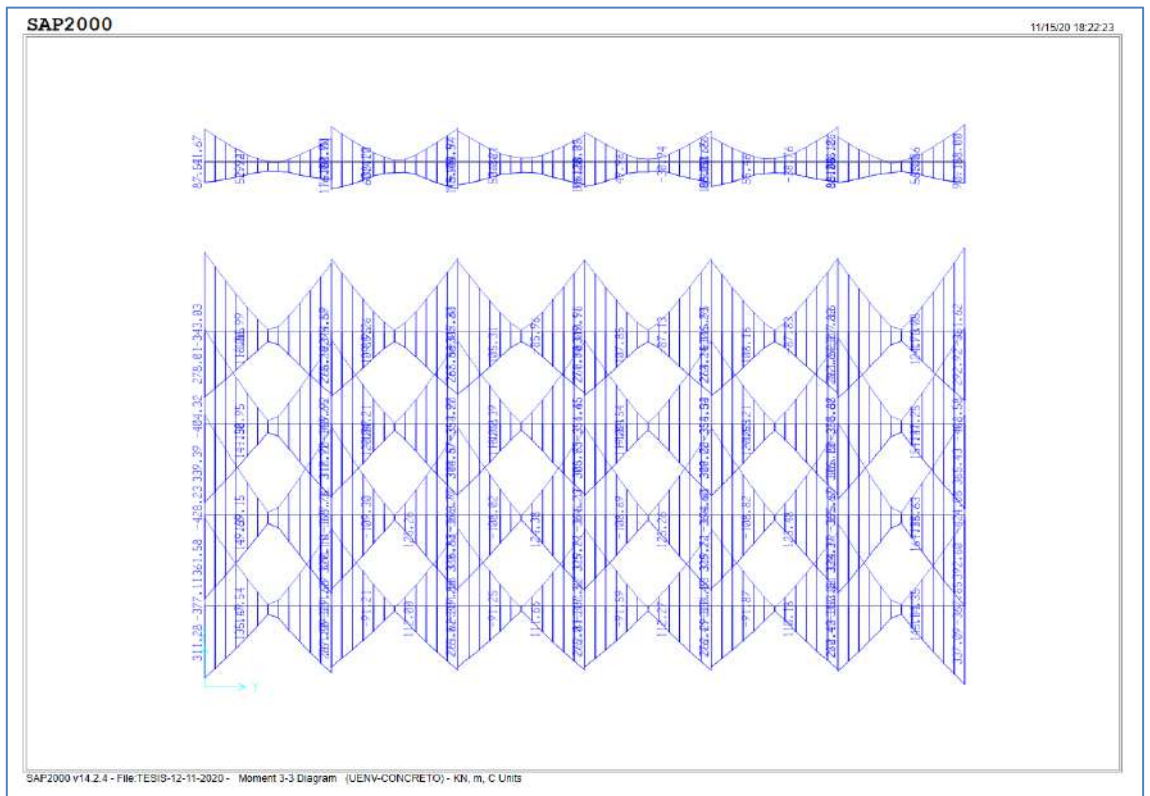


Figura 188: Envoltura de momentos últimos en vigas V1.

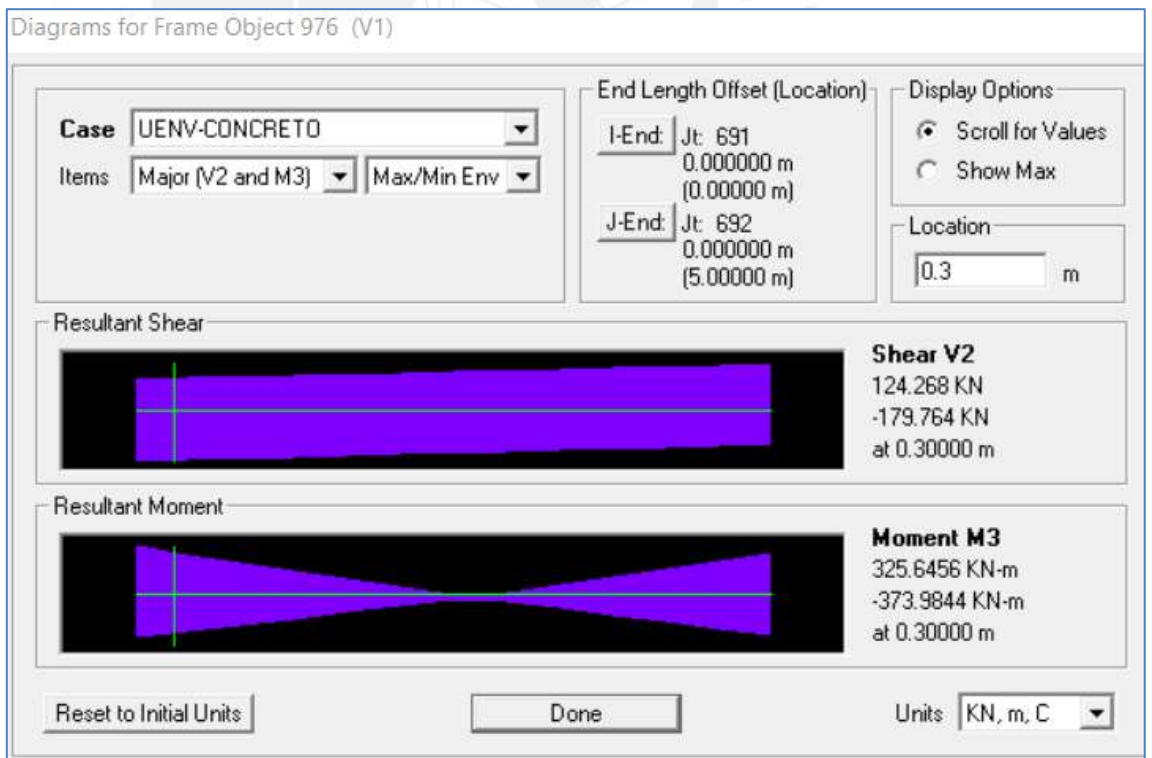


Figura 189: Máximo momento negativo y positivo en vigas V1-Mu=325.65 kN-m y Mu=-373.98 kN-m.



Figura 190 : Fuerzas cortantes en vigas V1.

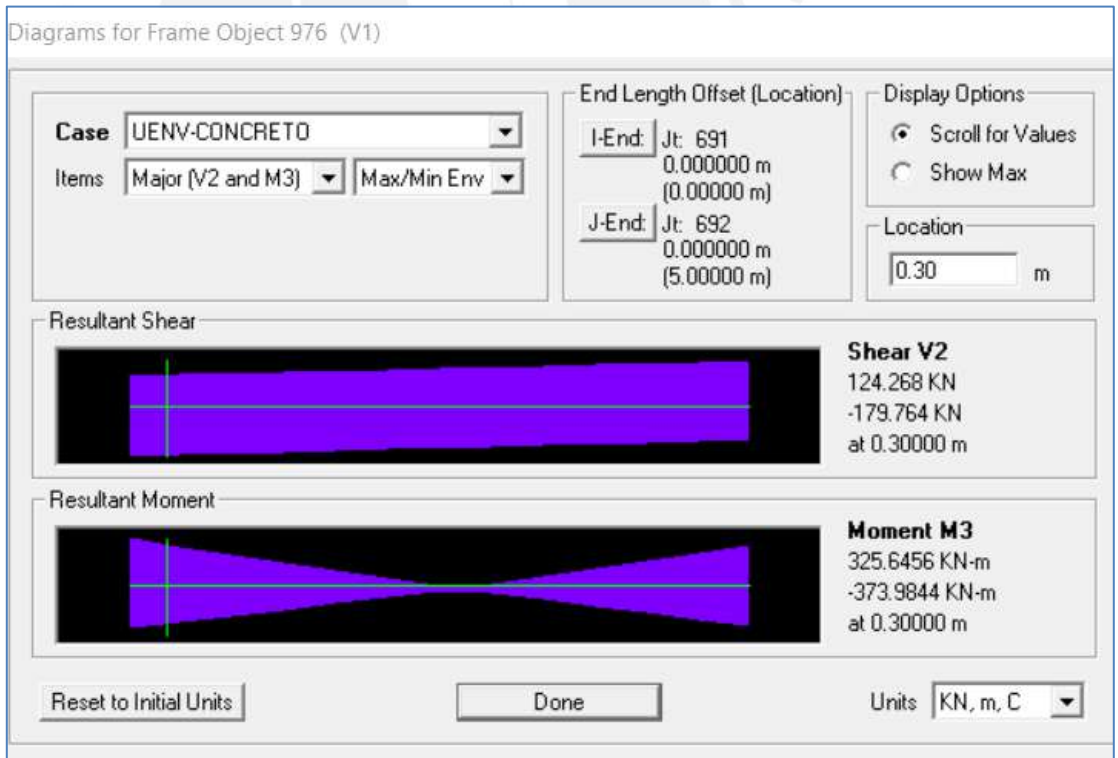


Figura 191: Máxima fuerza cortante en viga V1-Vu=179.764 kN.

Columnas de concreto armado C1A

En dirección XX.

Consideramos las combinaciones de carga en para sismo XX primero presentaremos la gráfica de momentos últimos:

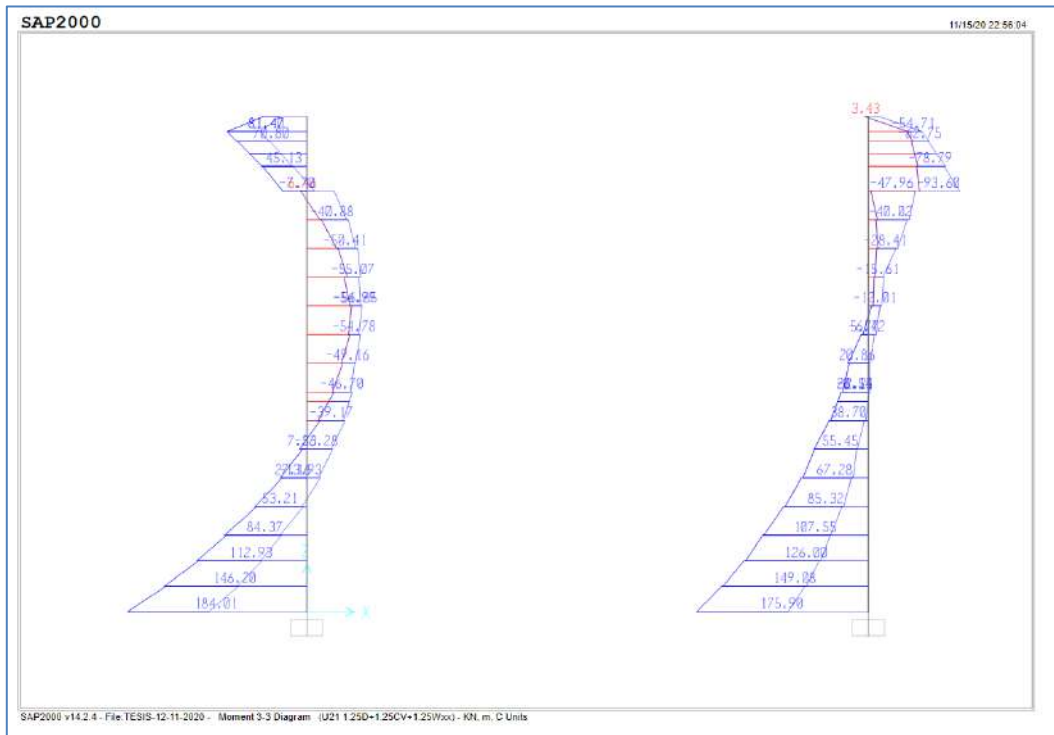


Figura 192: Momentos en columnas C1A para combinación 1.25D+1.25CV+1.25Wxx. (Pórtico Central).

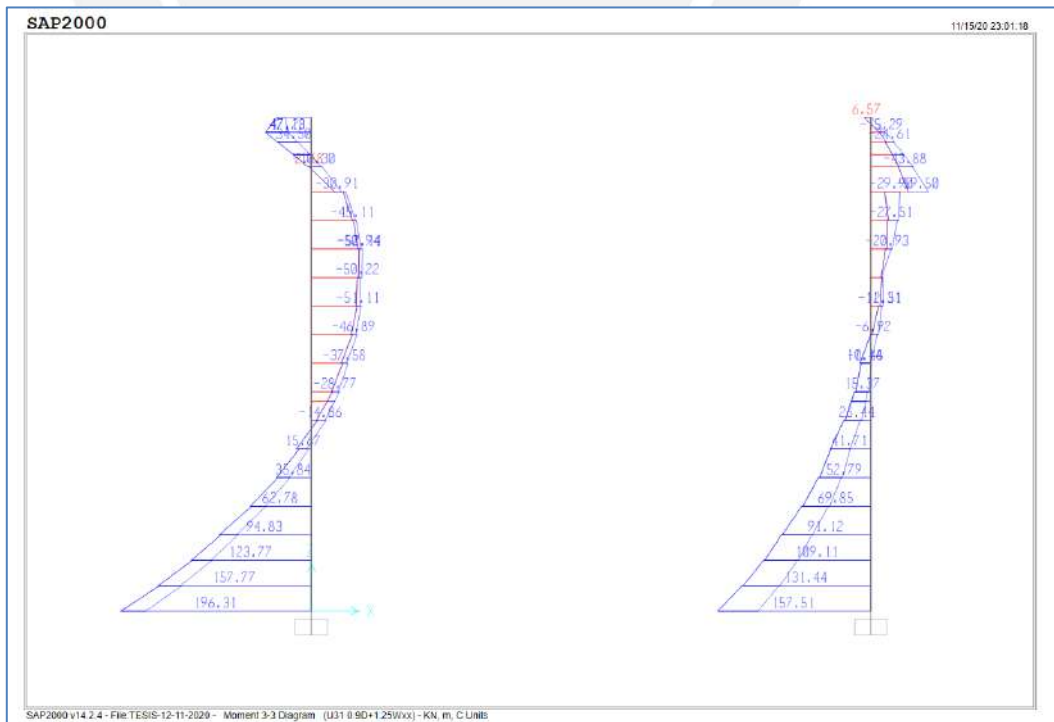


Figura 193: Momentos en columnas C1A para la combinación 0.9D+1.25Wxx. (Pórtico Central).

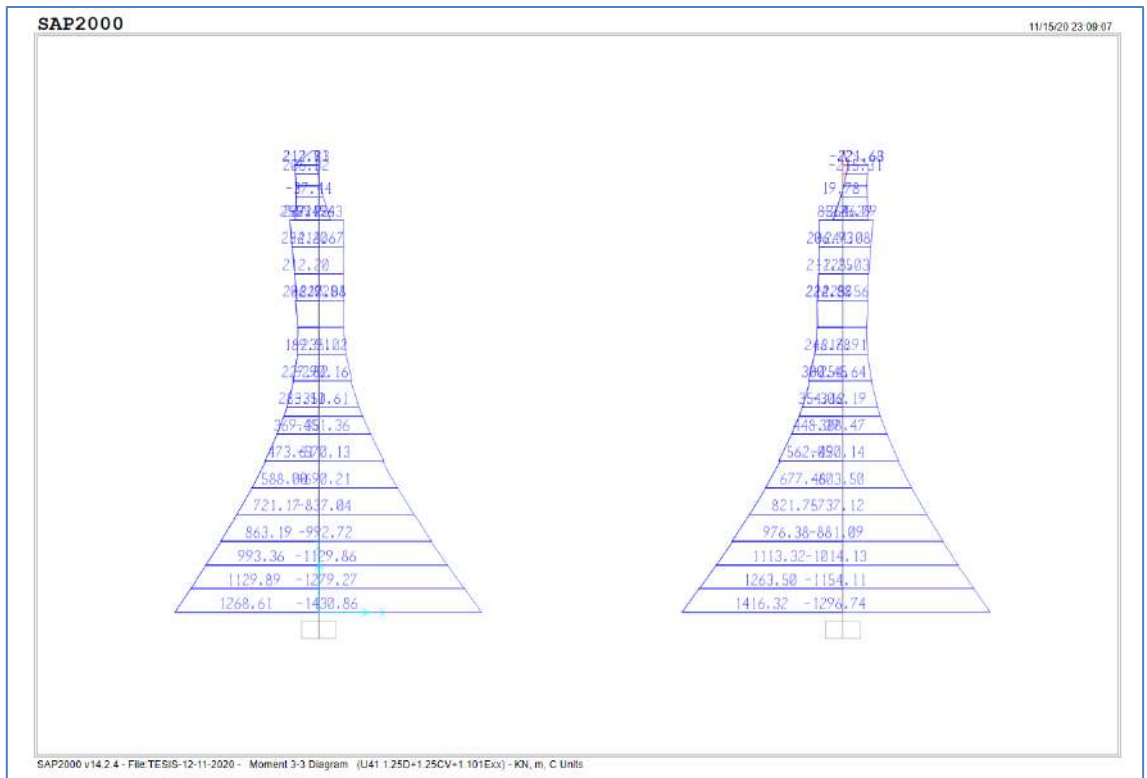


Figura 194 : Momentos en columnas C1A para la combinación 1.25D+1.2CV+1.01Exx. (Pórtico Central).

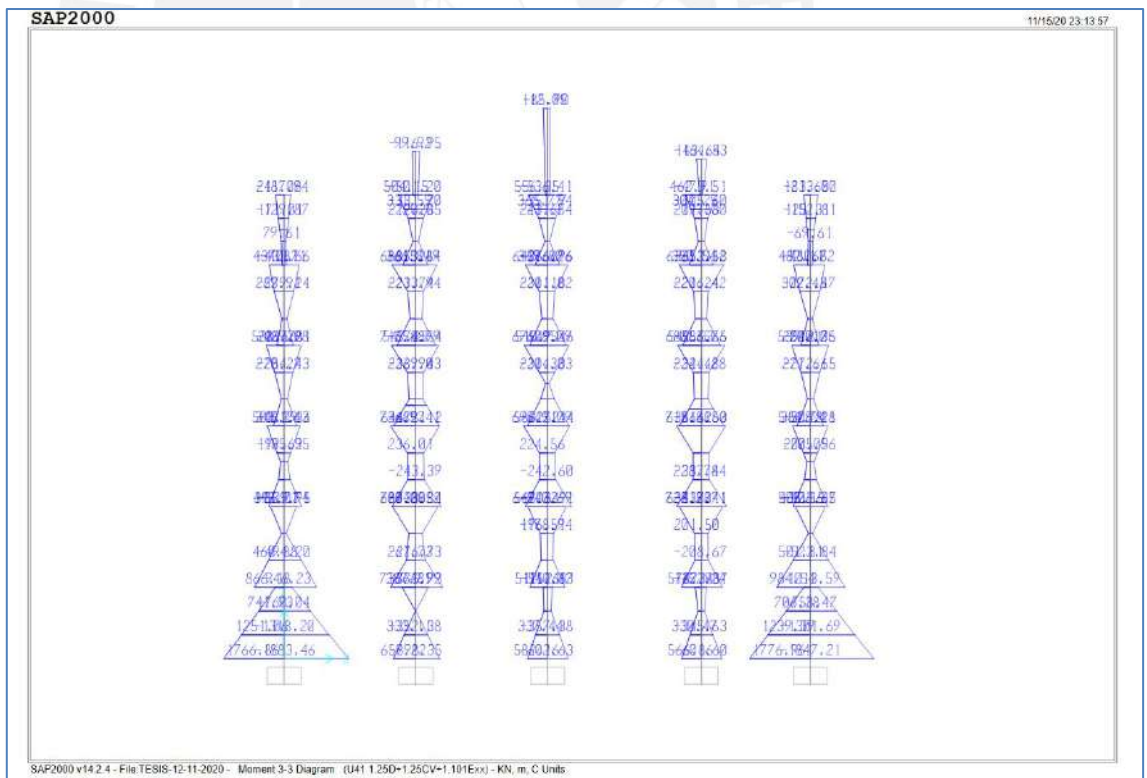


Figura 195 : Momentos en columnas C1A para la combinación 1.2D+1.25CV+1.01Exx. (Pórtico extremo).

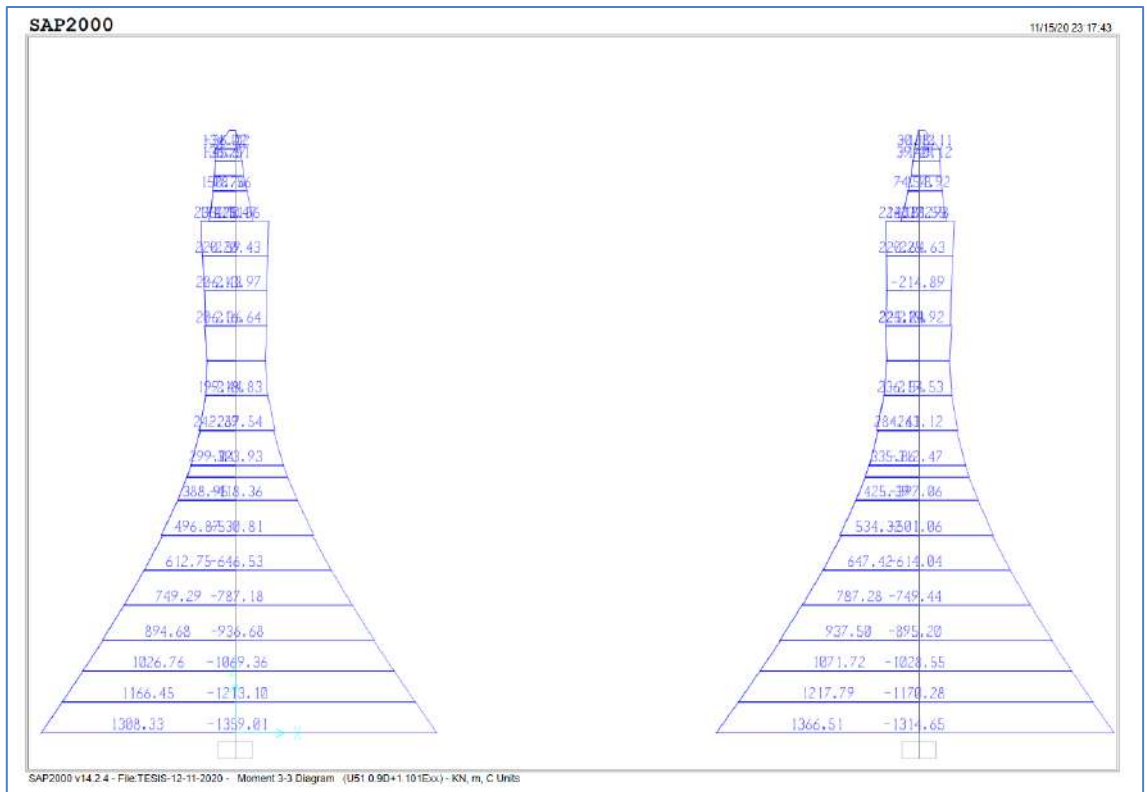


Figura 196 : Momentos en columnas C1A para la combinación 0.9+1.101Exx. (Pórtico Central).

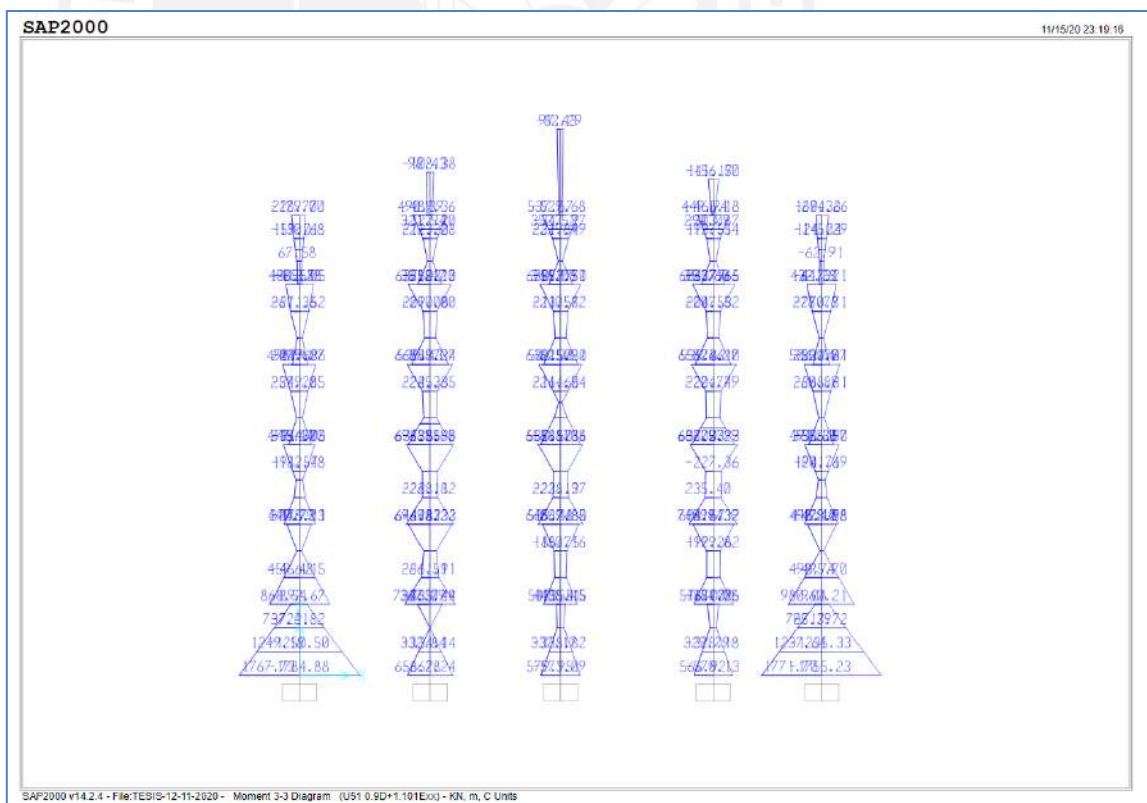


Figura 197: Momentos en columnas C1A para la combinación 0.9D+1.101Exx. (Pórtico extremo).

Verificamos las fuerzas axiales para cada combinación:

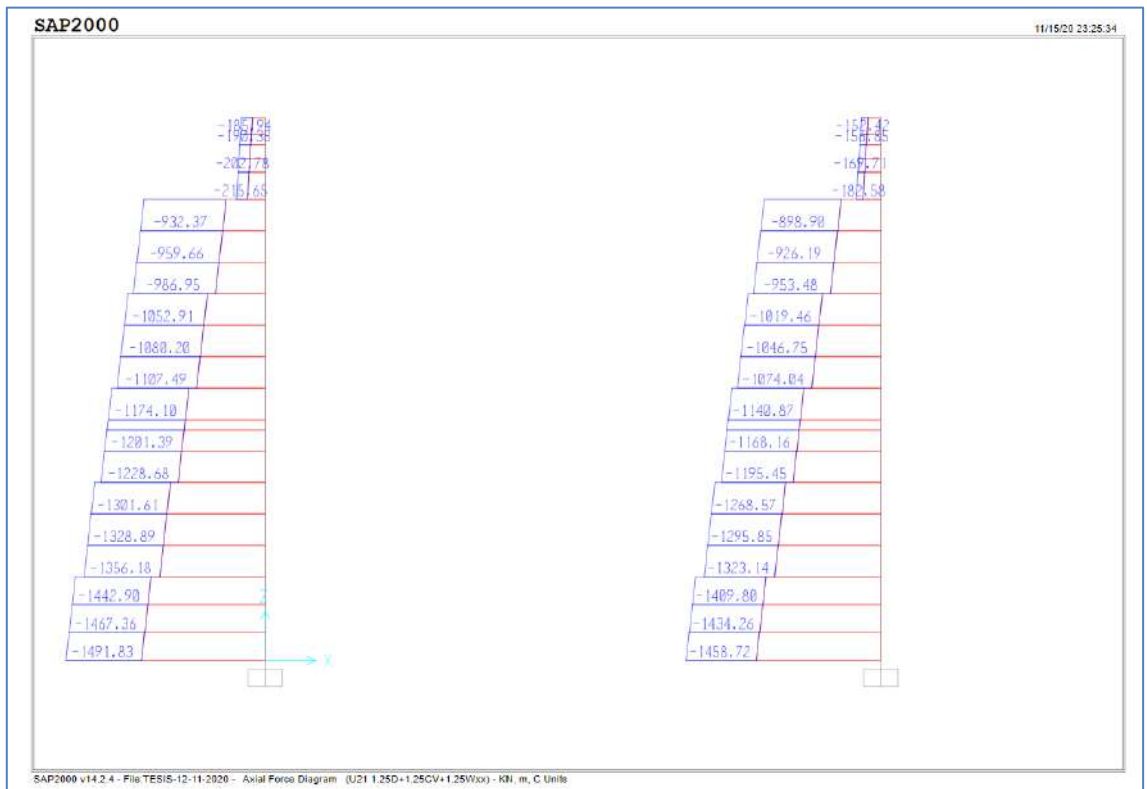


Figura 198 : Fuerzas axiales en columnas C1A para la combinación 1.25D+1.25CV+1.25Wxx. (Pórtico Central).

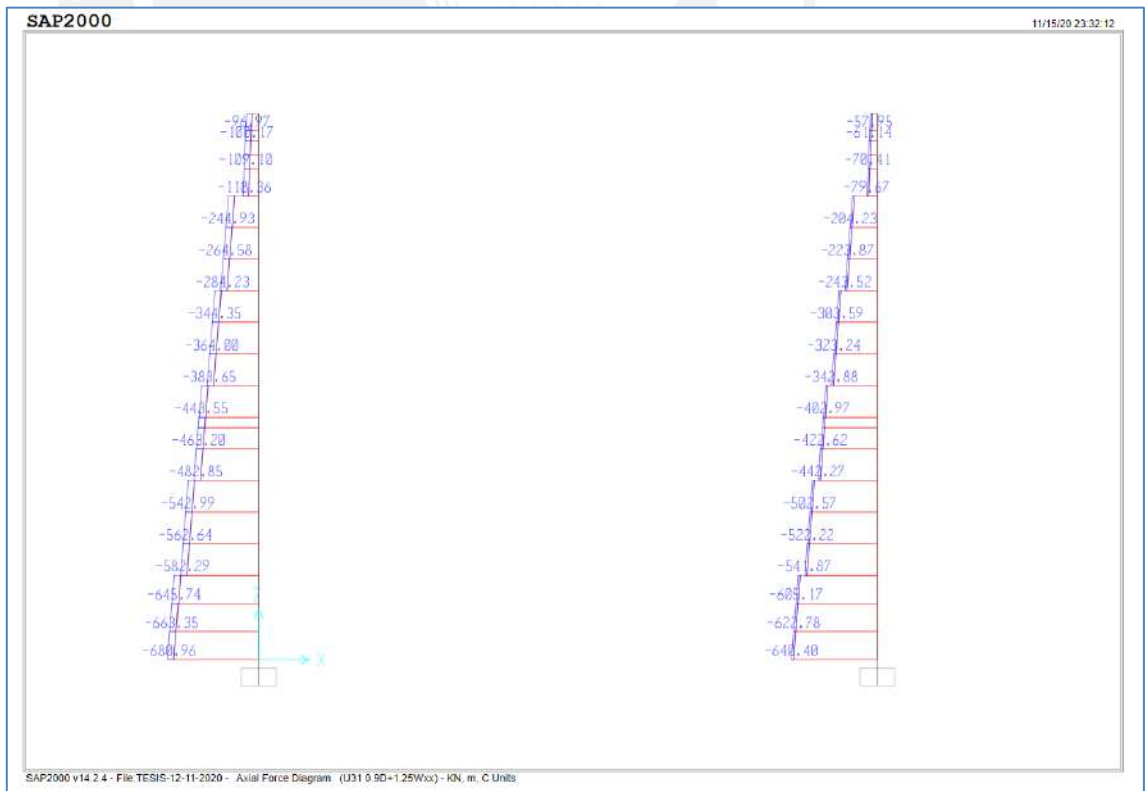


Figura 199 : Fuerzas axiales en columnas C1A para la combinación 0.9D+1.25Wxx. (Pórtico Central).



Figura 200: Fuerzas axiales en columnas C1A para la combinación 1.25D+1.25CV+1.101Exx. (Pórtico Central).

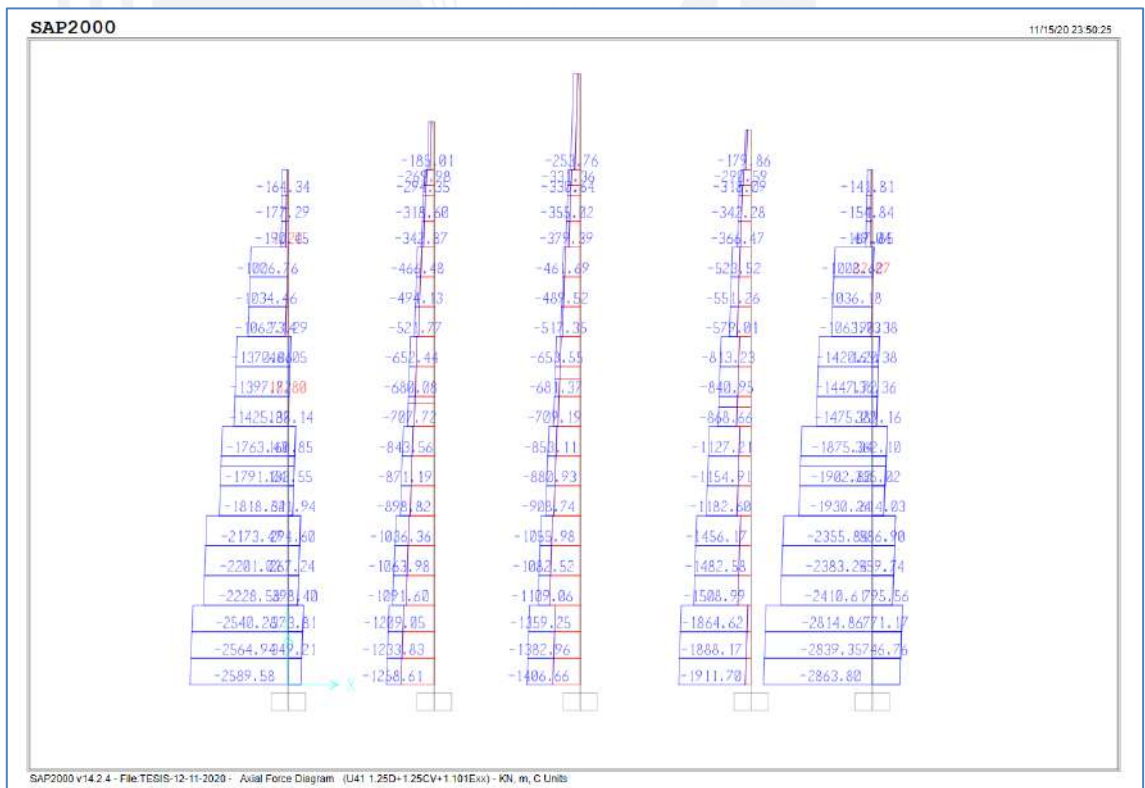


Figura 201 : Fuerzas axiales en columnas C1A para la combinación 1.25D+1.25CV+1.101Exx. (Pórtico Extremo).

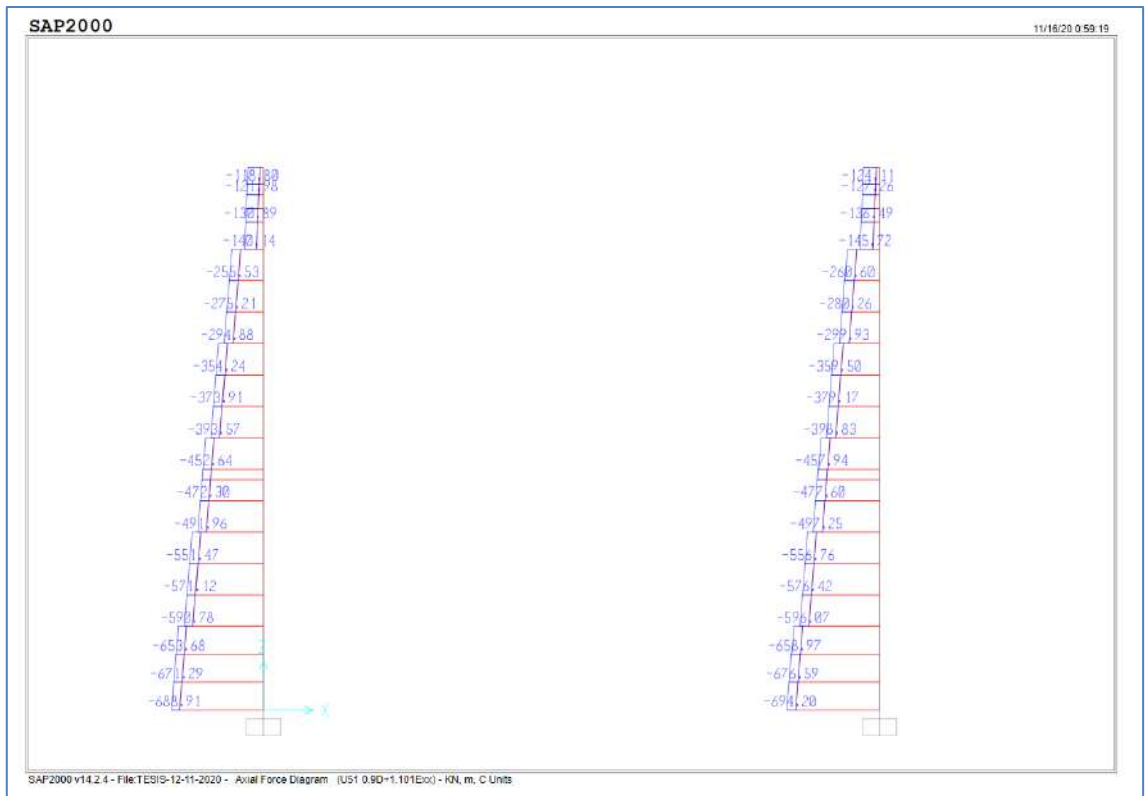


Figura 202: Fuerzas axiales en columnas C1A para la combinación 0.9D+1.101Exx. (Pórtico Central).

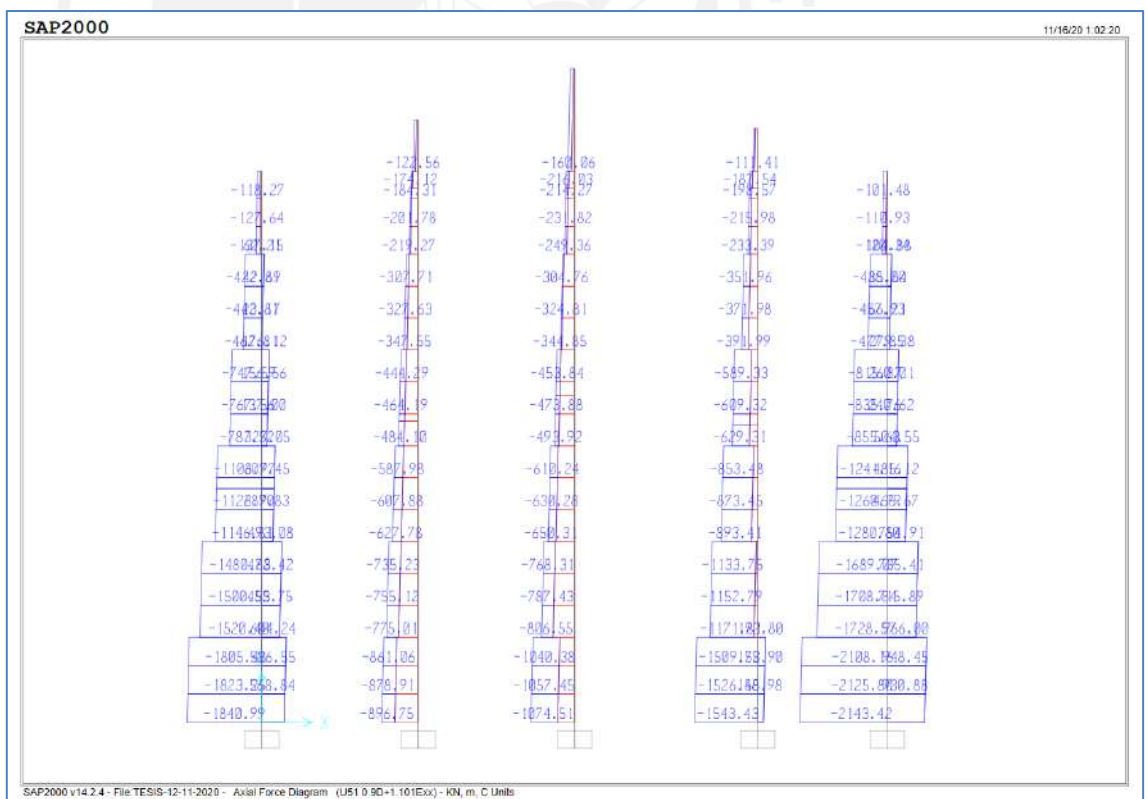


Figura 203: Fuerzas axiales en columnas C1A para la combinación 0.9D+1.101Exx. (Pórtico Extremo).

Continuamos con las fuerzas cortantes últimas.



Figura 204 : Fuerzas cortantes en columnas C1A para la combinación 1.25D+1.25CV+1.25Wxx. (Pórtico Central).



Figura 205 : Fuerzas cortantes en columnas C1A para la combinación 0.9D+1.25Wxx. (Pórtico Central).

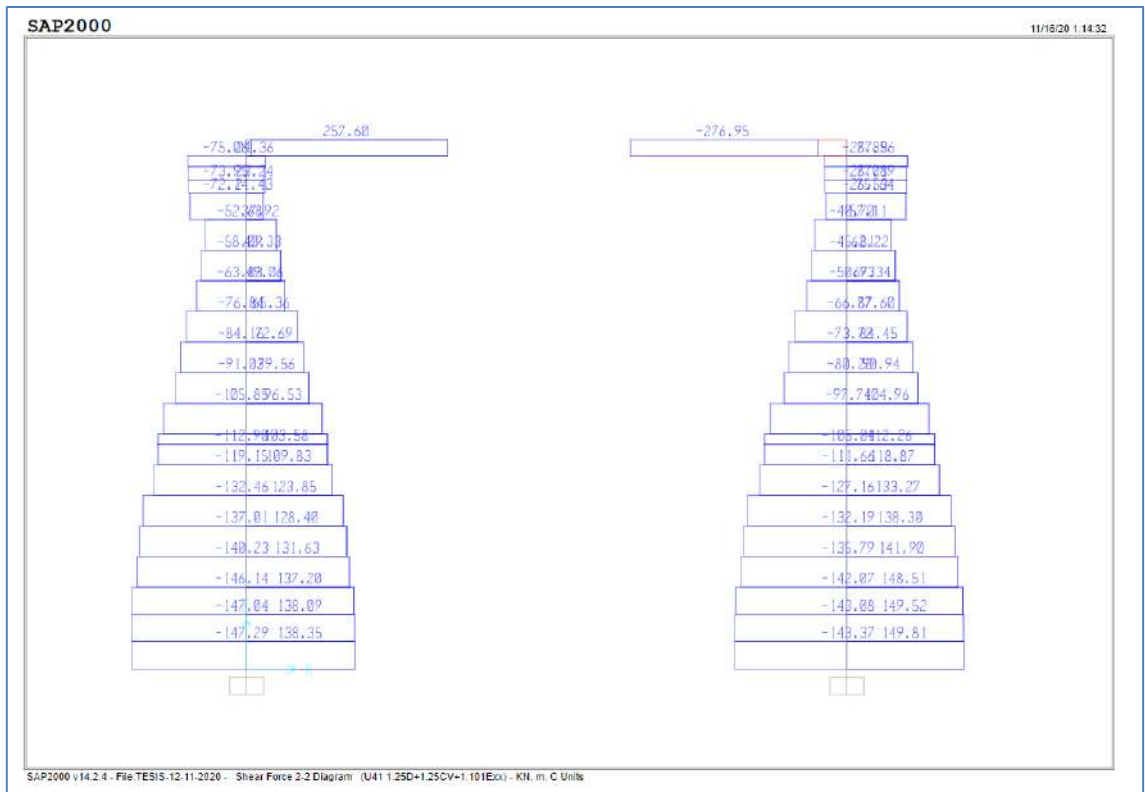


Figura 206 Fuerzas cortantes en columnas C1A para la combinación 1.25D+1.25CV+1.101Ex. (Pórtico Central).

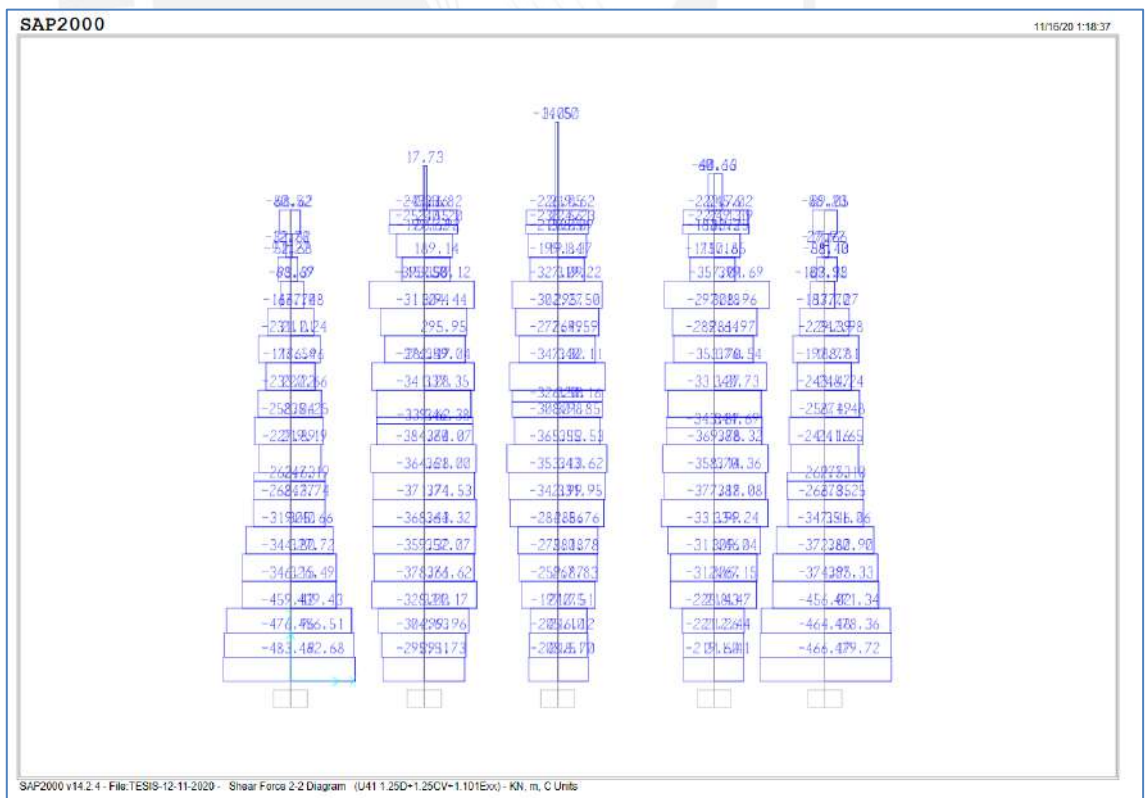
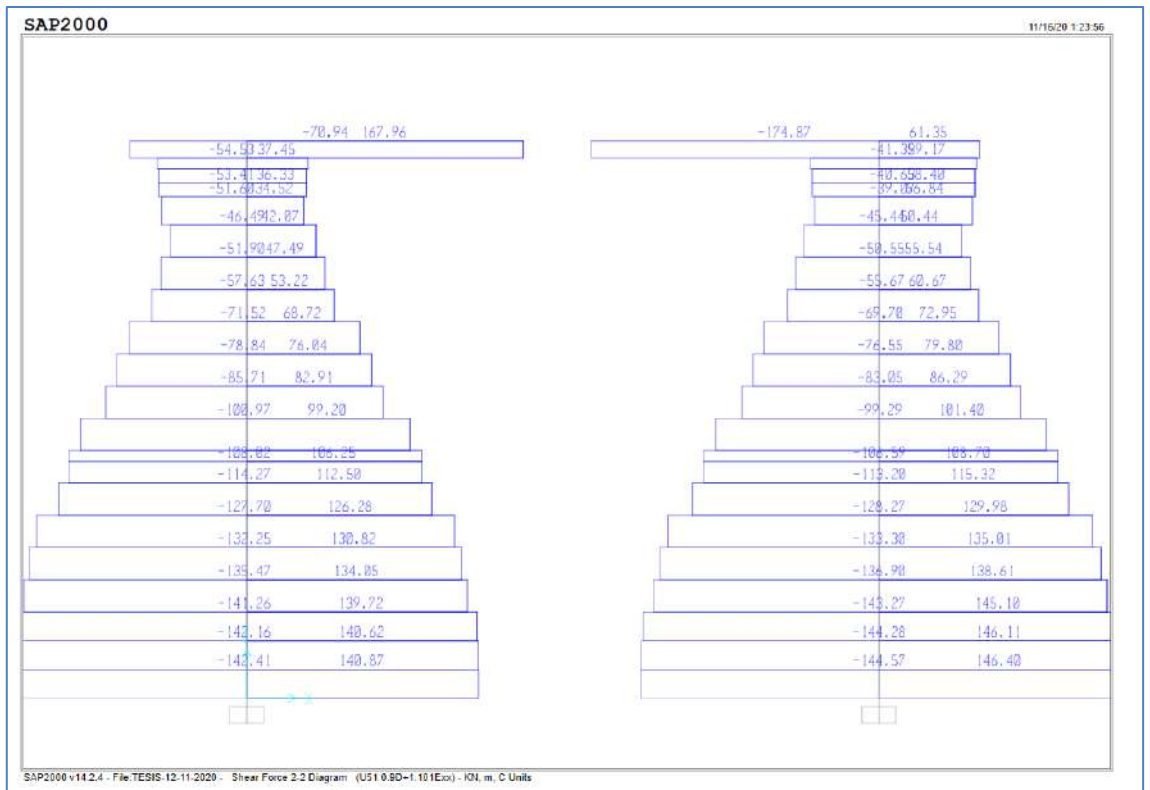


Figura 207 : Fuerzas cortantes en columnas C1A para la combinación 1.25D+1.25CV+1.101Ex. (Pórtico Extremo).



**Figura 208: Fuerzas cortantes en columnas C1A para la combinación 0.9D+1.101Exx.
(Pórtico Central).**



**Figura 209: Fuerzas cortantes en columnas C1A para la combinación 0.9D+1.01Exx.
(Pórtico Extremo).**

De los gráficos mostrados se puede concluir lo siguiente:

- Los efectos máximos se producen en la combinación 1.25D+CV+Exx.
- Considerando la combinación con carga de sismo debemos analizar dos casos, el de las columnas del pórtico central y las columnas del pórtico extremo
- Tenemos los siguientes valores últimos máximos:

Columna de Pórtico central.

Punto 1

Muxx (kN-m) =1430.86

Puxx (kN)=1499.77

Vuxx(kN)=276.95

Columna de Pórtico extremo.

Punto 2

Muxx(kN-m) =1776.96

Puxx(kN)=2863.8

Vuxx(kN)=466.47

Estos valores se usarán para el diseño de la columna.

Está claro que en esta estructura las cargas sísmicas son más críticas que las cargas de viento.

- Para la dirección YY solo mostraremos los valores correspondientes a las combinaciones de cargas sísmicas a fin de realizar una verificación de las mismas.

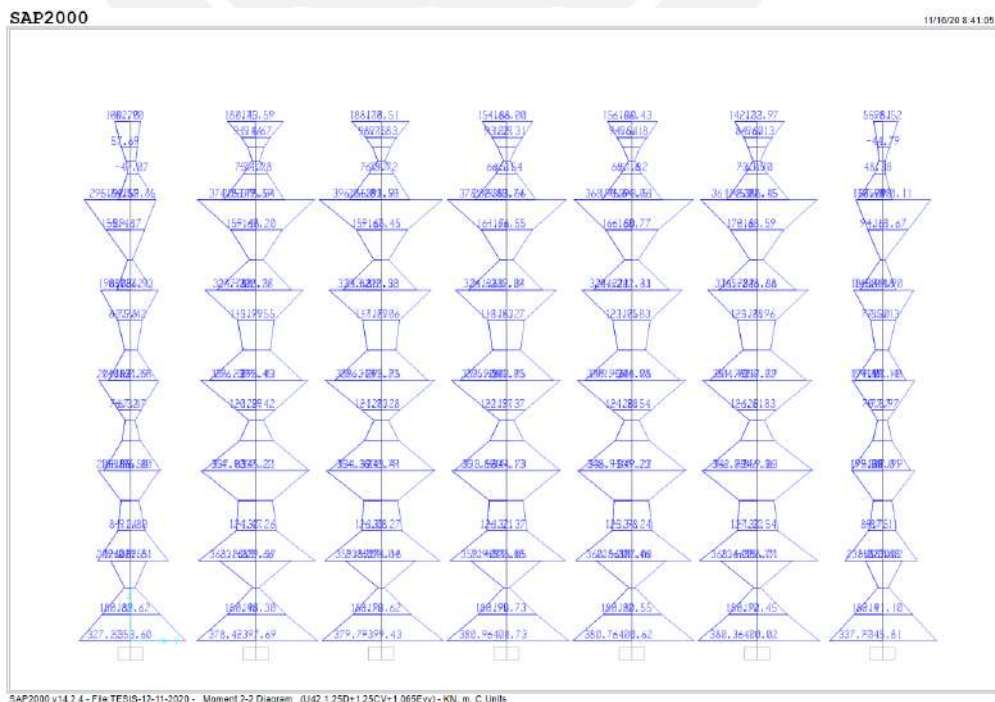
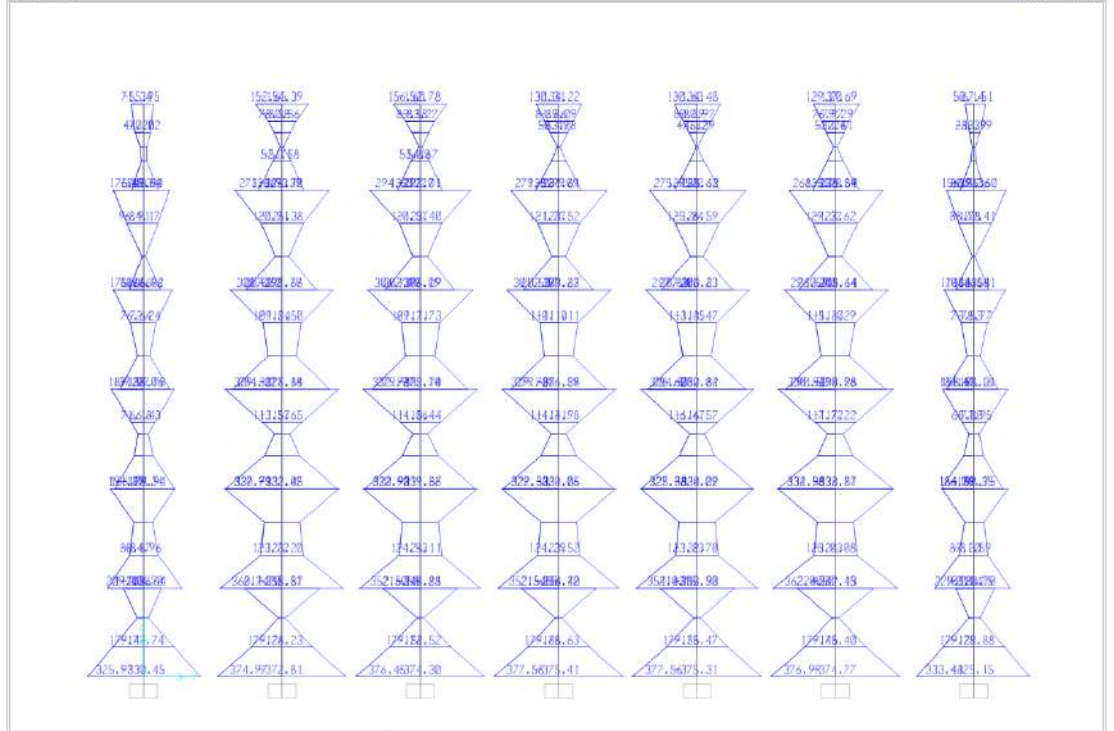


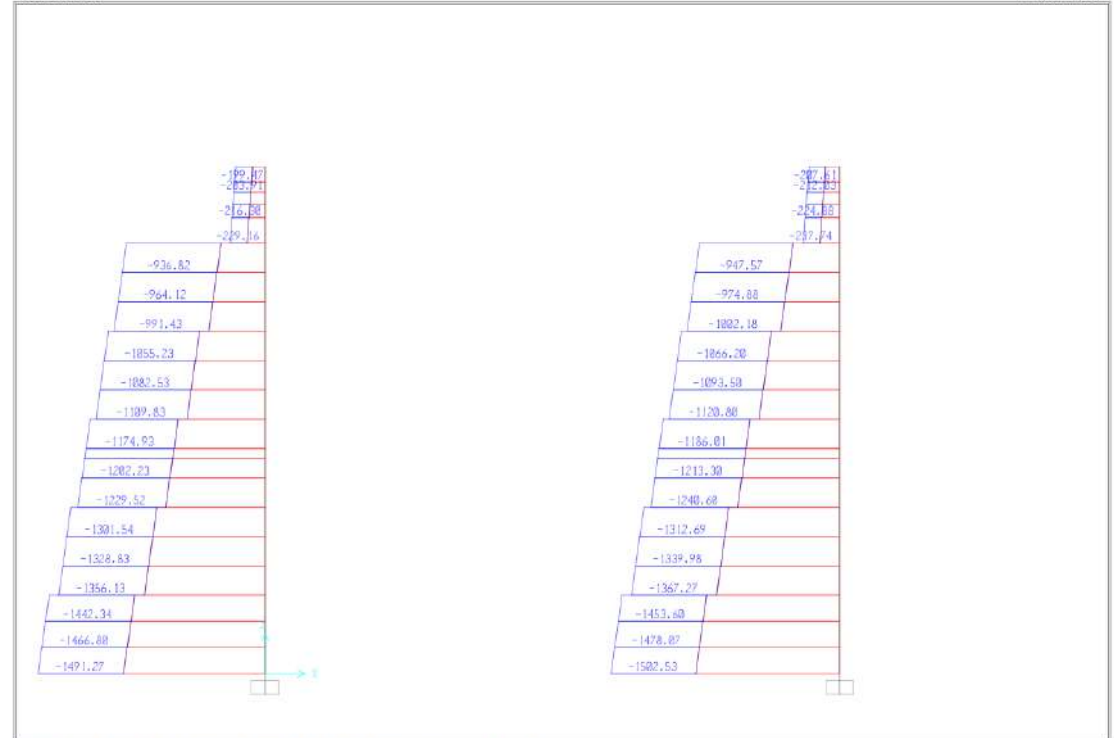
Figura 210: Momentos en columnas CA1 para la combinación 1.25D+1.25CV+1.065Eyy.



SAP2000 v14.2.4 - File:TESIS-12-11-2020 - Moment 2-2 Diagram (U52 0.9D+1.065Eyy) - KN, m, C Units

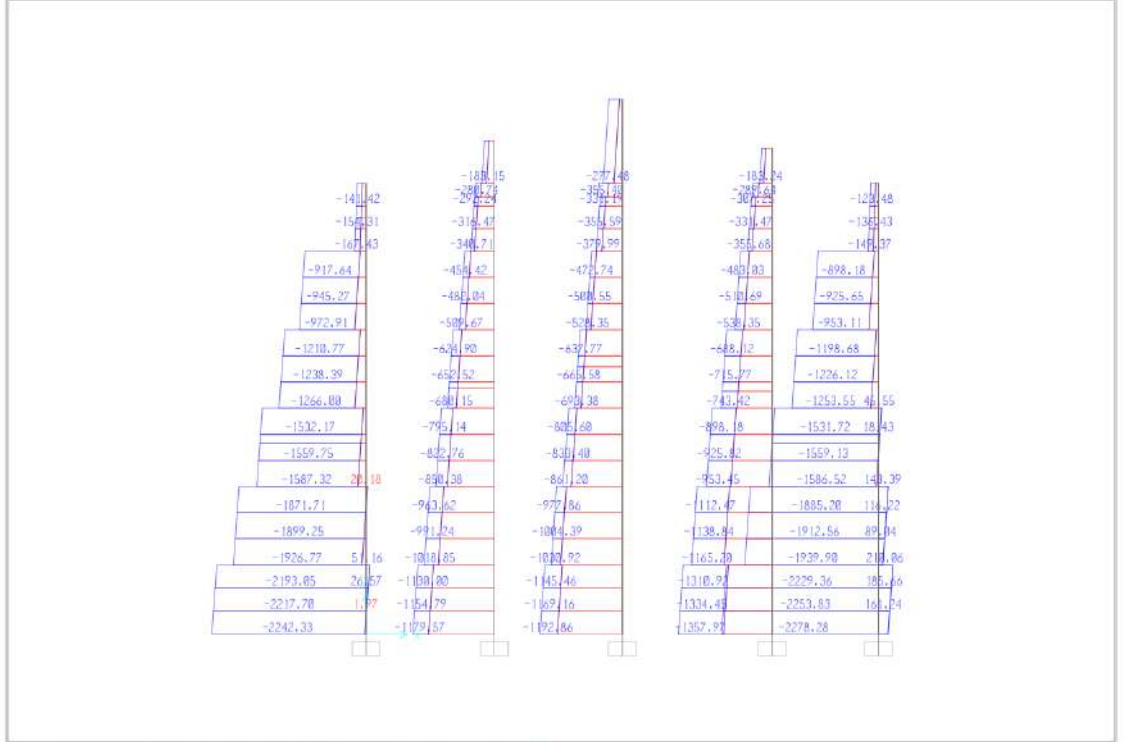
Figura 211: Momentos en columnas CA1 para la combinación 0.9D+1.065Eyy.

Continuamos con la fuerza axial;



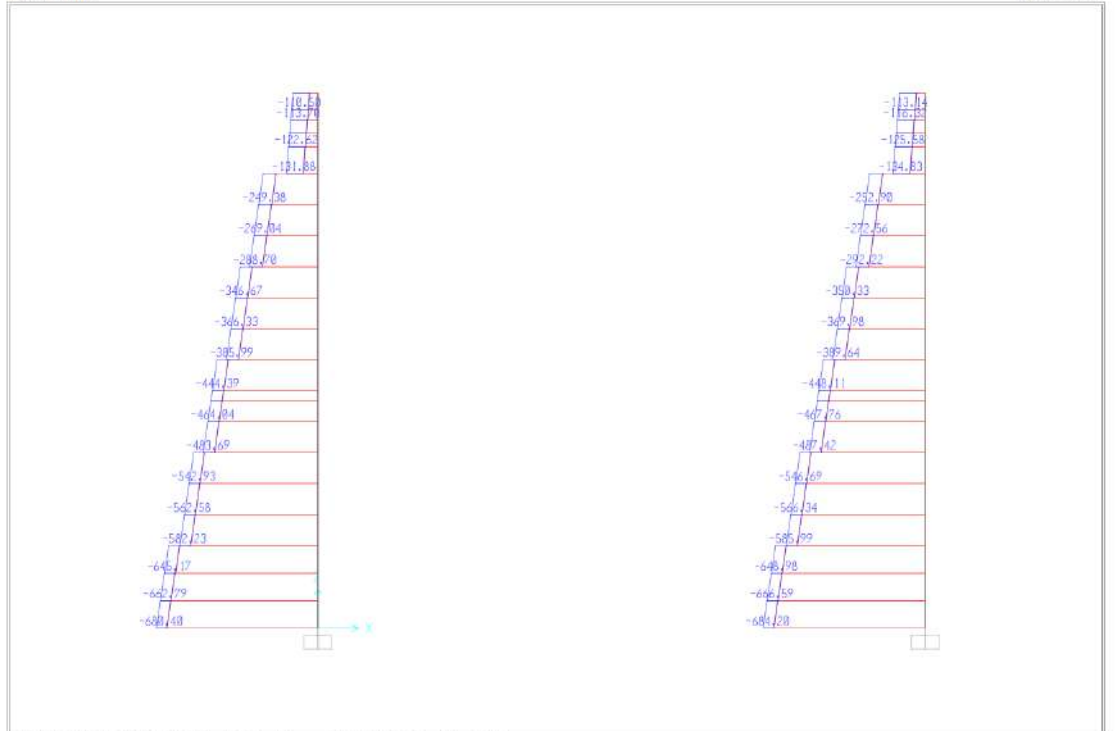
SAP2000 v14.2.4 - File:TESIS-12-11-2020 - Axial Force Diagram (U42 1.25D+1.25CV+1.065Eyy) - KN, m, C Units

Figura 212: Fuerzas axiales en columnas C1A para la combinación 1.25D+1.25CV+1.065Eyy. (Pórtico Central).



SAP2000 v14.2.4 - File:TESIS-12-11-2020 - Axial Force Diagram (U42 1.25D+1.25CV+1.065Eyy) - KN, m, C Units

Figura 213:Fuerzas Axiales en columnas C1A para la combinación 1.25D+1.25CV+1.065Eyy. (Pórtico Extremo).



SAP2000 v14.2.4 - File:TESIS-12-11-2020 - Axial Force Diagram (U52 0.9D+1.065Eyy) - KN, m, C Units

Figura 214 : Fuerzas axiales en columnas CA1 para la combinación 0.9D+1.065Eyy. (Pórtico Central).

Para el caso de las fuerzas cortantes en la dirección YY:

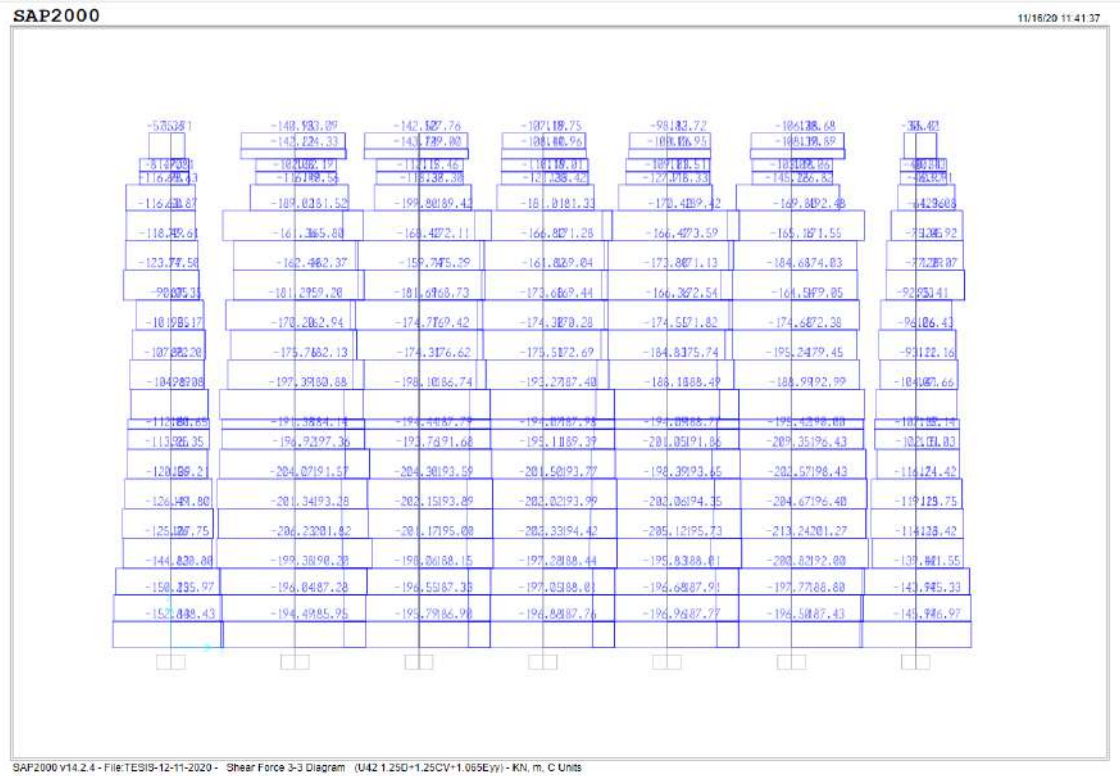


Figura 215 : Fuerzas cortantes en columnas CA-1 para la combinación 1.25D+1.25CV+1.065Eyy.



Figura 216 : Fuerzas cortante en columnas CA-1 para combinación 0.9D+1.065Eyy. Para el caso del sismo YY haremos el chequeo en los siguientes puntos:

Columna de Pórtico Central

Punto 1

Muyy(kN-m) =400.7

Puyy(kN)=1491.27

Vuyy(kN)=196.88

Columna de Pórtico Extremo

Punto 2

Muyy(kN-m) =353.6

Puyy(kN)=2242.33

Vuyy(kN)=152.5

12. DISEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS

12.1 Generalidades

El diseño de estructuras metálicas se realizará de acuerdo a lo establecido en la noma E-090- "Estructuras metálicas". El diseño se realizará con los métodos ASD y LRFD.

Para el diseño ASD se usarán las fuerzas resultantes bajo condiciones de servicio y para el diseño LRFD, las cargas últimas.

Se realizarán los siguientes diseños:

- Diseño por compresión y tracción de Tijerales de techo.
- Diseño por compresión y tracción de arriostramiento de tijerales de techo.
- Diseño por flexión biaxial y corte de correas de techo.
- Diseño por flexión biaxial y corte de largueros

12.2 Diseño por compresión y tracción de tijerales de techo.

El tijeral que se plantea es una estructura metálica reticulada formada por bridas inferiores y superiores de ángulos dobles de L3"x3"x1/4", de manera que se tenga un ancho en la base del tijeral de 250 mm. Los ángulos dobles son los que reciben las cargas de tracción y compresión y es la sección que consideraremos en el diseño. Debemos de tener en cuenta que tenemos para compresión $C_s=183.47$ kN y $C_u=195.95$ kN y para tracción, $T_s=133.91$ kN y $T_u=150.78$ kN.

12.2.1 Diseño por compresión

a) Método ASD

Para este caso tenemos:

$C_s=183.47$.

Se ha planteado una sección de ancho 250 mm formada por dos ángulos L3"x3"x1/4", tal como se ve en la figura 180. Esto se pudo modelar con la opción "Seccion designer" de SAP 2000.

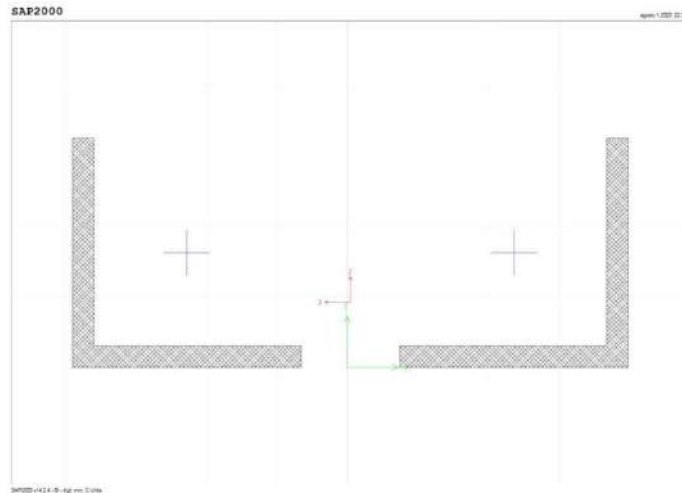
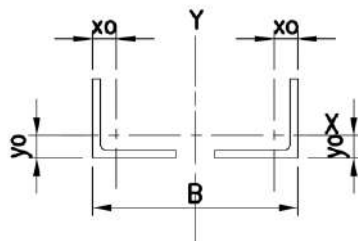
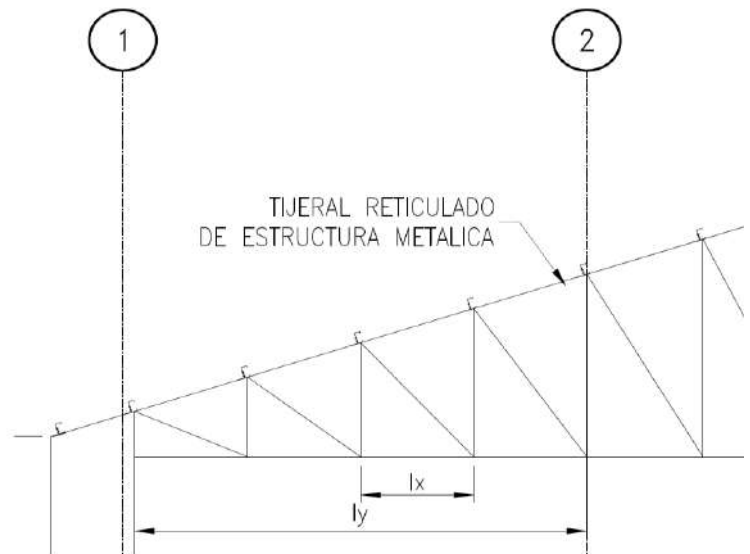


Figura 217: Brida inferior en tracción de tijeral metálico.



Cs(kN)=	183.47
Fy(Mpa)=	344.74
E(Mpa)=	199947.979
B(mm)=	250.00
2L3"x3"x1/4"	
x _o (mm)=	21.39
y _o (mm)=	21.39
A _I (mm ²)=	929.03
I _L (mm ⁴)=	516126.97
A _S (mm ²)=	1858.06
I _{xx} (mm ⁴)=	1032253.94
I _{yy} (mm ⁴)=	20979828.37
r _{xx} (mm)=	23.57
r _{yy} (mm)=	106.26



El caso mas crítico se producira en la direccion donde R=

106.26

Chequeo de pandeo local

Se debe chequear no compacto

b(mm)= 101.60

t(mm)= 9.53

b/t= 10.67

13.46

Lados que se proyectan de pares de ángulos en compresión en contacto continuo, alas de perfiles en forma de l y canales en compresión axial; ángulos y planchas que se proyectan de vigas o de elementos en compresión	b/t	ND	$250/\sqrt{F_y}$
--	-----	----	------------------

Diseño por compresión

$C_c = 107.00 \quad C_c = \sqrt{2 * \pi^2 * E / F_y}$

l(mm)= 5875.00

K= 1.00

Kl/r= 55.29

$$\left(\frac{Kl}{r}\right) \leq C_c$$

$$F_a = \left(1 - \frac{\left(\frac{Kl}{r}\right)^2}{2 * C_c^2}\right) * F_y / \left(\frac{5}{3} + \left(3 * \frac{Kl}{r} - \frac{\left(\frac{Kl}{r}\right)^3}{8 * C_c^3}\right)\right)$$

Fa= 162.06 Mpa

fa= 98.74 Mpa 0.61

$$f_a \ll F_a$$

Cumple por compresión

b) Método LRFD.

$$\lambda_c = \frac{K * l}{r * \pi} * \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

Calculamos el valor de λ_c

$\lambda_c = 0.73$

$$\lambda_c \ll 1.5$$

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) * F_y$$

Cu(kN)= 195.96

Fcr= 275.69 Mpa

Fu= 105.46 Mpa

$F_u < F_{crit}$ Cumple para compresión

12.2.2 Diseño por tracción

a) Método ASD

Verificamos primero que la relación de esbeltez sea menor a 300

$$Kl/r = 55.29 < 300.00 \text{ Cumple}$$

$$P_s(\text{kN}) = 133.91$$

$$A_s(\text{mm}^2) = 1858.06$$

Se debe cumplir que

$$F_T \leq 0.6F_Y$$

$$F_T = 72.07 \text{ Mpa}$$

$$0.6F_Y = 206.84 \text{ Mpa}$$

$$F_T \ll 206.84 \text{ Cumple por tracción}$$

b) Método LRFD

Verificaremos fluencia en el área total

$$\phi_t = 0.90$$

$$T_u(\text{kN}) = 150.78$$

$$\phi_t * A_g * F_y = 576.49$$

$$T_u < \phi_t * A_g * F_y \text{ OK}$$

12.3 Diseño a compresión y tracción de arriostramientos de tijerales de techo

Para este caso tenemos los siguientes datos

Para ASD

$$C_s = 104.21 \text{ kN.}$$

$$T_s = 64.6 \text{ kN.}$$

Para LRFD

$$C_u = 114.6 \text{ kN.}$$

$$T_u = 74.46 \text{ kN.}$$

12.3.1 Diseño por compresión

a) Para método ASD

Cs(kN)=	104.21
Fy(Mpa)=	344.74
E(Mpa)=	199947.979
WT5x11	
IXX(mm ⁴)=	3862628.00
IYY(mm ⁴)=	3475533.00
A(mm ²)=	2851.61
Rxx(mm)=	36.81
Ryy(mm)=	34.92

El caso mas crítico se producira en la direccion donde R= 36.81

Chequeo de pandeo local

Se debe chequear no compacto

d(mm)=	132.94	
t(mm)=	7.62	
d/t=	17.45	18.04

Diseño por compresión

Cc=	107.00	$C_c = \sqrt{2 * \pi^2 * E / F_y}$
l(mm)=	3363.41	$F_a = \left(1 - \frac{\left(\frac{Kl}{r}\right)^2}{2 * C_c^2}\right) * F_y / \left(\frac{5}{3} + \left(3 * \frac{Kl}{8 * C_c}\right) - \frac{\left(\frac{Kl}{r}\right)^3}{8 * C_c^3}\right)$
Kl/r=	96.32	
Fa=	107.19	Mpa
fa=	36.54	Mpa

$$f_a \ll F_a$$

Cumple por compresión

b) Para el método LRFD.

Diseño por compresión

$$\lambda_c = \frac{K * l}{r * \pi} * \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

Calculamos el valor de λ_c

$$\lambda_c = 1.21$$

$$\lambda_c \ll 1.5$$

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) * F_y$$

$$C_u(\text{kN}) = 195.96$$

$$F_{cr} = 187.23 \text{ Mpa}$$

$$F_u = 68.72 \text{ Mpa}$$

$$F_u < F_{crit} \quad \text{Cumple por compresión}$$

12.3.2 Diseño a tracción

a) Para el método ASD

Verificamos primero que la relación de esbeltez sea menor a 300

$$Kl/r = 96.32 < 300.00 \quad \text{Cumple}$$

$$T_s(\text{kN}) = 64.60$$

$$A_s(\text{mm}^2) = 2851.61$$

Se debe cumplir que

$$F_T \leq 0.6F_y$$

$$F_T = 22.65 \quad \text{Mpa}$$

$$0.6F_y = 62.53 \quad \text{Mpa}$$

$$F_T \ll 62.53 \quad \text{Cumple por tracción}$$

b) Para el método LRFD.

Verificaremos fluencia en el area total

$$\begin{array}{ll} \phi_t = & 0.90 \\ Tu(\text{kN})= & 74.46 \\ \phi_t * A_g * F_y = & 884.75 \\ T_U < \phi_t * A_g * F_y & \text{OK} \end{array}$$

12.4 Diseño por flexión biaxial y corte de correas de techo

Para este diseño, tenemos los siguientes datos:

Para ASD

$$M_{s33}=5.33 \text{ kN-m.}$$

$$M_{s22}=0.97 \text{ kN-m.}$$

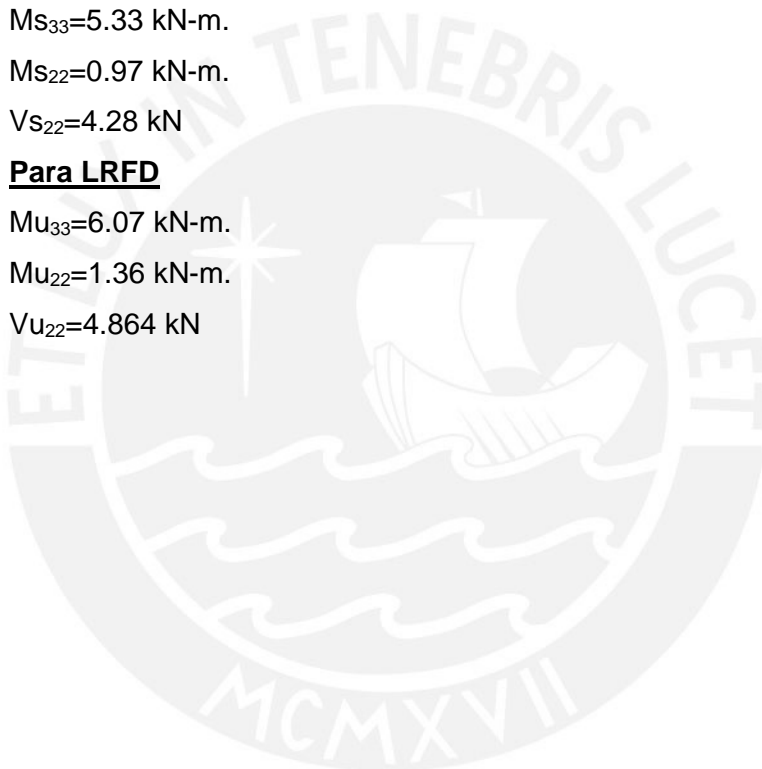
$$V_{s22}=4.28 \text{ kN}$$

Para LRFD

$$M_{u33}=6.07 \text{ kN-m.}$$

$$M_{u22}=1.36 \text{ kN-m.}$$

$$V_{u22}=4.864 \text{ kN}$$



12.4.1 Diseño por método ASD

W6x15

Fuerzas de diseño

$M_{s33} = 5.33 \text{ kN-m}$

$M_{s22} = 0.97 \text{ kN-m}$

Características de Sección

$bf(\text{mm}) = 152.146$

$b(\text{mm}) = 76.073$

$tf(\text{mm}) = 6.604$

$h(\text{mm}) = 152.146$

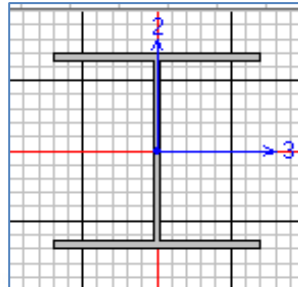
$tw(\text{mm}) = 5.842$

$rt(\text{mm}) = 40.894$

$A_f(\text{mm}^2) = 1004.7722$

$S_{xx}(\text{mm}^3) = 159282.26$

$S_{yy}(\text{mm}^3) = 50963.769$



Chequeo de Pandeo Local

$F_y(\text{Mpa}) = 344.738$

$E(\text{Mpa}) = 199947.98$

$A(\text{mm}^2) = 2858.0588$

$b/t_f = 11.52$

$\lambda_p = 9.16$

VERIFICAR

$\lambda_r = 22.32$

ALA NO COMPACTA

Alma de la viga

$h/t = 26.04$

$\lambda_p = 90.45$

ALMA COMPACTA

Chequeo de Momento

Lb(mm)= 1583.3333
Lc1(mm)= 1638.8755
Lc1(mm)= 2643.6076

Cumple longitud no arriostrada

$$\frac{200b_f}{\sqrt{F_y}} \leq \frac{138000}{\left(\frac{d}{A_f}\right)F_y}$$

El Fb sera igual a

$$F_b = F_y \left[0.79 - \frac{0.00076(b_f \sqrt{F_y})}{2t_f} \right]$$

Fb= 216.31 Mpa

$$f_{b33} = M_{s33}/S_{33}$$

f_b = 33.46 Mpa

Verificamos que

$$f_b < F_B$$

Verificacion por flexion biaxial

$$(M_{s33})/(M_{n33}) + (M_{s22})/(M_{n22}) < 1$$

M_{n33} = 34.45 kN-m

M_{n22} = 11.02 kN-m

Ratio Demanda/capacidad= 0.24 < 1
Momento

Chequeo por cortante

$$V_s = 4.28 \text{ kN}$$

$$f_v = 4.82 \text{ Mpa}$$

$$h/t_w = 26.04$$

$$h/t_w \ll 1000/\sqrt{F_y}$$

$$h/t_w \ll 53.86 \quad \text{Cumple}$$

$$F_v = 137.90 \text{ Mpa}$$

$$f_v \ll F_v \text{ Cumple la condición}$$

12.4.2 Diseño por método LRFD

$$M_{u33} = 6.07 \text{ kN-m}$$

$$M_{u22} = 1.36 \text{ kN-m}$$

$$\text{Para este caso se hace la verificación biaxial}$$
$$(M_{u33})/(\phi_b * M_{n33}) + (M_{u22})/(\phi_b * M_{n22}) < 1$$

$$\phi_b * M_{n33} = 31.01 \text{ kN-m}$$

$$\phi_b * M_{n22} = 9.92 \text{ kN-m}$$

$$\text{Ratio Demanda/capacidad} = 0.33 < 1$$

Momento

$$V_u = 4.86 \text{ kN}$$

$$h/t_w = 26.04$$

$$h/t_w \ll 1098/\sqrt{F_{yw}} \quad 59.136792$$

Para este caso

$$V_n = 0.6 * F_{yw} * A_w$$

$$A_w(\text{mm}^2) = 888.83693$$

$$V_n = 183.84952 \text{ kN}$$

$$V_u < \phi_v * V_n \quad 165.46457 \text{ kN}$$

Cumple

12.5 Diseño por flexión biaxial y fuerza cortante de largueros

12.5.1 Diseño por método ASD.

W6x15

Fuerzas de diseño

$M_{s_{33}} = 4.00 \text{ kN-m}$

$M_{s_{22}} = 1.72 \text{ kN-m}$

Características de Sección

$b_f(\text{mm}) = 152.146$

$b(\text{mm}) = 76.073$

$t_f(\text{mm}) = 6.604$

$h(\text{mm}) = 152.146$

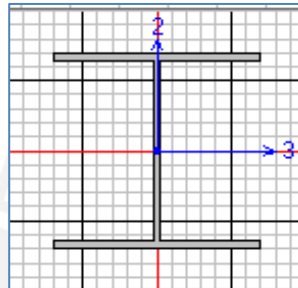
$t_w(\text{mm}) = 5.842$

$r_t(\text{mm}) = 40.894$

$A_f(\text{mm}^2) = 1004.7722$

$S_{xx}(\text{mm}^3) = 159282.26$

$S_{yy}(\text{mm}^3) = 50963.769$



Chequeo de Pandeo Local

$F_y(\text{Mpa}) = 344.738$

$E(\text{Mpa}) = 199947.98$

$A(\text{mm}^2) = 2858.0588$

$b/t_f = 11.52$

$\lambda_p = 9.16$

VERIFICAR

$\lambda_r = 22.32$

ALA NO COMPACTA

Alma de la viga

$h/t = 26.04$

$\lambda_p = 90.45$

ALMA COMPACTA

Chequeo de Momento

Lb(mm)=	1583.3333
Lc1(mm)=	1638.8755
Lc1(mm)=	2643.6076

Cumple longitud no arriostrada

$$\frac{200b_f}{\sqrt{F_y}} \leq \frac{138000}{\left(\frac{d}{A_f}\right)F_y}$$

El Fb sera igual a

$$F_b = F_y \left[0.79 - \frac{0.00076(b_f \sqrt{F_y})}{2t_f} \right]$$

$$F_b = 216.31 \text{ Mpa}$$

$$f_{b33} = M_{s33}/S_{33}$$

$$f_b = 25.11 \text{ Mpa}$$

Verificamos que

$$f_b < F_B$$

Verificacion por flexion biaxial

$$(M_{s33})/(M_{n33}) + (M_{s22})/(M_{n22}) < 1$$

$$M_{n33} = 34.45 \text{ kN-m}$$

$$M_{n22} = 11.02 \text{ kN-m}$$

$$\text{Ratio Demanda/capacidad=} \quad 0.27 < 1$$

Momento

Chequeo por cortante

$$V_s = 2.338 \text{ kN}$$

$$f_v = 2.63 \text{ Mpa}$$

$$h/t_w = 26.04$$

$$h/t_w \ll 1000/\sqrt{F_y}$$

$$h/t_w \ll 53.86 \quad \text{Cumple}$$

$$F_v = 137.90 \text{ Mpa}$$

$$f_v \ll F_v \text{ Cumple la condición}$$

12.5.2 Diseño por método LRFD

Verificación por flexión biaxial

$$M_{u33} = 5.2 \text{ kN-m}$$

$$M_{u22} = 2.4 \text{ kN-m}$$

Para este caso se hace la verificación biaxial
 $(M_{u33})/(\phi_b * M_{n33}) + (M_{u22})/(\phi_b * M_{n22}) < 1$

$$\phi_b * M_{n33} = 31.01 \text{ kN-m}$$

$$\phi_b * M_{n22} = 9.92 \text{ kN-m}$$

$$\text{Ratio Demanda/capacidad} = 0.41 < 1$$

$$V_u = 3.04 \text{ kN}$$

$$h/t_w = 26.04$$

$$h/t_w \ll 1098/\sqrt{F_{yw}} \quad 59.136792$$

Para este caso

$$V_n = 0.6 * F_{yw} * A_w$$

$$A_w(\text{mm}^2) = 888.83693$$

$$V_n = 183.84952 \text{ kN}$$

$$V_u < \phi_v * V_n \quad 165.46457 \text{ kN}$$

Cumple

13. DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

13.1 Diseño de vigas carrileras

Diseño por flexión

Debemos de considerar los momentos positivos y negativos según lo mostrado anteriormente.

$Mu+=664.93$ kN-m

$Mu-=443.94$ kN-m

La viga a diseñar es la VC con $b=1200$ mm y $h=800$ mm

DISEÑO POR FLEXION-VIGA CARRILERA VC MOMENTO POSITIVO

b(mm)=	1200
d(mm)=	760
fy(Mpa)=	420
f'c(Mpa)=	30
fy/fc=	14
Φ =	0.9

Mu(kN-m)	$Mu/(\Phi*b*d^2*fy)$	$1/1.7*fy/fc$	ρ	As(mm ²)
664.93	0.002537907	8.235	0.002593	2365.081

Para esta caso el acero mínimo es

$$As(mm^2)= 2188.8$$

Cumplimos acero minimo

$$\text{Avarilla}(3/4")= 284$$

9 varillas de 3/4"

**DISEÑO POR FLEXION-VIGA CARRILERA VC
MOMENTO NEGATIVO**

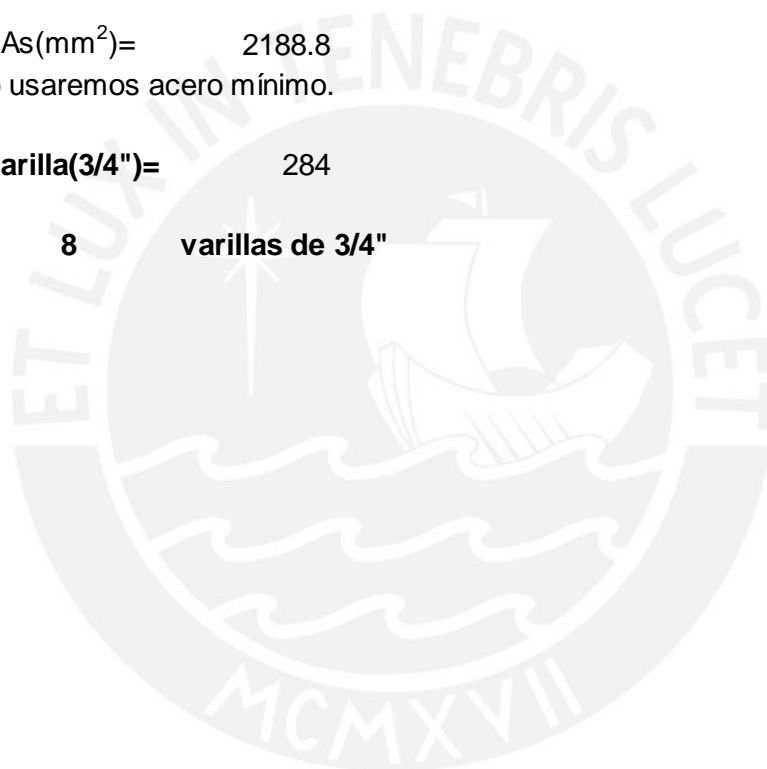
b(mm)=	1200
d(mm)=	760
fy(Mpa)=	420
f'c(Mpa)=	30
fy/fc=	14
Φ=	0.9

Mu(kN-m)	u/(Φ*b*d²*f	1/1.7*fy/fc	ρ	As(mm²)
443.94	0.0016944	8.235	0.0017188	1567.5089

As(mm²)= 2188.8
 aso usaremos acero mínimo.

Avarilla(3/4")= 284

8 varillas de 3/4"



Diseño por cortante

Para este caso debemos de tomar la fuerza cortante ultima mostrada anteriormente:

$$V_u(\text{kN})= 1051.68$$

$$\phi= 0.75$$

$$\lambda= 1$$

$$f_y(\text{Mpa})= 420$$

$$f'_c(\text{Mpa})= 30$$

$$V_c = \left(\frac{\lambda\sqrt{f'_c}}{6}\right)b_w d$$

$$b_w(\text{mm})= 1200$$

$$d(\text{mm})= 760$$

$$V_c(\text{kN})= 832.54$$

$$V_s(\text{kN})= 569.70$$

$$V_s = (V_u - \phi V_c) / \phi$$

Considerando estribos de 3/8"

$$A_v(\text{mm}^2)= 142$$

$$s = A_v f_y d / V_s$$

$$s(\text{mm})= 80$$

Debemos asegurarnos que la separación entre estribos sea menor a este valor

13.2 Diseño de vigas V1

Diseño por flexión

Debemos de considerar los momentos positivos y negativos según lo mostrado anteriormente.

Como se observa las vigas básicamente trabajan a sismo, por lo que los momentos más altos se presentan en los extremos de la viga.

$$M_{u+}=229.22 \text{ kN-m}$$

$$M_{u-}=228.43 \text{ kN-m}$$

La viga a diseñar es la V1 con $b=500$ y $h=800$ mm. Como los momentos son casi similares, tomaremos para el diseño el mayor valor absoluto, $M_u=229.22$ kN-m

**DISEÑO POR FLEXION-VIGA V1
MOMENTO POSITIVO**

b(mm)=	400
d(mm)=	560
fy(Mpa)=	420
f'c(Mpa)=	30
fy/fc=	14
Φ=	0.9

Mu(kN-m)	Mu/(Φ*b*d ² *fy)	1/1.7*fy/fc	ρ	As(mm ²)
229.22	0.004834201	8.235	0.005044	1129.788

Para esta caso el acero mínimo es

$$As(mm^2)= 537.6$$

Usaremos acero minimo

$$\text{Avarilla}(5/8")= 199$$

6 varillas de 5/8"

Diseño por cortante

$$Vu(kN)= 121.87$$

$$\Phi= 0.75$$

$$\lambda= 1$$

$$fy(Mpa)= 420$$

$$f'c(Mpa)= 30$$

$$V_c = \left(\frac{\lambda\sqrt{f'c}}{6}\right)b_w d$$

$$bw(mm)= 400$$

$$d(mm)= 560$$

$$V_c(kN)= 204.48$$

Esta viga no necesita acero de corte sin embargo, consideramos estribos-El concreto puede asumir la totalidad del cortante.

$$\Phi V_c \gg V_u$$

13.3 Diseño de columnas

13.3.1 Generalidades

Si bien es cierto, anteriormente hemos hallado los momentos y cargas axiales para diseñar la columna, debemos verificar si este $kl/r < 22$. Si fuera el caso debemos de realizar una corrección por esbeltez. Se realizará el diseño de dos columnas de concreto armado, de acuerdo a los casos observados en el análisis. Se trata de una columna del pórtico central y una columna del pórtico extremo.

13.3.2 Columna de Pórtico central

Cargas ultimas a considerar

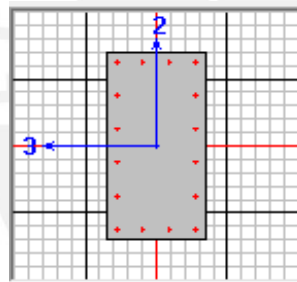
Las cargas a considerar son las siguientes:

$$M_{uxx} \text{ (kN-m)} = 1430.86$$

$$P_{uxx} \text{ (kN)} = 1499.77$$

$$V_{uxx} \text{ (kN)} = 276.95$$

Corrección por esbeltez



$$I \text{ (mm)} = 20720$$

$$I_{33} \text{ (mm}^4\text{)} = 8.64E+10$$

$$E \text{ (Mpa)} = 24855.56$$

$$K = 1$$

$$R_{33} \text{ (mm)} = 346.412$$

$$KL/R_{33} = 59.81 > 22$$

Necesitamos la corrección por esbeltez

$$\delta_s = 1 / \left(1 - \frac{\Sigma P_u}{0.75 \Sigma P_c} \right) \geq 1$$

Para nuestro caso

$P_u(\text{kN}) = 1499.77$

$M_u(\text{kN-m}) = 1430.86$

$P_c(\text{kN}) = 49369.365$ $P_c = \pi^2 EI / (kl_u)^2$

$\delta_s = 1.04$

Aplicando factor de corrección a los momentos

$P_u(\text{kN}) = 1499.77$

$M_{1ns}(\text{kN-m}) = 79.33$

$M_{2s}(\text{kN-m}) = 1351.53$

Se amplifica el momento a

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s}$$

$M_1(\text{kN-m}) = 1487.91$

Diagrama de interacción

Sap 2000 puede generarnos los puntos del diagrama de interacción, colocando las cuantías estimadas al momento de definir la columna.

Se estima usar 24 aceros $\phi 1"$.

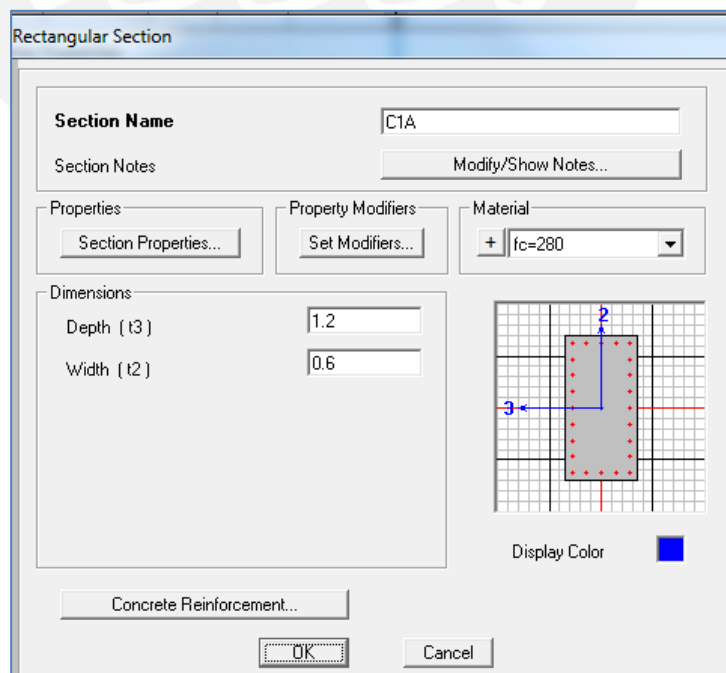


Figura 218: Definición de columna en SAP 2000.

Figura 219: Definición de aceros en columna de concreto-SAP 2000.

Sap 2000 trabaja con los factores Φ definidos por ACI. Sin embargo, podemos obtener del programa, el diagrama de interacción sin el valor de Φ , con el objetivo de incluir el valor de Φ de la norma E.060.

Diagrama de Interacción XX

$$\Phi_c = 0.7 \quad \Phi_t = 0.9$$

M_{s33} (kN-m)	P_s (kN)
0	15656.1
1318.698	15656.1
2118.9727	14859.6
2723.1017	12786.3
3144.8804	10587.1
3410.2414	8187.09
3321.9983	6108.46
2972.8193	3998.46
2372.9807	1910.13
1469.0841	-241.052
0	-2978.54

M_{u33} (kN-m)	P_u (kN)
0	10959.3
923.0886	10959.3
1483.281	10401.7
1906.171	8950.42
2201.416	7410.94
2387.169	5730.96
2325.399	4275.92
2080.974	2798.92
1661.086	1337.09
1322.176	-216.947
0	-2680.68

Fuerzas aplicadas

P1

M_{uxx} (kN-m)=	1487.91
P_{uxx} (kN)	1499.77

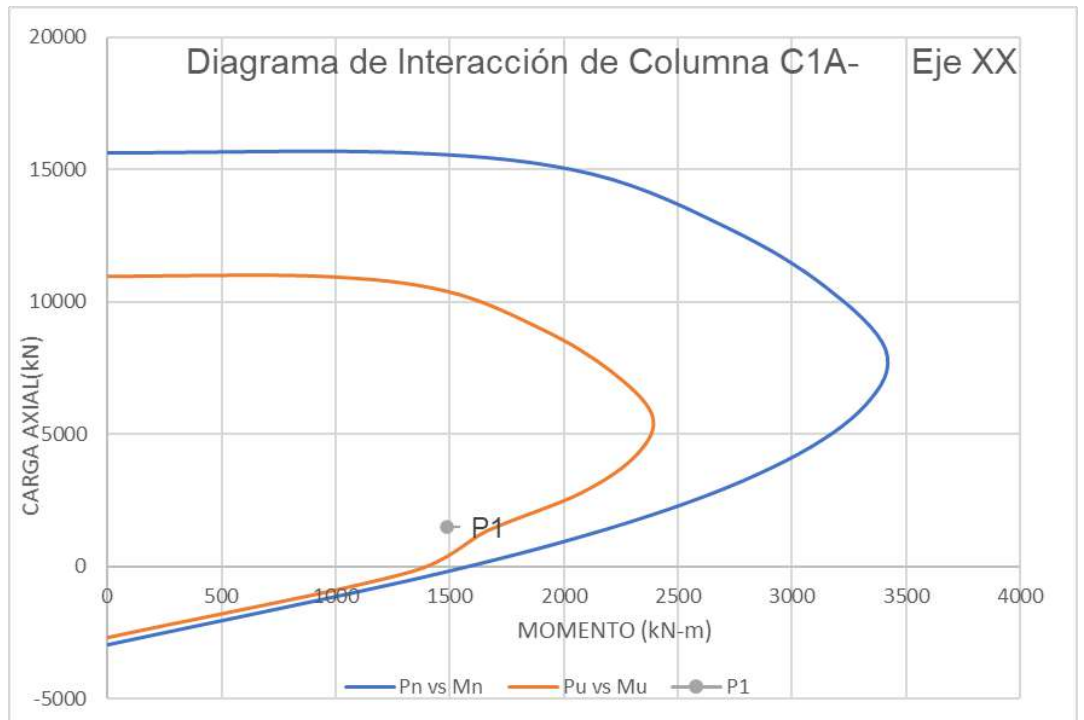


Figura 220:Diagrama de Interacción de columna C1A-Eje XX.

Verificación en dirección YY

$\phi_c =$ $\phi_t =$

M_{s22} (kN-m)	P_s (kN)
0	15656.1
694.7584	15656.1
1117.24	14639
1429.7334	12454
1648.2327	10105.9
1788.3881	7540.85
1710.3535	5764.36
1530.6051	3998.4
1196.8409	1999.09
689.6741	-303.145
0	-2978.54

M_{u22} (kN-m)	P_u (kN)
0	10959.3
486.3309	10959.3
782.068	10247.3
1000.813	8717.77
1153.763	7074.12
1251.872	5278.6
1197.247	4035.05
1071.424	2798.88
837.7886	1399.36
620.7067	-272.831
0	-2680.68

Fuerzas aplicadas

P1

M_{uxx} (kN-m)=	400.70
P_{uxx} (kN)	1491.70

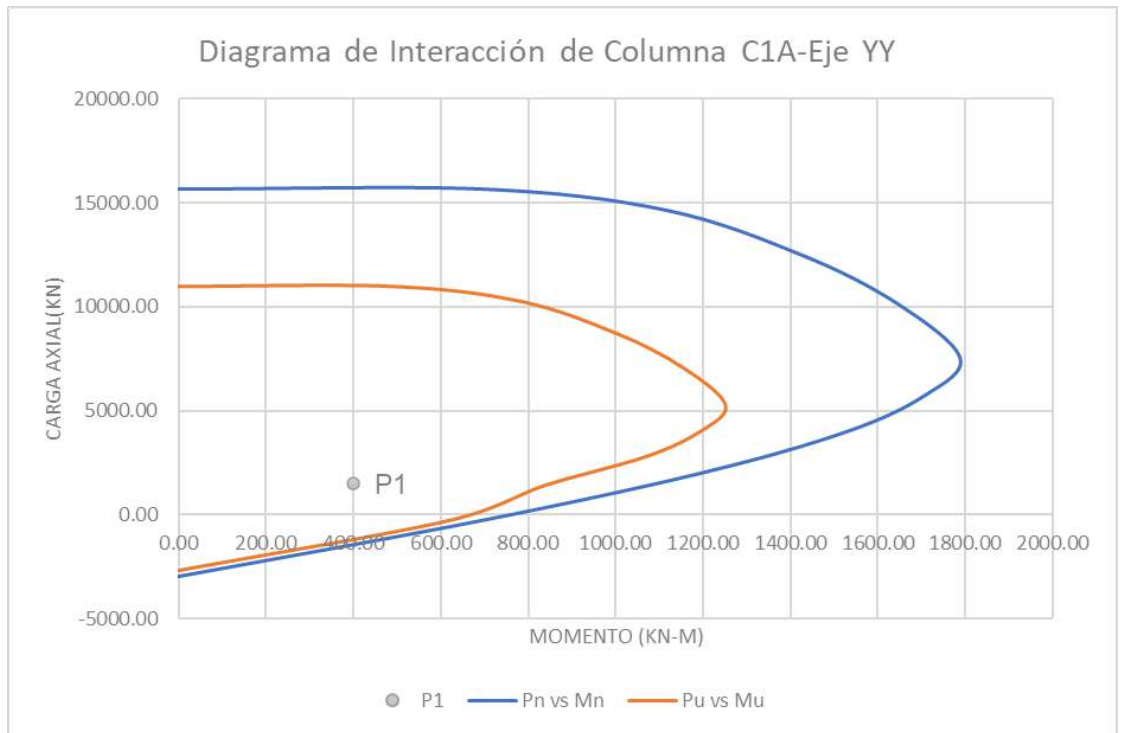


Figura 221:Diagrama de interacción de columna C1A-Eje YY.

Verificación de columna por corte

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) (\lambda \sqrt{f'_c}) b_w d$$

Para nuestro caso

$$\phi = 0.75$$

$$P_{ux}(kN) = 1499.77$$

$$V_{ux}(kN) = 276.95$$

$$A_g(mm^2) = 720000$$

$$f'_c(Mpa) = 30$$

$$b_w(mm) = 600$$

$$d(mm) = 1200$$

$$V_c(kN) = 670.51$$

$$\phi V_c(kN) = 502.88$$

$$\phi V_c \gg V_u$$

Cumplimos en corte

13.3.3 Columna de pórtico extremo

Cargas ultimas a considerar

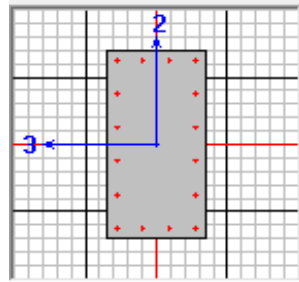
Las cargas a considerar son las siguientes:

$$M_{uxx} \text{ (kN-m)} = 1776.96$$

$$P_{uxx} \text{ (kN)} = 2863.8$$

$$V_{uxx} \text{ (kN)} = 466.47$$

Verificación de relacion de esbeltez



$$I \text{ (mm)} = 20720$$

$$I_{33} \text{ (mm}^4\text{)} = 8.64E+10$$

$$E \text{ (Mpa)} = 24855.56$$

$$K = 1$$

$$R_{33} \text{ (mm)} = 346.412$$

$$KL/R_{33} = 59.81 > 22$$

Necesitamos la corrección por esbeltez

$$\delta_s = 1 / \left(1 - \frac{\Sigma P_u}{0.75 \Sigma P_c} \right) \geq 1$$

Para nuestro caso

$$P_u \text{ (kN)} = 2863.8$$

$$M_u \text{ (kN-m)} = 1776.96$$

$$P_c \text{ (kN)} = 49369.365$$

$$P_c = \pi^2 EI / (kl_w)^2$$

$$\delta_s = 1.08$$

Aplicando factor de corrección a los momentos

$$P_u(\text{kN}) = 2863.8$$

$$M_{1ns}(\text{kN-m}) = 84.73$$

$$M_{2s}(\text{kN-m}) = 1692.23$$

Se amplifica el momento a

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s}$$

$$M_1(\text{kN-m}) = 1918.81$$

Diagrama de interacción

Usaremos la misma columna C1A

Diagrama de Interacción XX

$$\phi_c = 0.7 \quad \phi_t = 0.9$$

$M_{s33}(\text{kN-m})$	$P_s(\text{kN})$	$M_{u33}(\text{kN-m})$	$P_u(\text{kN})$
0	15656.1	0	10959.3
1318.698	15656.1	923.0886	10959.3
2118.9727	14859.6	1483.281	10401.7
2723.1017	12786.3	1906.171	8950.42
3144.8804	10587.1	2201.416	7410.94
3410.2414	8187.09	2387.169	5730.96
3321.9983	6108.46	2325.399	4275.92
2972.8193	3998.46	2080.974	2798.92
2372.9807	1910.13	1661.086	1337.09
1469.0841	-241.052	1322.176	-216.947
0	-2978.54	0	-2680.68

Fuerzas aplicadas

P1

$M_{uxx}(\text{kN-m}) =$	1918.81
$P_{uxx}(\text{kN})$	2863.80

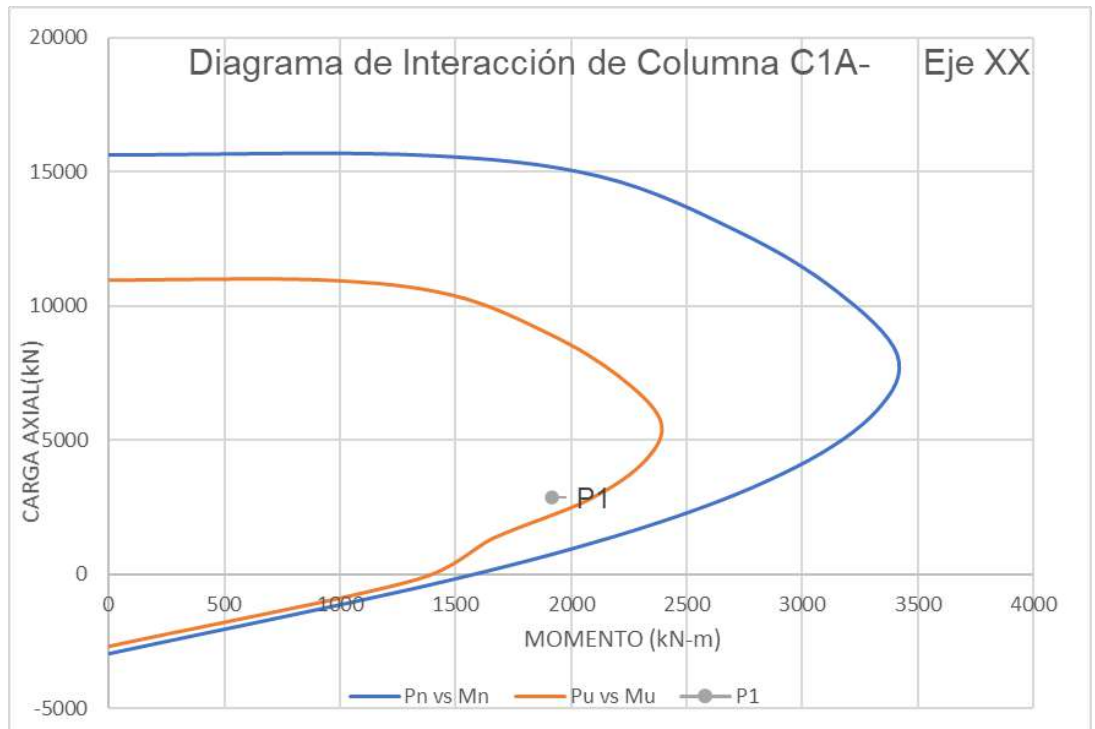


Figura 222:Diagrama de interacción de columna C1A.

Verificación en dirección YY

$\phi_c =$ $\phi_t =$

$M_{s22}(\text{kN-m})$	$P_s(\text{kN})$
0	15656.1
694.7584	15656.1
1117.24	14639
1429.7334	12454
1648.2327	10105.9
1788.3881	7540.85
1710.3535	5764.36
1530.6051	3998.4
1196.8409	1999.09
689.6741	-303.145
0	-2978.54

$M_{u22}(\text{kN-m})$	$P_u(\text{kN})$
0	10959.3
486.3309	10959.3
782.068	10247.3
1000.813	8717.77
1153.763	7074.12
1251.872	5278.6
1197.247	4035.05
1071.424	2798.88
837.7886	1399.36
620.7067	-272.831
0	-2680.68

Fuerzas aplicadas

P1

$M_{uxx}(\text{kN-m}) =$	353.60
$P_{uxx}(\text{kN})$	2242.33

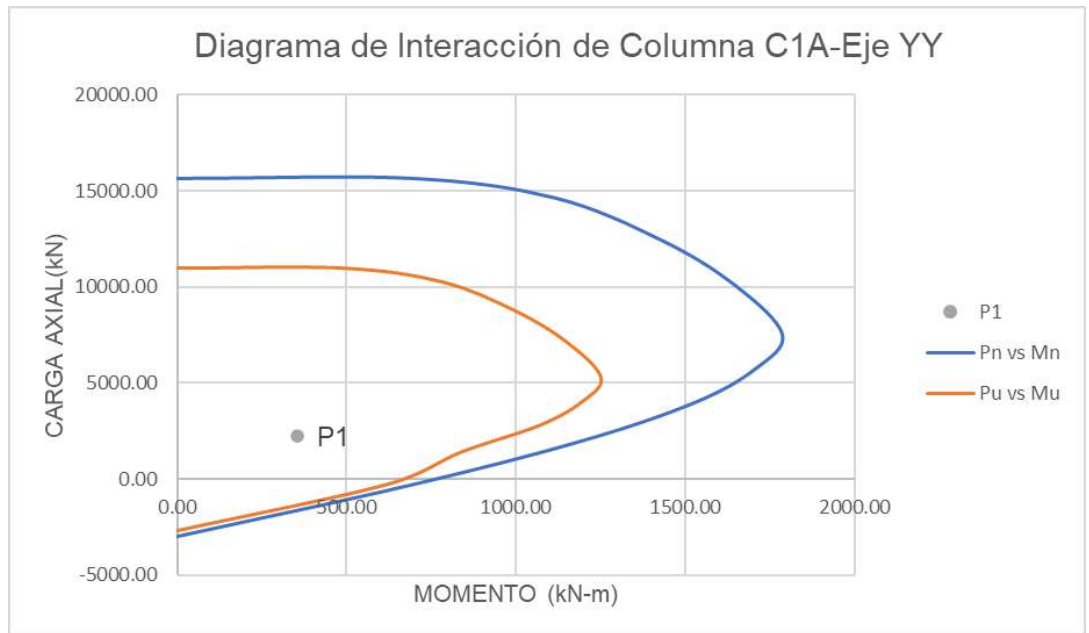


Figura 223: Diagrama de interacción de columna C1A en eje YY.

Verificación por corte

Lo podemos verificar con la siguiente ecuación

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) (\lambda \sqrt{f'_c}) b_w d$$

Para nuestro caso

$$\phi = 0.75$$

$$P_{uxx}(\text{kN}) = 0.00$$

$$V_{uxx}(\text{kN}) = 466.47$$

$$A_g(\text{mm}^2) = 720000$$

$$f'_c(\text{Mpa}) = 30$$

$$b_w(\text{mm}) = 600$$

$$d(\text{mm}) = 1200$$

$$V_c(\text{kN}) = 670.41$$

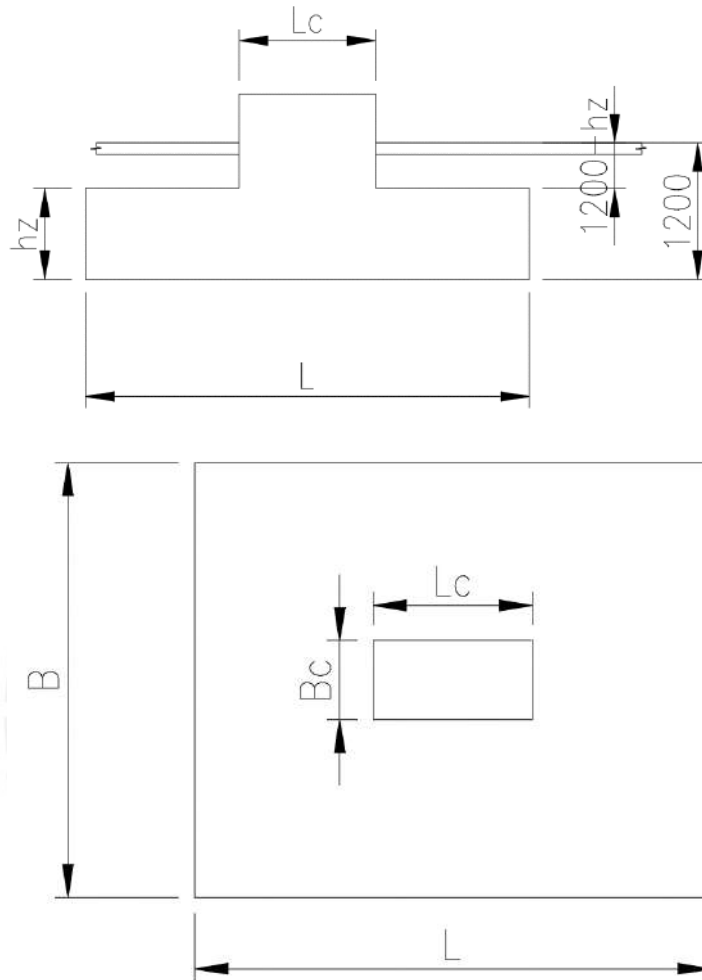
$$\phi V_c(\text{kN}) = 502.81$$

$$\phi V_c \gg V_u$$

Cumplimos en corte

13.4 Diseño de Zapata de concreto armado

13.4.1 Diseño de Zapata para columna de pórtico central



$P_u(\text{kN})=$	1499.77
$M_u(\text{kN}\cdot\text{m})=$	1487.91
$V_u(\text{kN})=$	276.95
$L_c(\text{m})=$	1.2
$B_c(\text{m})=$	0.6
$h_c(\text{m})=$	0.4
$h_z(\text{m})=$	0.8
$\Delta(\text{m})=$	1.35

L(m)= 3.9

B(m)= 3.3

Ps(kN)= 1199.816

Ms(kN-m)= 1190.328

Vs(kN)= 221.56

$\gamma_{con}(kN/m^3)=$ 25

$\gamma_{rell}(kN/m^3)=$ 24

Ppzap(kN)= 257.4

Ppcol(kN)= 7.2

Prell(kN)= 116.64

Ps'(kN)= 1581.06

Ms'(kN-m)= 1411.89

Con estos momentos reales utilizamos la fórmula de q

A(m²)= 12.87

Ixx(m⁴)= 16.31

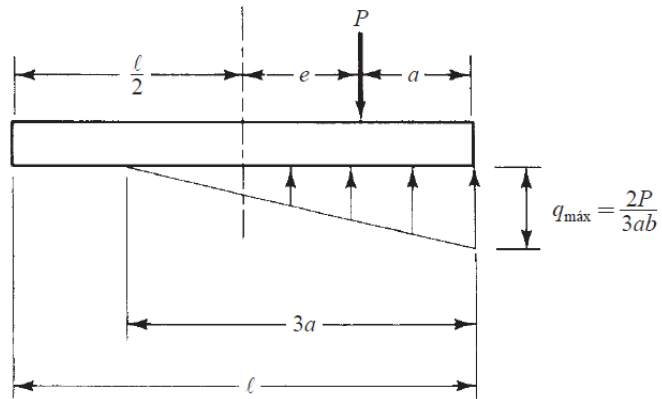
c(m)= 1.95

$$q = -P/A \pm Mc/I$$

qs1(kPa)= 291.62 < 400

qs1(kPa)= -45.93 < 400

Como salen tracciones en el terreno, se usa el siguiente modelo



$e(m) = 0.89$

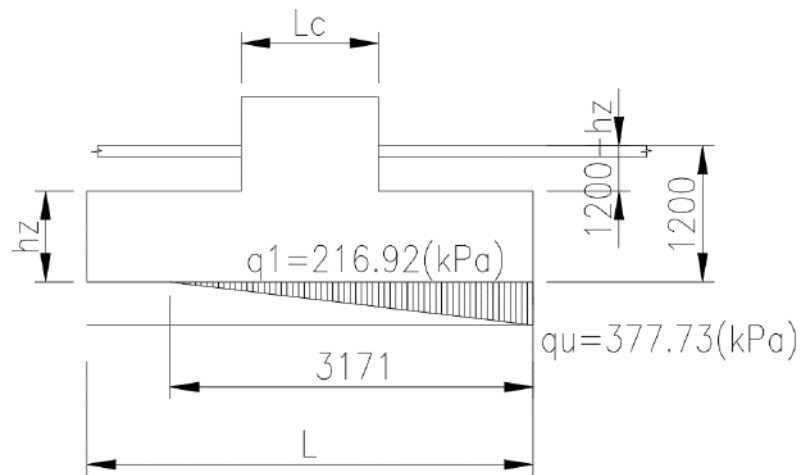
$a(m) = 1.06$

$q_{smax}(kPa) = 302.18 < 400$

Pasa por presión admisible

Diseño de zapata por flexión

Procedemos a pasar las cargas de servicio a cargas ultimas multiplicandolas por 1.25



$P_u(\text{kN}) = 1976.32$
 $M_u(\text{kN-m}) = 1764.86$
 $e(\text{m}) = 0.89$
 $3a(\text{m}) = 3.171$
 $q_{\text{max}}(\text{kPa}) = 377.73$
 $q_1(\text{kPa}) = 216.92$

Calculamos M_u en la cara de la columna

$M_u(\text{kN-m/m}) = 246.51$

DISEÑO POR FLEXION-ZAPATA

$b(\text{mm}) =$	1000
$d(\text{mm}) =$	700
$f_y(\text{Mpa}) =$	420
$f'_c(\text{Mpa}) =$	30
$f_y/f_c =$	14
$\Phi =$	0.9

$M_u(\text{kN-m})$	$M_u/(\Phi * b * d^2 * f_y)$	$1/1.7 * f_y/f_c$	ρ	$A_s(\text{mm}^2)$
246.51	0.00133091	8.235	0.0013458	942.08

Para esta caso el acero mínimo es

$A_s(\text{mm}^2) = 875$

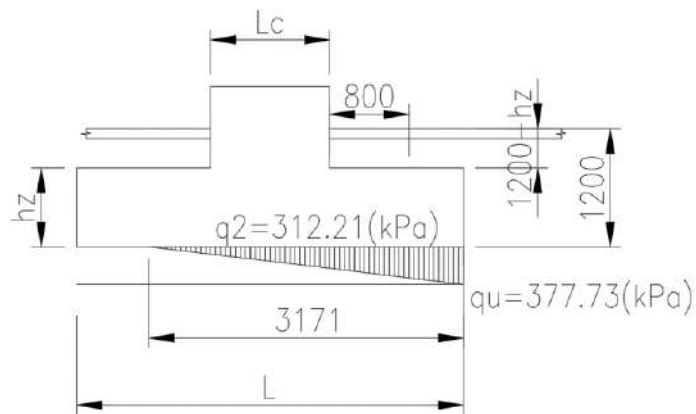
Cumplimos acero mínimo

Avarilla(3/4") = 284

$\frac{284}{942.08} \times 1000$

3/4" @ 301 "====>" Usaremos 3/4" @250

Verificación por cortante



Para esta caso

$$q_2(\text{kPa}) = 312.21$$

$$V_u(\text{kN}) = 189.73$$

$$f'_c(\text{Mpa}) = 30$$

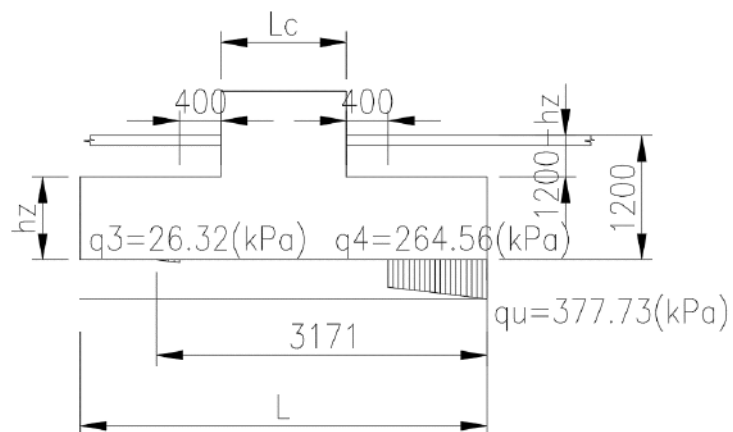
$$b_w(\text{mm}) = 1000$$

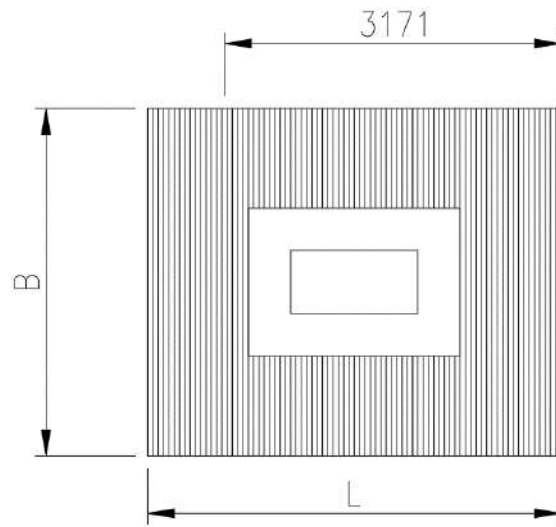
$$d = 6V_u / (\phi \lambda \sqrt{f'_c} b_w)$$

$$d = 277.12 \text{ mm}$$

el d propuesto es mayor al de la expresión ,por lo que estamos cumpliendo por corte

Verificación por punzonamiento





$$q_{u3}(\text{kPa}) = 26.32$$

$$q_{u4}(\text{kPa}) = 264.56$$

$$V_{u2}(\text{kN}) = 1621.20$$

$$\phi = 0.75$$

$$b_o(\text{mm}) = 17600$$

$$\beta_c = 2$$

$$\alpha_s = 30$$

$$f'_c(\text{Mpa}) = 30$$

$$d = 6V_{u2} / (\phi \lambda \sqrt{f'_c} b_o)$$

$$d_1(\text{mm}) = 134.54$$

$$d = 6V_{u2} / (\phi \left(1 + \frac{8}{\beta_c}\right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o)$$

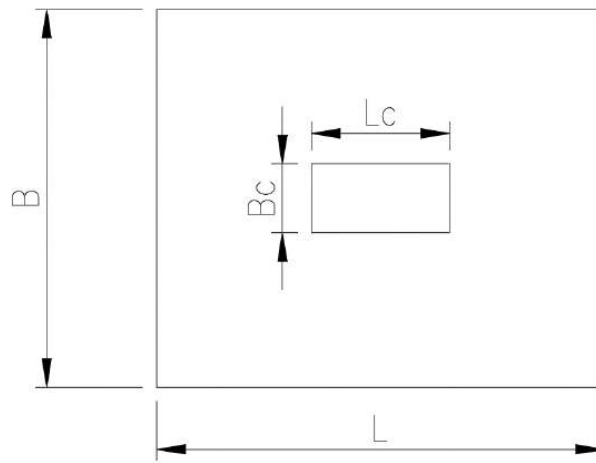
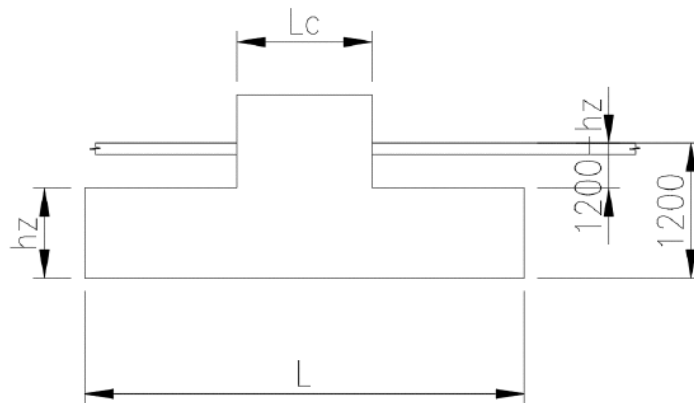
$$d_2(\text{mm}) = 26.91$$

$$d = 12V_{u2} / (\phi \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o)$$

$$d_3 = 80.00$$

Nuestro peralte $d=800$ mm cumple por punzonamiento

13.4.2 Diseño de Zapata para columna de pórtico extremo.



$P_u(\text{kN})=$	2863.8
$M_u(\text{kN-m})=$	1918.81
$V_u(\text{kN})=$	466.47
$L_c(\text{m})=$	1.2
$B_c(\text{m})=$	0.6
$h_c(\text{m})=$	0.4
$h_z(\text{m})=$	0.8
$\Delta(\text{m})=$	1.425

L(m)= 4.05

B(m)= 3.45

Ps(kN)= 2291.04

Ms(kN-m)= 1535.048

Vs(kN)= 373.176

$\gamma_{con}(kN/m^3)=$ 25

$\gamma_{rell}(kN/m^3)=$ 25

Ppzap(kN)= 279.45

Ppcol(kN)= 7.2

Prell(kN)= 132.525

Ps'(kN)= 2710.22

Ms'(kN-m)= 1908.22

Con estos momentos reales utilizamos la formula de q

A(m²)= 13.9725

Ixx(m⁴)= 19.10

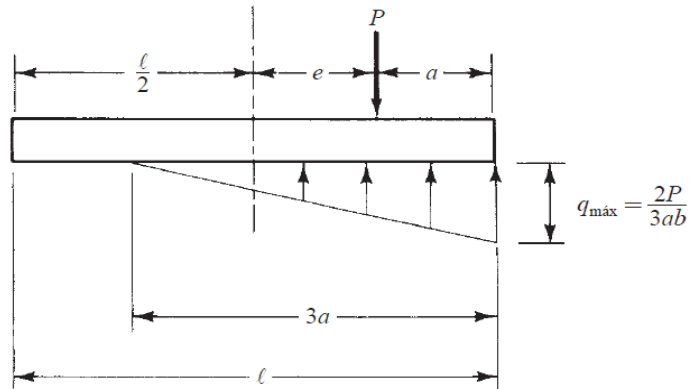
c(m)= 2.025

$$q = -P/A \pm Mc/I$$

qs1(kPa)= 396.29 < 400

qs1(kPa)= -8.36 400

Como salen tracciones en el terreno, se usa el siguiente modelo:



$e(m) = 0.70$

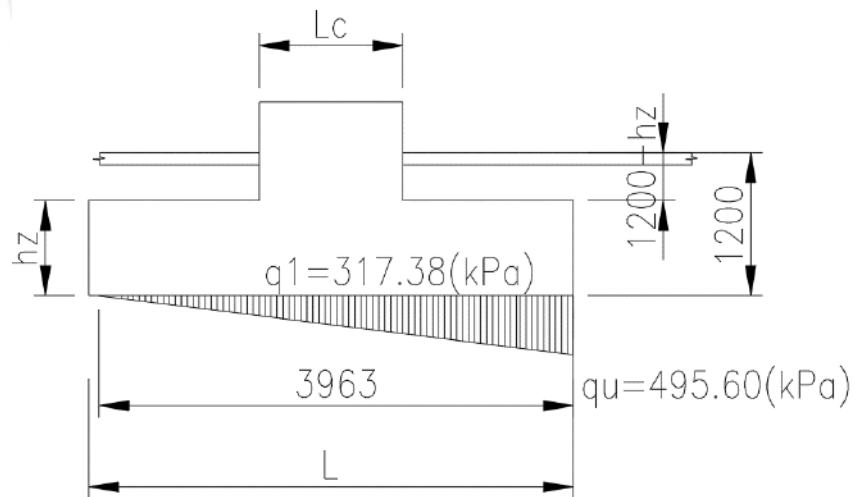
$a(m) = 1.32$

$q_{smax}(kPa) = 396.48 < 400$

Pasa por presión admisible

Diseño de zapata por flexión

Procedemos a pasar las cargas de servicio a cargas últimas multiplicandolas por 1.25



$$P_u(\text{kN}) = 3387.76875$$

$$M_u(\text{kN-m}) = 2385.28$$

$$e(\text{m}) = 0.70$$

$$3a(\text{m}) = 3.963$$

$$q_{\text{max}}(\text{kPa}) = 495.60$$

$$q_1(\text{kPa}) = 317.38$$

Calculamos M_u en la cara de la columna

$$M_u(\text{kN-m/m}) = 382.56$$

DISEÑO POR FLEXIÓN-ZAPATA

$b(\text{mm}) =$	1000
$d(\text{mm}) =$	700
$f_y(\text{Mpa}) =$	420
$f'_c(\text{Mpa}) =$	30
$f_y/f'_c =$	14
$\Phi =$	0.9

$M_u(\text{kN-m})$	$M_u/(\Phi * b * d^2 * f_y)$	$1/1.7 * f_y/f'_c$	ρ	$A_s(\text{mm}^2)$
382.56	0.00206541	8.235	0.0021018	1471.25

Para esta caso el acero mínimo es

$$A_s(\text{mm}^2) = 840$$

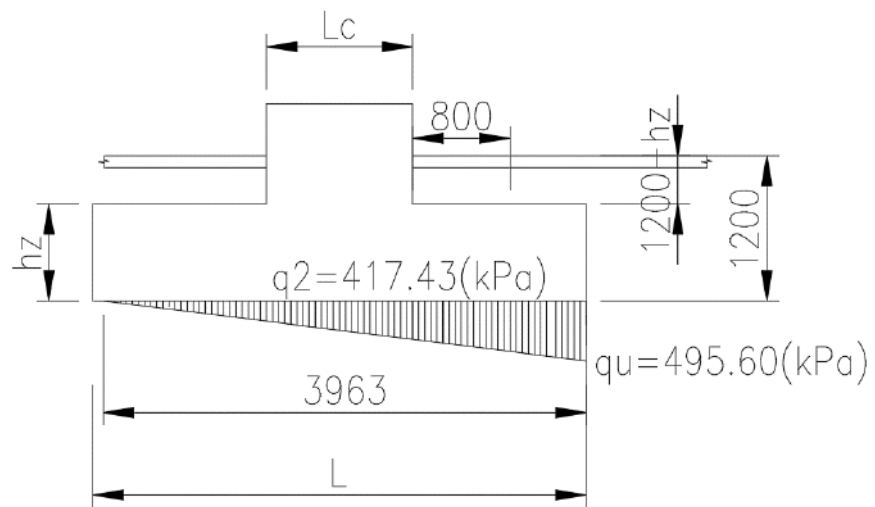
Cumplimos acero mínimo

$$\text{Avarilla}(3/4") = 284$$

$$\frac{284}{1471.25} \times 1000$$

$$3/4" @ 193 \quad "====>" \quad \text{Usaremos } 3/4" @ 175$$

Verificación por cortante



Para esta caso

$$q_2(\text{kPa}) = 417.43$$

$$V_u(\text{kN}) = 285.32$$

$$f'_c(\text{Mpa}) = 30$$

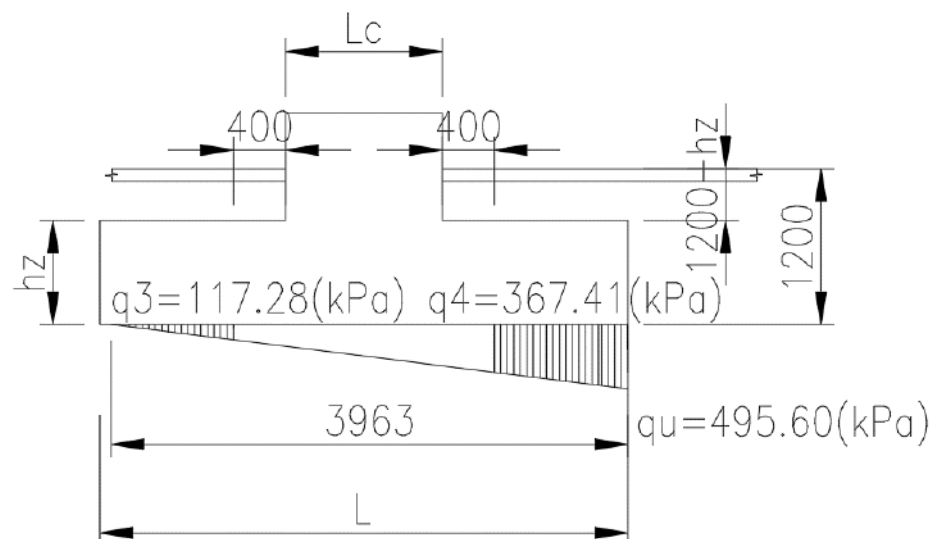
$$b_w(\text{mm}) = 1000$$

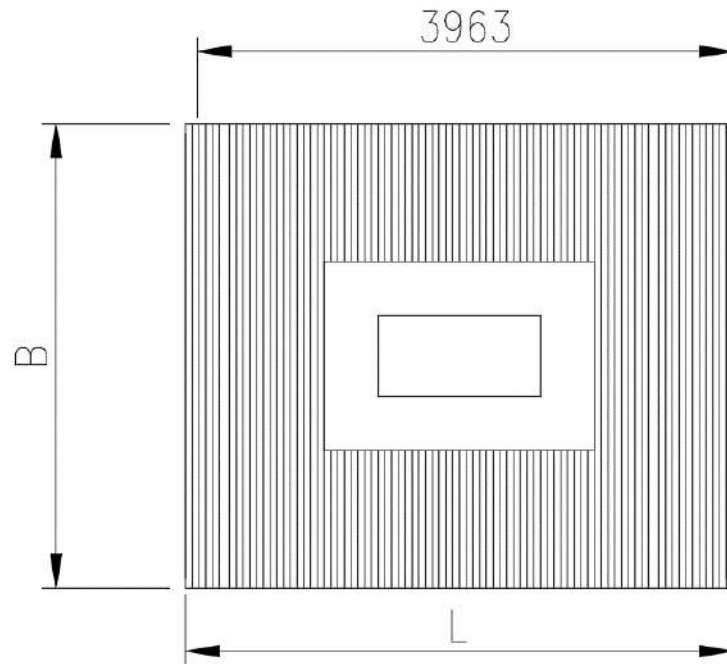
$$d = 6V_u / (\phi \lambda \sqrt{f'_c} b_w)$$

$$d = 416.74 \text{ mm}$$

el d propuesto es mayor al de la expresión ,por lo que estamos cumpliendo por cor

Verificación por punzonamiento





$$q_{u3}(\text{kPa}) = 117.28$$

$$q_{u4}(\text{kPa}) = 367.41$$

$$V_{u2}(\text{kN}) = 2951.98$$

$$\phi = 0.75$$

$$b_o(\text{mm}) = 18200$$

$$\beta_c = 2$$

$$\alpha_s = 30$$

$$f'_c(\text{Mpa}) = 30$$

$$d = 6V_{u2} / (\phi \lambda \sqrt{f'_c} b_o)$$

$$d_1(\text{mm}) = 236.90$$

$$d = 6V_{u2} / (\phi \left(1 + \frac{8}{\beta_c}\right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o)$$

$$d_2(\text{mm}) = 47.38$$

$$d = 12V_{u2} / (\phi \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o)$$

$$d_3 = 142.77$$

Nuestro peralte $d=800$ mm cumple por punzonamiento

14. PROCEDIMIENTO FINAL

Después del estudio previo, se puede establecer el siguiente procedimiento para diseñar una nave industrial con puente grúa:

1) Coordinar con el jefe de equipo de manera de obtener un arreglo preliminar de la nave.

2) Solicitar por los medios adecuados información de lineamientos de diseño del cliente final del trabajo. En esos documentos se debe encontrar,

- Normas técnicas que el cliente desea que se cumplan.
- Condiciones de sitio de la zona del proyecto.
- Velocidad de viento a considerar.
- Sobrecargas establecidas por el cliente
- Alguna restricción de material que se solicite.

3) Se sugiere realizar una ingeniería básica donde se proponga dimensiones estimadas de la cimentación y tipo de cimentación y coordinar con el profesional geotécnico que realizara el estudio de suelos. Una vez terminado el estudio, se debe de ajustar esos cálculos a una ingeniería final

4) Considerar todos los tipos de cargas indicados en las condiciones de sitio y lineamientos de diseño del cliente.

5) Estimar las cargas del puente grúa. Si no se tiene toda la información estimar la misma en los catálogos de fabricante, O se puede usar la tabla mostrada en la figura 97.

6) Se debe ubicar el punto de aplicación de la carga donde se produce el máximo momento en la viga carrilera. Se sugiere utilizar el método de Müller- Breslau que es muy útil sobre todo en su forma cualitativa.

7) Los siguientes datos son básicos para poder definir las cargas vivas móviles sobre el puente grúa:

- Peso del puente grúa (Sin trolley)
- Peso del Trolley
- Carga máxima sobre rueda.
- Carga nominal del puente grúa.

- Distancia entre vigas carrileras
- Mínima distancia entre eje de trolley y eje de viga carrilera.

Se pueden utilizar las expresiones sugeridas en 4-16.

8) Se sugiere utilizar la norma AISE 13 que es la más conservadora de las normas que son influenciadas por ASCE 7-16.

9) Realizar metrado de cargas.

10) Analizar la estructura. Se sugiere verificar siempre el desplazamiento máximo primero y después los esfuerzos. Sobre todo, en el caso de estructuras metálicas donde el desplazamiento es mayor que en las estructuras de concreto armado. En ocasiones el hecho que la estructura este muy holgada en el cumplimiento de los esfuerzos permisibles, no es indicativo que la estructura pasara por desplazamientos.

Para el tema del análisis sísmico, se sugiere utilizar el análisis modal espectral, realizando el respectivo escalamiento de los valores del análisis estático.

11) Diseñar la estructura.

12) Coordinar el dibujo de los planos.

13) Metrado de materiales. Si bien es cierto no se ha desarrollado en detalle este tema en la tesis por estar en el límite entre ingeniería y construcción, este punto es importante debido a que los clientes siempre piden recalcular de la estructura, de manera de conseguir el diseño óptimo en costos y tiempo de ejecución. En ese sentido se sugiere generar una base de datos de naves industriales con la razón kg/m² en el caso de acero estructural. También la coordinación con proveedores locales de perfiles de acero es importante, para conocer que perfiles son los más comerciales en el mercado peruano, de manera de evitar importaciones que pueden generar una ruta crítica en el cronograma de construcción del proyecto.

15. PROPUESTA DE CAMBIO EN LA NORMA E.020

Se plantea la modificación del artículo 9.5 de la norma E.020 de la siguiente manera:

9.5 Puentes-Grúa

9.5.1.-Peso propio del puente-grúa. (Q_{c1})-Consiste en el peso propio de los elementos mecánicos y equipamientos del puente-grúa, tales como vigas puente, vigas testeras, accesorios de electrificación y accesorios mecánicos. No incluye el peso del Trolley.

9.5.2-Peso del Trolley (Q_{c2}). -Consiste en el peso del Trolley o carro móvil más polipastos y accesorios de electrificación y mecánicos.

9.5.3-Carga nominal (Q_h). - La carga que va a izar el puente-grúa, incluyendo accesorios adicionales como cables y cadenas.

9.5.4-Carga máxima sobre rueda ($Q_{wm\acute{a}x}$)- La máxima carga sobre rueda será la carga producida en la rueda de la viga testera, por el peso propio del puente-grúa (Q_{c1}), sumado al peso del Trolley (Q_{c2}) y la capacidad nominal (Q_h), estas dos últimas cargas posicionadas sobre la viga puente en el lugar donde se maximiza el efecto de la carga resultante.

Sean

$Q_{c1} =$ *Peso propio del puente grúa(kN).*

$Q_{c2} =$ *Peso del Trolley(kN).*

$Q_h =$ *Carga nominal(kN).*

$L_c =$ *Distancia entre ejes de vigas carrileras(mm).*

$e_{m\acute{i}n} =$ *Distancia minima entre eje de carga nominal y viga carrilera(mm).*

El valor de la máxima carga sobre la rueda será:

$$Q_{wm\acute{a}x} = \frac{Q_{c1}}{4} + (Q_{c2} + Q_h)(L_c - e_{m\acute{i}n})/((2L_c))$$

9.5.4 Se debe considerar un aumento de la carga máxima sobre rueda por impacto vertical($Q'_{wm\acute{a}x}=Q_{wm\acute{a}x}$ +impacto), siendo esta carga el mayor de los valores siguientes:

$$Q'_{wm\acute{a}x} = 1.15 * Q_{wm\acute{a}x};$$

$$Q'_{wm\acute{a}x} = \frac{Q_{c1}}{4} + (Q_{c2} + 1.25 * Q_h)(L_c - e_{m\acute{i}n})/((2L_c));$$

9.5.5 La carga transversal total (Q_{tt})debida a la aceleración y desaceleración del Trolley, será el 20% de la suma de la carga nominal (Q_h)y el peso del Trolley (Q_{c2}).Esta fuerza se supone colocada en la parte superior de los rieles actuando en ambos sentidos perpendicularmente a la vía de rodadura y debe ser distribuida proporcionalmente a la rigidez lateral de las estructuras que soportan los rieles. De tener estructuras simétricas la carga se dividirá entre el número de ruedas totales de las vigas testeras.

Se tiene entonces que:

$$Q_{tt} = \text{Carga transversal total(kN)}.$$

$Q_{ttr} = \text{Carga transversal por rueda}(kN).$

$$Q_{tt} = 0.2 * (Q_h + Q_{c2}).$$

En caso de que a estructura sea simétrica:

$$Q_{ttr} = 0.05 * (Q_h + Q_{c2}).$$

9.5.6 La carga longitudinal sobre rueda (Q_{lr}) debida a la aceleración y desaceleración del puente grúa será igual al 10% de la carga máxima sobre la rueda ($Q_{wmáx}$) sin incluir el impacto, aplicada en la parte superior del riel y actuando en ambos sentidos paralelamente a la vía de rodadura.

Se tiene entonces que:

$Q_{lr} = \text{Carga longitudinal sobre rueda}(kN).$

$$Q_{lr} = 0.10 * Q_{wmáx}$$

Además, se sugiere la inclusión de las siguientes láminas.

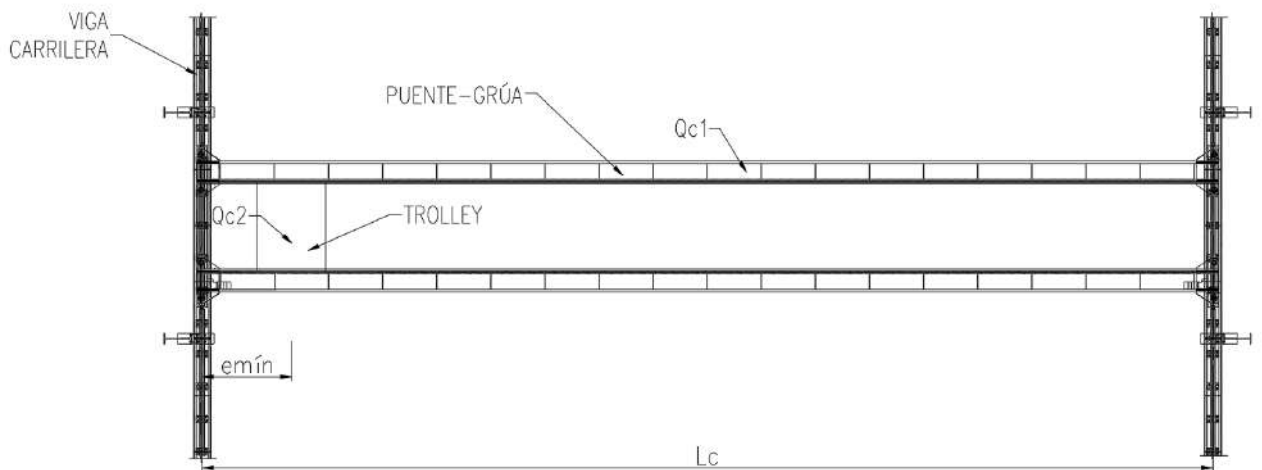


Figura 224:Puente-grúa-Planta.

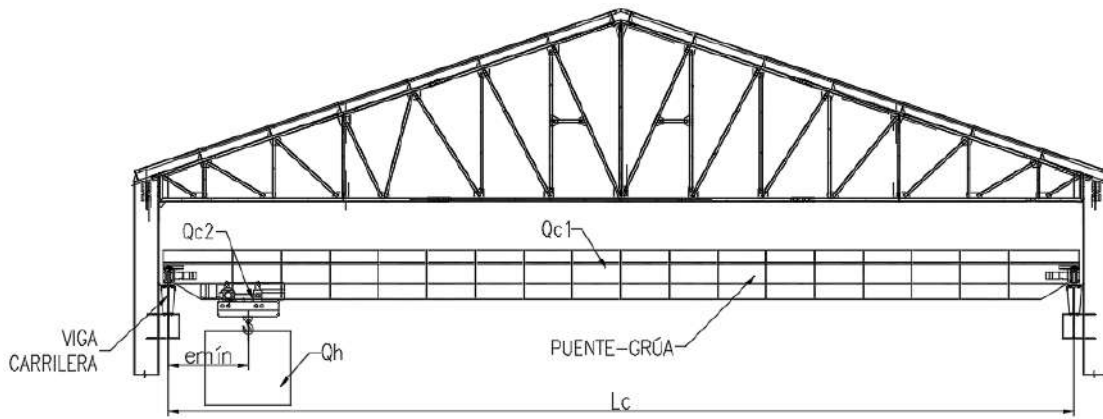


Figura 225: Puente-grúa-Elevación.

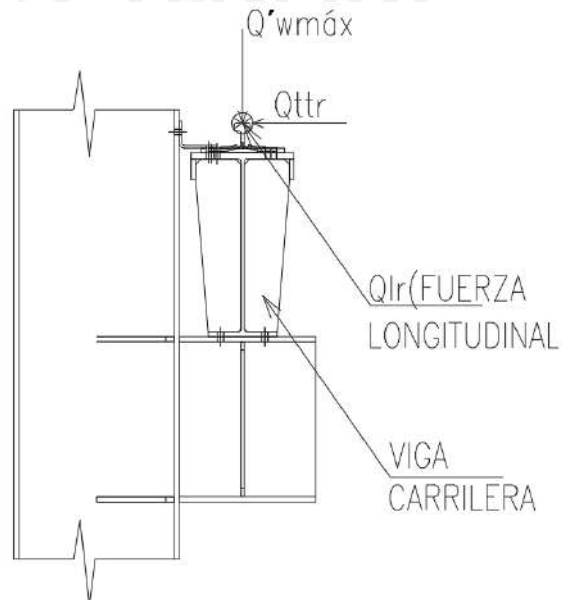


Figura 226: Cargas sobre rueda-Vigas carrileras de puente-grúa.

16. CONCLUSIONES FINALES

El estudio de normas extranjeras nos indica un camino para oportunidades de mejora en nuestra norma E.020:

Las dos principales sugerencias que apporto son:

- Uso de figuras explicativas en las cargas.
- Uso de expresiones matemáticas para definir conceptos.
- Incluir métricas para el tema de condiciones de servicio.
- Compatibilización del tema “Cargas vivas móviles” entre todas las normas peruanas.

En el ítem 4-16 el autor propone expresiones a usarse en los puentes-grúa, que pueden aclarar conceptos que antes estaban vagamente explicados no solo por la norma peruana, sino también por varias normas latinoamericanas. En el artículo 16 de este documento se proponen cambios específicos en la norma E.020.

El problema no es solo en el tema de la carga viva móvil, sino también en la definición de cargas de viento.

Se sugiere como futuros temas de Tesis, el estudio de las cargas de viento con túnel de viento y el estudio de las cargas de fatiga en puentes grúa.

Finalmente, el aporte de las normas Eurocódigo es muy importante para entender el porqué de la aplicación de las cargas de impacto vertical, carga lateral y carga horizontal, tema que queda muchos más claro después de revisar dicha normativa.

También se puede concluir que, a excepción de Euródigo, la mayoría de la normativa extranjera se base en ASCE 7-16. Si bien es cierto es una norma fiable, nuestras normas nacionales pueden complementarse mejor con mayores estudios de tesis sobre el tema, de manera que se propongan factores más acordes con nuestra realidad. La realización de modelos dinámicos similares al de Lovov, con datos de campo de puentes grúa, es un tipo de estudio pendiente para futuras tesis. Por eso creo importante que en el tema específico de cargas vivas móviles sobre el puente grúa, se convoque a los fabricantes de estos equipos, de manera que brinde su experiencia en el tema para el cálculo de las cargas. Y en el caso de las cargas de viento, se necesita más aportes de estudios realizados con modelos a escala en túneles de viento, para corroborar los factores C de este tipo de cargas.

17. BIBLIOGRAFIA

1. McCormac Jack-Brown Russell," *Diseño de concreto reforzado*, Editorial Alfaomega, Ciudad de Mexico-Mexico,2018.
2. Antonio Blanco Blasco, "*Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*", Capitulo de ingeniería civil, Consejo departamental de Lima, Colegio de ingenieros del Perú-Lima, 1997.
3. Yu Hsieh Yuan," *Teoría elemental de estructuras*", Editorial Prentice-Hall, Ciudad de Mexico-Mexico, 1973.
4. Vinnakota Sriramulu)," *Estructuras de acero. comportamiento y LRFD*", Editorial Mc Graw Hill, Ciudad de México- México, 2006.
5. Ottazzi Pasino Gianfranco," *Apuntes de curso Análisis Estructural I*", Facultad de ciencias e ingeniería-Departamento de ingeniería-Sección Ingeniería Civil, Lima-Perú, 2014.
6. N Subramanian," *Steel Structures-Design and Practice*", Editorial Oxford, Nueva Delhi-India, 2010.
7. Arnal Eduardo," *Proyecto y construcción de galpones Industriales*", Editorial Pag Marketing soluciones, Caracas-Venezuela, 2014.
8. "Cargas". Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma Técnica de Edificaciones E.020, SENCICO, Lima-Perú, 2006.
9. "Estructuras Metálicas". Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma Técnica de Edificaciones E.090, SENCICO, Lima-Perú, 2006.
10. "Diseño Sismorresistente". Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma Técnica de Edificaciones E.030, SENCICO, Lima-Perú, 2018.
11. "Concreto armado". Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma Técnica de Edificaciones E.020, SENCICO, Lima-Perú, 2009.
12. "Suelos y cimentaciones". Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma Técnica de Edificaciones E.050, SENCICO, Lima-Perú, 2018.
13. "Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures", ASCE/SEI 7-16 STANDARD, ASCE, Virginia -USA, 2017.
14. "Guide for the Design and Construction of Mill Buildings", AISE Technical Report N°13, Pennsylvania-USA, 2003.

15. "CMAA Specification #70"; CMAA, North Carolina-USA, 2000.
16. "Título B-Cargas", Reglamento Colombiano de Construcción Sismorresistente NSR-10, AIS, Bogotá-Colombia, 2010.
17. "Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones", NORMA VENEZOLANA COVENIN 2002-88, COVENIN, Caracas-Venezuela, 2002.
18. "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de acero", GACETA OFICIAL DE LA CIUDAD DE MEXICO, Ciudad de México-México, 2017.
19. "Design loads (other than earthquake) for buildings and structures", Indian Standard, BUREAU OF INDIAN STANDARDS, Nueva Delhi-India, 1989.
20. "Eurocode 1-Actions on structures-Part 3: Actions induced by cranes and machinery", EUROPEAN STANDARD EN 1991-3, CEN, Bruselas- Belgica, 2006.
21. "Eurocode 3-Design of steel structures-Part 6:Crane supporting structures", EUROPEAN STANDARD EN 1993-6, CEN, Bruselas- Belgica, 2007.
22. "Diseño estructural-Cargas permanentes y cargas de uso", NORMA CHILENA OFICIAL NCh1537, INN, Santiago de Chile-Chile,2009.
23. "Basis of structural design and actions for bulidings and industrial structures-Part 6:Actions induced by cranes an machinery",SOUTH AFRICAN NATIONAL STANDARD SANS 10160-6,SABS,Pretoria-South Africa,2009.
24. Josef Musilek "Computational Model for Calculation Horizontal Forces on Crane Runway", Institute of Technology and Business in Ceske Budejovice,Department of Civil Engineering,Czech Republic,2019

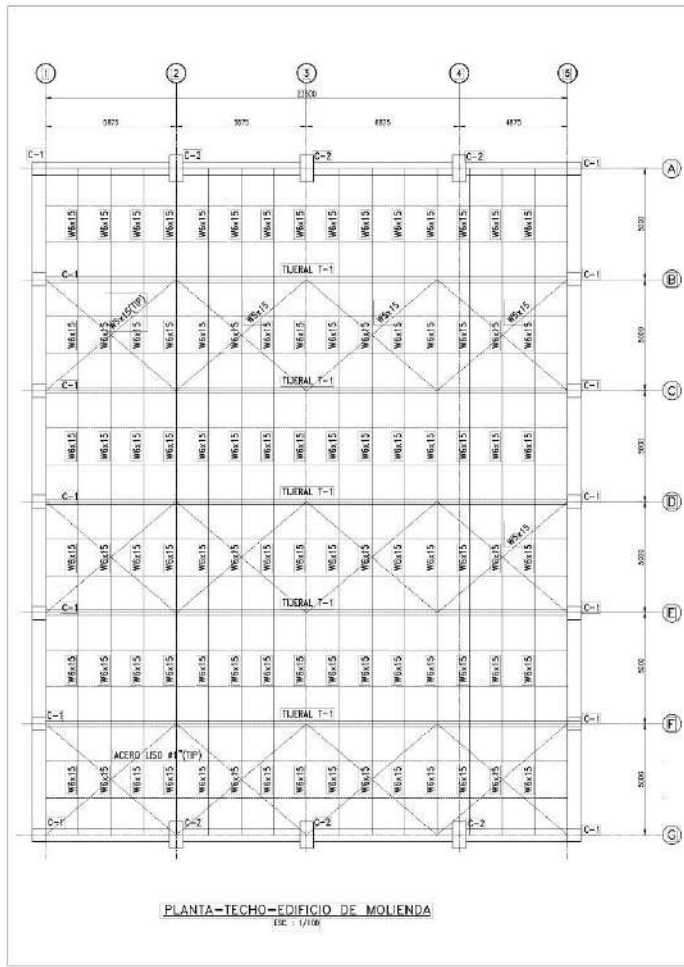
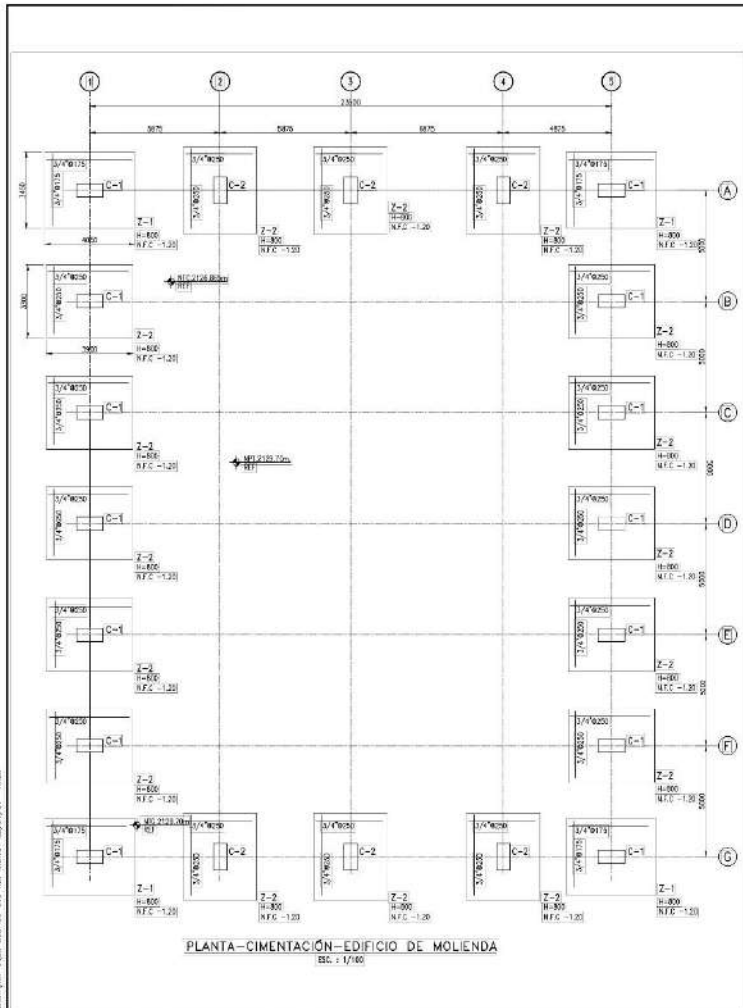
18. ANEXO A-PLANOS

Se presentan los siguientes planos:

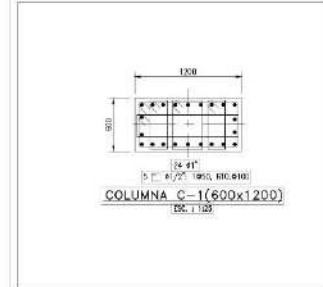
E-01-“PLANTAS”

E-02-“ELEVACIONES”





- ESPECIFICACIONES TECNICAS**
- CONCRETO ARMADO**
 - CONCRETO ARMADO : Fc=200kg/cm² (ESTADO FORMADO) T30 Y EN TODOS LOS ELEMENTOS DE CONCRETO.
 - BOLUMO : Fc=10 Mpa.
- ACERO DE REFUERZO**
 - ACERO : ASTM A-615 GRADO 60 Ty=420 Mpa (comprado)
- ACERO ESTRUCTURAL**
 - ACERO : A-36
- TERRENO**
 - SIN INDICACION DEL ESTADO DE SUELOS
 - U=100 Kpa.
- NOTAS**
 (-) DIMENSIONES EN mm., UNLESS EN FT.



INFORMACION DE DISEÑO SISMORRESISTENTE

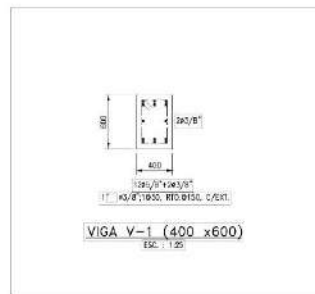
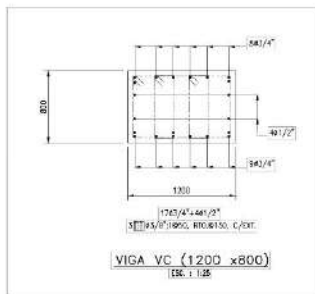
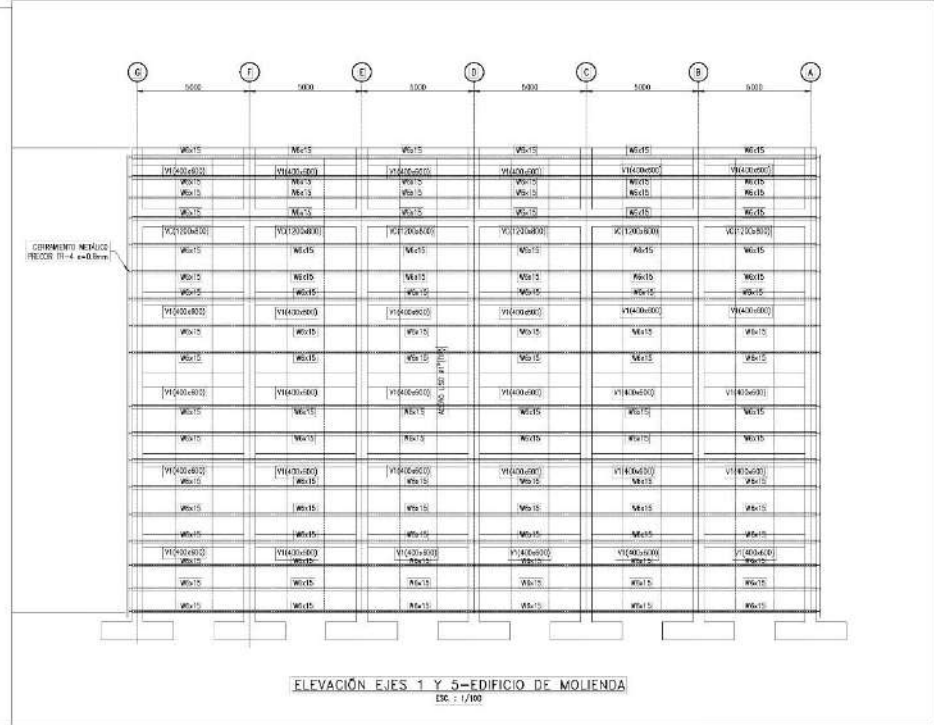
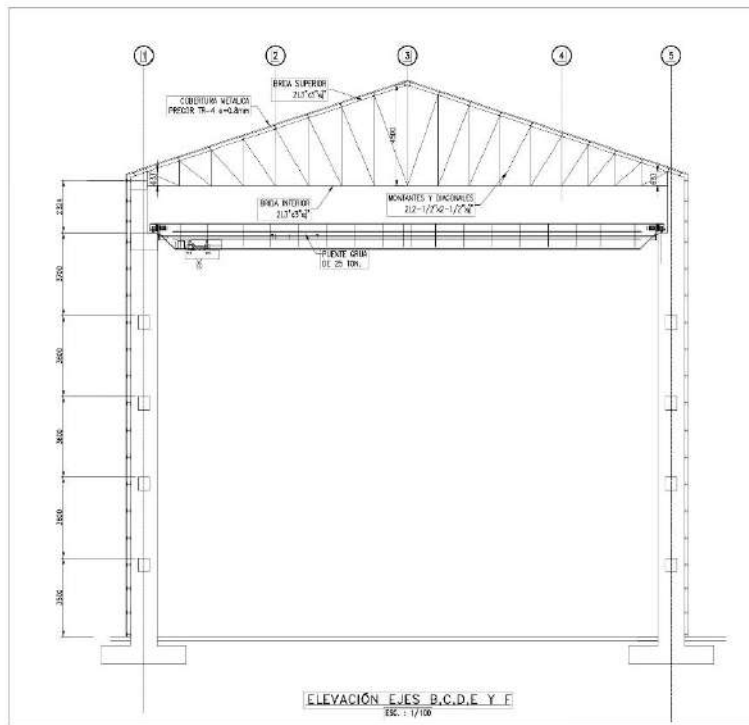
a) Sistema estructural sismorresistente
 - SISTEMAS DE CONCRETO ARMADO (REDES DINAMICAS CONCENTRAMENTE ARROGADAS)
 - TIPOLOGIAS DE CONCRETO ARMADO.

b) Periodo fundamental de vibración.
 - T₁=0.90 s
 - T₂=0.34 s

c) Parámetros de definición de la fuerza sísmica
 - T₁=0.90
 - T₂=0.34
 - C₁=0.25
 - C₂=1.10
 - R₁=1.0
 - R₂=8.00

d) Distorsión de entrepiso
 - D₁=0.003
 - D₂=0.003
 - D₃=0.003

	ESCUELA N°: 98-01-03-04 DEPARTAMENTO: CIVIL	MAESTRIA EN INGENIERIA CIVIL PUCP TESIS DOMINGO JESUS PANTA M NAVE INDUSTRIAL PLANTAS
	ESCALA: 1/100 FECHA:	E-01



	INSTITUCIÓN: 96-01-03-04	TÍTULO: MAESTRIA EN INGENIERIA CIVIL
	ESPECIALIDAD: CIVIL	TESIS: DOMINGO JESUS PANTA M NAVE INDUSTRIAL ELEVACIONES
ESCALA: 1/100	FECHA: E-02	PÁGINA: 3